

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA TOM XXIII.

J. RYCHTER

Profesor Szkoły Politechnicznej emeryt.



# ROBOTY WODNE

CZĘŚĆ II.

# FUNDAMENTY

889 rysunków w tekście.



LWÓW.

NAKŁADEM AUTORA.

SKŁAD W KSIĘGARNI G. SEYFARTHA.

I. Drukarnia Związkowa we Lwowie.

1910.

Na przedstawienie Grona Profesorów c. k. Szkoły Politechnicznej, za poparciem Naczelnika Sekcji Dr. L. Ćwiklińskiego, przyznało mi c. k. Ministerium Wyznań i Oświaty w r. 1908 pomoc na pokrycie części kosztów druku tej książki. Za tę pomoc składam Wysokiemu c. k. Ministerium, oraz rzecznikom moim serdeczne podziękowanie.

Studia licznych źródeł, oraz zgromadzenie wielkiej liczby rysunków, możliwe były tylko dzięki koleżeńskiej życzliwości kierownika biblioteki Szkoły Politechnicznej prof. Bronisława Pawlewskiego, oraz skryptora biblioteki Dra Wareg Massalskiego, którzy pozwolili mi korzystać z jej zbiorów w najszerszych możliwych granicach.

Żałuję że o budowach w Polsce wykonanych zebrać mogłem mało wiadomości, mimo usiłowań moich w tej mierze. Bardzo trudno jest dowiedzieć się, co i jak się u nas buduje. Na moją prośbę umieszczoną w Czasopiśmie Technicznym z r. 1907 s. 216, raczył odpowiedzieć tylko jeden, tj. starszy inżynier Wydziału Krajowego p. Czaplicki; wszystko co podaję poza tem, jest owocem osobistych moich próśb i starań u bliższych mi kolegów, których wymieniam we właściwych miejscach.

Klisze rysunków do l. 412 wykonał zakład Obernettera w Monachium, dalsze „Tęcza“ we Lwowie.

Wszystkim wymienionym panom i firmom, oraz Dyrekcji Drukarni Związkowej we Lwowie, dziękuję za życzliwą pomoc.

Rękopis fundamentów zacząłem w r. 1896, zaś w r. 1906 gdy był on już na ukończeniu, i połowa kliszów gotowa, ukazały się nowe wydania dzieł Brennekego, Willmanna-Zschokkego i Strukla. Chcąc dać sprawozdanie wyczerpujące, korzystałem z nich, mianowicie ze znakomitej pracy Brennekego, o ile pozwolił mi pośpiech druku i rozmiary książki. Używane źródła wymieniam szczegółowo.

W stosunku do tych dzieł, rozdziały części pierwszej (l. 1 do 9) są opracowane nieco obszerniej, ze względu że nie mamy dotychczas książki polskiej

o maszynach budowlanych; przytem sędzę, że zastosowanie maszyn jest w naszej praktyce zaniedbane. Unikałem jednak szczegółów należących do zakresu specjalisty budowy maszyn, poprzestając na wiadomościach koniecznych dla inżyniera kierującego budową. Dla tego opuściłem część maszynową w rozdziałach l. 36 i 37. Rozdział o betonie (l. 10) rozszerzyć musiałem, aby zwrócić uwagę czytelników na prace inżyniera Fereta, które według mego zdania nie były dotychczas należycie uznane i wyzyskane przez autorów niemieckich. Natomiast tabele kosztów skróciłem, sądząc że podanie dokładniejszych liczb jest rzeczą dzieł specjalnych, takich jak Osthofa „Kostenberechnungen“.

Upraszam Czytelnika o sprostowanie omyłek podług wykazu, przed czytaniem książki.

W listopadzie 1909.



## Wykaz przedmiotów.

### I. Przyrządy i roboty pomocnicze.

	Str.
1. Pale i palisady.	
a. Pale drewniane . . . . .	1
b. Palisady drewniane . . . . .	6
c. Palisady żelazne . . . . .	12
2. Kafary.	
A. Kafary najprostsze.	
1. Baba ręczna. 2. Baba z trójnogiem. 3. Kafar sznurowy. 4. Kafar z windą. 5. Kafar z wahaczem. 6. Kafar z kieratem konnym. 7. Hydrauliczny kafar Ramsauera . . . . .	17
B. Kafary z motorem parowym.	
1. Kafar z łańcuchem powrotnym firmy Menck i Hambrock. Sprzęgacz zębaty. Sprzęgacz trący. 2. Sprzężone kafary według Graula. 3. Kafar bez windy systemu Chrétien. 4. Kafar z łańcuchem bez końca fir. Menck i Hambrock. 5. Kafar Plocq i Jacquet. . . . .	32
C. Kafary o bezpośrednim działaniu pary.	
1. Kafar systemu Lacour. 2. Kafar parowy fir. Menck i Hambrock. 3. Kafar Nasmytha. 4. Kafar Schwarzkopfa. 5. Kafar Morrisona. 6. Kafar Riggenbacha. 7. Kafar Lewickiego. 8. Kafar wybuchowy. 9. Kafar atmosferyczny. 10. Kafar elektryczny. 11. Właczanie pali za pomocą dynamitu. 12. Przesuwanie kafarów. 13. Bicie pali pod wodą. 14. Maszyna wiertnicza. . . . .	39
D. Zapuszczanie pali prądem wody.	
Zapuszczanie palisad. Zapuszczanie rurowych pali żelaznych. Zapuszczanie rur żelaznych prądem pary. . . . .	56
3. Ucinanie pali.	
Piła drążkowa. Piła wózkowa. Piła wahadłowa. Piła odcinkowa. Piła kolistą. Piła Meyera. (Uzup. s. 666) . . . . .	65
4. Wyciąganie i urywanie pali. (Uzup. s. 666). . . . .	74
5. Przyrządy do pompowania wody.	
A. Pompy tłokowe. Pompy tłokowe bez wentylów . . . . .	80
B. Czerpaki . . . . .	87
C. Pompy centryfugalne . . . . .	93
D. Pompy prądowe . . . . .	98
E. Pulsometr . . . . .	100
6. Bagrowanie.	
A. Bagrownice trzonkowe.	
Łopata studniarska. Worek studniarski. Grzebacz studniarski. Łyżka z windą. Świder z workiem. Bagrownica dwuworkowa Diaka. Bagrownica świdrowa. Łopata indyjska (Uzup. s. 666) . . . . .	104
B. Bagrownice chwytacze.	
Bagr. Morris i Cumings. Bagr. systemu Hall. Bagr. Gatzmel. Bagr. Milroy. Bagr. Bruce i Batho. . . . .	109
C. Bagrownice łańcuchowe.	
Bagrownica pionowa. Bagr. pochyłe. Ustrój kubłów i łańcuchów. . . . .	120

	Str.
D. Bagrownice pompowe.	
Bagrownica z tłokiem. Bagr. injektor. Pompa Geerta. Excavator hydrauliczny Robertsona. Bagr. pneumatyczna Jandina. Bagr. wirowa. Połączenie pomp tłoczących z wirową. Bagrownica - Pulsometr Neuhauza . . . . .	128
E. Lewarowe bagrowanie systemu Leslie . . . . .	134
F. Porównanie bagrownic. Przewóz wykopu (Uzup. s. 666) . . . . .	134
7. Usuwanie przeszkód podwodnych.	
Podnoszenie kamieni. Podnoszenie drzewa. Rozrywanie drzewa dynamitem. Podwodne rozsadzanie skał. Luneta podwodna . . . . .	135
8. Przyrządy dla nurków.	
Ubiór nurka. Dzwon nurków (także 1. 36 m 3). Szyb dla nurków. . . . .	143
9. Podnoszenie i przewóz ciężkich kamieni i ciosów. Szpony. Kleszcze. Wozy. Żórawie wozowe. . . . .	151
10. Zaprawy hydrauliczne i beton.	
A. Własności zaprawy.	
Piasek do zaprawy. Stosunek mieszanki. Bryłowy ustrój zaprawy świeżej. Zmiany gęstości z biegiem czasu. Wydatność zaprawy. Zaprawy nieprzepuszczalne (patrz str. 328). Wyprawy cementowe. Mieszanie zaprawy (p. st. 327, 328 i 666) . . . . .	157
B. Własności betonu.	
Porównanie z innymi materiałami. Zmiany bryłowe. Przyczepność cementu do żelaza (patrz st. 666). Wytrzymałość na ścieranie. Nieprzepuszczalność betonu. . . . .	176
C. Wytrzymałość zaprawy i betonu.	
Wytrzymałość na złamanie. Wytrzymałość na ciągnięcie. Wytrzymałość na zderzenie. Wpływ ustroju bryłowego na wytrzymałość zaprawy. Wpływ sypania betonu pod wodą. Streszczenie . . . . .	185
11. Przyrządy do mieszanki zaprawy i betonu.	
Mieszanie ręczne. Mieszanie maszynowe. Mięszadła spadkowe. M. kieratowe. Miazdżarki kołowe. Mięszadła z bębniem ruchomym. M. o osi uzbrojonej . . . . .	197
12. Wykonanie betonu w fundamentach.	
Warunki dobrego sypania betonu. Ubijaki do betonu. Przyrządy do zaptaniania betonu. Szczególne sposoby sypania i wykonania betonu. Bloki betonowe. Beton w workach. . . . .	213
13. Wybór przyrządów i ceny siły roboczej. . . . .	229

## II. Badanie gruntu pod fundament.

14. Własności budowlane pokładów.	
Skała. Żwir. Piasek. Ił i glina. Pokłady zmienne. Nasypy . . . . .	232
15. Wytrzymałość gruntu (Uzup. s. 666) . . . . .	237
16. Sondowanie . . . . .	251
17. Wiercenie (p. s. 666) . . . . .	253
18. Doły i szyby próbne . . . . .	256
19. Pałe próbne (patrz s. 375/8) . . . . .	258
20. Próbne obciążenia gruntu . . . . .	258

## III. Sposoby fundowania.

21. Fundowanie na pokładach naturalnych bez wzmocnienia (patrz l. 39 B) . . . . .	266
22. Wykop i rozpieranie wykopu . . . . .	268
23. Fundowanie w grodzach z wyczerpaniem.	
a) Ustrój i wymiary grodzy . . . . .	271
b) Wysokość grodzy i wyczerpanie zagłębienia . . . . .	283
c) Osuszenie zagłębienia przez zniesienie stanu wody (p. str. 667) . . . . .	285

	Str.
24. Rozszerzenie fundamentu przez odsady . . . . .	290
25. Fundowanie na nasypie piasku lub kamieni, albo na kaszycach (Uzup. s. 667)	294
26. Fundowanie na betoniu.	
<i>a)</i> Grubość pokładu betonu (p. str. 667) . . . . .	301
<i>b)</i> Fundowanie pod wodą w osłonach . . . . .	321
<i>c)</i> Fundowanie pod wodą bez osłony . . . . .	324
<i>d)</i> Wykonanie betonu podczas mrozu . . . . .	327
<i>e)</i> Uzupełnienia do str. 174, 175, 184/5, 312 . . . . .	328
27. Fundament na ruszcie.	
<i>b)</i> Ruszt drewniany . . . . .	329
<i>a)</i> Ruszt żelazny . . . . .	333
28. Sklepienia łękowe (Uzup. st. 667) . . . . .	338
29. Połączone sposoby rozszerzania podstawy . . . . .	341
30. Zgęszczanie pokładu pod fundament.	
Tymczasowe obciążenie. Nasypy. Ciasno bite pale. Ubijanie kafarem według Dulaca. Osuszenie. Wtłaczanie cementu. Wytłaczanie ziemi za pomocą dynamitu . . . . .	343
31. Fundowanie w skrzyni bez dna . . . . .	350
32. Fundowanie w skrzyni pływającej . . . . .	355
33. Fundowanie na palach	
<i>A.</i> Pale drewniane.	
<i>a)</i> Działanie pali . . . . .	360
<i>b)</i> Wytrzymałość pali bitych (Uzup. s. 667) . . . . .	363
Wzory na wytrzymałość pali bitych . . . . .	369
Próbne obciążenia pali . . . . .	374
<i>c)</i> Układ i odstępy pali, pokład betonu na palach . . . . .	378
<i>d)</i> Ruszt na palach . . . . .	381
<i>e)</i> Porządek robót . . . . .	382
<i>f)</i> Zabezpieczenie od podmycia . . . . .	383
<i>g)</i> Przykłady fundamentów z betonem na palach . . . . .	384
<i>h)</i> Pale wysokie i pale w miękkich pokładach. Obciążenie gruntu nasypem, kaszyce, narzuty, pokłady faszyn, pale pochylne i kotwice . . . . .	388
<i>i)</i> Przykłady odrębnych urządzeń . . . . .	403
<i>B.</i> Pale żelazne.	
Pale ostre . . . . .	404
„ tarczowe . . . . .	406
„ śrubowe . . . . .	407
Przyrządy do wkręcania pali śrubowych . . . . .	417
Obrachowanie siły poruszającej . . . . .	423
<i>C.</i> Pale betonowe.	
Simplex. Gow i Palmer. Strauss. Rdzeń z kluczem. Syst. Raymond. Syst. Stern (patrz str. 667) . . . . .	424
<i>D.</i> Pale żelazno-betonowe.	
Hennebique, Züblin, palownice, palisady, pale żelazne w powłoce betonowej (p. s. 668) . . . . .	431
34. Fundowanie na filarach.	
Warunki zastosowania i przykłady, system Dulac (p. st. 668) . . . . .	441
35. Fundowanie na studniach.	
<i>a)</i> Studnie murowane (p. st. 668) . . . . .	450
<i>b)</i> Wieńce studzien . . . . .	453
<i>c)</i> Grubość płaszcza studni murowanej . . . . .	455
<i>d)</i> Wykonanie płaszcza studzien zapuszczanych . . . . .	457
<i>e)</i> Zapuszczanie studzien (s. 668) . . . . .	460
<i>f)</i> Wypełnianie studzien . . . . .	468
<i>g)</i> Powierzchnie odstępy i łączenie studzien . . . . .	469
<i>h)</i> Koszta fundowania na studniach murowanych . . . . .	472

	Str.
<i>i)</i> Studnie żelazne. Studnie pływające Hawkesbury. Prom na słupach . . . . .	472
<i>k)</i> System Leslie (p. s. 668). . . . .	482
<i>l)</i> " Casse . . . . .	487
<i>m)</i> Murowanie płaszczu od dołu. Syst. Simons . . . . .	488
<i>n)</i> Studnie drewniane . . . . .	493
36. Fundowanie przy pomocy zgęszczonego powietrza.	
<i>a)</i> Ogólny opis i warunki zdrowotne . . . . .	495
<i>b)</i> Fundowanie pneumatyczne na rurach . . . . .	499
<i>c)</i> Fundament na jednej skrzyni . . . . .	503
1. Skrzynia żelazna. . . . .	506
2. " murowana i żelazno-betonowa . . . . .	514
3. " drewniana . . . . .	520
<i>d)</i> Zawieszenie skrzyni i zapuszczanie jej w wodę . . . . .	524
1. Rusztowania stałe (uzup. s. 668) . . . . .	525
2. " pływające . . . . .	531
3. Wieszary . . . . .	532
<i>e)</i> Płaszcz nad skrzynią roboczą.	
1. Uwagi ogólne . . . . .	536
2. Wydobywanie płaszczu zapuszczonego w ziemię . . . . .	539
3. " " z wody przy wielkiej głębokości . . . . .	541
4. Skrzynia ruchoma zamiast płaszczu. . . . .	542
<i>f)</i> Zapuszczanie wgłąb ziemi. . . . .	544
<i>g)</i> Szluzы szyby i wydobywanie wykopu.	
1. Ustrój szluzы . . . . .	550
2. Szluzа u spodu szybu. . . . .	560
3. Statyczne obrachowanie szluz . . . . .	562
4. Ustrój i obrachowanie szybów . . . . .	564
5. Bagrowanie wykopu w szybie otwartym . . . . .	566
6. Wydumchiwanie wykopu prądem powietrza i wody . . . . .	567
<i>h)</i> Objętość potrzebnego powietrza . . . . .	570
<i>i)</i> Oświetlenie i telefon . . . . .	573
<i>k)</i> Wypełnianie skrzyni roboczej . . . . .	574
<i>l)</i> Szczelne łączenie częściowych fundamentów . . . . .	574
<i>m)</i> Skrzynia robocza jako dzwon . . . . .	577
1 <i>a)</i> Rusztowania na palach . . . . .	578
1 <i>b)</i> " " pływakach zatapianych . . . . .	578
2. Zawieszanie skrzyni na galarach . . . . .	585
3. Skrzynia dzwonowa pływająca . . . . .	588
4. Podpieranie stropu . . . . .	592
5. Łączenie częściowych fundamentów i fundowanie na wielkich powierzchniach (Uzup. str. 668) . . . . .	594
6. Obrachowanie wymiarów . . . . .	597
<i>n)</i> Koszta pneumatycznego fundowania . . . . .	598
37. Fundowanie przy pomocy zamrażania . . . . .	598
38. Połączone sposoby fundowania.	
<i>A.</i> Przy fundowaniu na palach . . . . .	604
<i>B.</i> " " " studniach . . . . .	606
<i>C.</i> " " " pneumatycznym . . . . .	609
39. Środki ostrożności i roboty ratunkowe	
<i>A.</i> Zabezpieczenie od podmycia . . . . .	618
<i>B.</i> Usuwiska, sąsiedztwo kopalni, ostrożności w obec trzęsienia ziemi . . . . .	631
<i>C.</i> Wilgoć w murach . . . . .	636
<i>D.</i> Naprawa, wzmacnianie i podstawianie fundamentów . . . . .	639
40. Wybór sposobu fundowania . . . . .	661
Uzupełnienia . . . . .	666

## Ważniejsze źródła i odnośne do nich skrótowania.

- AB. Allgemeine Bauzeitung, Wien.
- ABg. Annales des travaux publics de Belgique. Bruxelles.
- AP. Annales des ponts et chaussées. Paris.
- ATrP. Annales des travaux publics. Paris. Od r. 1894 Revue Technique.
- Br. Brennecke, der Grundbau, Berlin 1887, 1906.
- BrE. „ Ergänzungen zum Grundbau. Berlin 1896.
- BE. Beton und Eisen. Wien.
- BS. Büsing-Schumann, Der Portland-Zement, Berlin 1899.
- Bt. Berthot Traité de l'élévation des eaux. Paris 1893.
- CBl. Centralblatt der Bauverwaltung. Berlin.
- CDI. Candlot Étude pratique sur le ciment de portland. Paris 1886.
- DB. Deutsche Bauzeitung. Berlin.
- DJV. Zeitschrift d. Ver. deutscher Ingenieure. Berlin.
- Deb. Debaube Procédés et matériaux de constr. Paris.
- Dg. Dingler Politechnisches Journal, Stuttgart.
- E. Ernst. Die Hebezeuge. Berlin 1883.
- Engg. Engineering. London.
- Eng. N. Engineering-News. New-York.
- Eng. rec. „ Record New-York.
- FL. Franzius u. Lincke die Baumaschinen. (HJW.) Leipzig 1883.
- Hg. Hagen. Handbuch der Wasserbaukunst. Berlin.
- HJW. Handbuch d. Ingenieurwissenschaften. Berlin.
- Ht. Hartmann. Die Pumpen. Berlin 1889.
- HZ. albo Cz. H. Zeitschrift des Ingenieur u. Architekten-Vereins zu Hannover; Od r. 1897. Zeitschrift f. Architektur u. Ingenieurwesen.
- J. Jeep. Die Baumaschinen. Leipzig 1883.
- GC. Le Génie civil. Paris.
- Kl. Klasen. Handbuch d. Fundirungsmethoden. Leipzig 1895.
- MF. Meyer. Der Grundbau. (Fortschr. d. Ingen. Wiss.) Leipzig 1896.
- NA. Nouvelles annales de la construction. Paris.
- Oef. B. Oesterreichische Wochenschrift f. d. Oeffentl. Baudienst. Wien.
- ÖZ. Zeitschr. d. Oest. Ingen. u. Archit.-Vereins.
- ÖW. Wochenschrift. d. Oest. Ing. u. Arch.-Vereins.
- PT. Przegląd techniczny. Warszawa.
- Rs. Riese. Die Ingenieurbauwerke der Schweiz. Berlin 1887.
- Sz. Ržiha. Der Eisenbahn Unter- u. Oberbau. Wien 1877.
- SF. Salomon u. Forchheimer. Neuere Bagger- u. Erdgrabemaschinen. Berlin 1888.
- Schv. B. Schweizerische Bauzeitung. Zürich.
- Skl. Strukel. Der Grundbau Helsingfors 1895, 1906.
- Wlm. Willmann. Der Grundbau (HJW.) Leipzig 1900, 1906.
- ZfB. Zeitschrift für Bauwesen. Berlin.



## Źródła dla rysunków, opuszczone w tekście.

(Skrócenia według poprzedzającego wykazu).

- |  |  |
|--|--|
| <p>r. 40, 41 Patent n. 53191 CBl. 1891 s. 172.</p> <p>„ 49. Willmann Gd. 190 s. 41.</p> <p>„ 76. Ržiha Eisenb. Unt. u. Ob.</p> <p>„ 78. Jeep die B. H. III s. 41.</p> <p>„ 79, 88. FL. 1883.</p> <p>„ 77, 84, 85. Katalog Menck i Hambrook DB. 1887 s. 405 i 605.</p> <p>„ 80. Armengaud Publ. industr. 1878. vol. 24 s. 400 tb. 30. FL. t. I. tb. XXII. Ciwilingenieur 1878 s. 547 tb. XXVI.</p> <p>„ 89. Verhandl. d. Ver. z. Beförd. des Gewerbefl. 1865 s. 138. FL.</p> <p>„ 90. Civilingenieur 1875 s. 21.</p> <p>„ 91, 92. AP. 1877 I s. 511.</p> <p>„ 98, 100. HZ. 1879 s. 45.</p> <p>„ 99. CBL. 1882 s. 467.</p> <p>„ 101. DB. 1882.</p> <p>„ 102. ZfB. 1889, 510 tb. 37 f. 7, 8.</p> <p>„ 103. DB. 1889 s. 222.</p> <p>„ 103 B. HZ. 1877 s. 371.</p> <p>„ 112. Engg. 1870 I s. 391. — FL.</p> <p>„ 114. ZfB. 1882 tb. 37 f. 7, 8.</p> <p>„ 116. Skl. 1895.</p> <p>„ 117. HZ. 1876 tb. 649.</p> <p>„ 119, 120. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1880 s. 369, 467—1882 s. 326.</p> <p>„ 130. HZ. 1889 tb. 10.</p> <p>„ 139. ZfB. 1852 Blatt Q i T.</p> <p>„ 146. Engg. 1875 s. 284. Br. s. 48.</p> <p>„ 147. Br. 1887 r. 97.</p> <p>„ 149. FL. tb. XVI f. 4—7.</p> <p>„ 151. Ht. st. 8. f. 314.</p> <p>„ 153. Hagen.</p> <p>„ 154, 157, 158. Zbiór rysunków Szk. politech. w Zürich.</p> <p>„ 155. DB. 1876 s. 377. Odsyłacz na str. 90 odnosi się do ust. 3 po słowach: „Według teoryi Kröhnkego“.</p> | <p>r. 156. Klasen 1895 s. 22 r. 48.</p> <p>„ 160—163. Zbiór szk. pol. w Carlsruhe.</p> <p>„ 164. Hartmann 1889 f. 520, 521.</p> <p>„ 165. Z katalogu Wohanka i Sp.</p> <p>„ 100—103. Tekst jest po większej części wyjęty z Hartmanna die Pumpen (1889) str. 440—450.</p> <p>„ 181. Excerpt Mimutes of Proceedings of the Institution of Civil Engimers London vol. LXVIII. Br. 1906 s. 54.</p> <p>„ 185. SF. tab. I f. 1, 2.</p> <p>„ 188. „ f. 12.</p> <p>„ 189. „ f. 11.</p> <p>„ 190. Br. Erg. s. 15. — CBl. 1885 s. 190.</p> <p>„ 191. AP. 1880 I s. 161. Sprawozdanie obszerne z licznemi rysunkami.</p> <p>„ 192. Deb. s. 221. An. d. trav. publics 1882 s. 568.</p> <p>„ 193. Deb. tb. 21 f. 2—5.</p> <p>„ 194. Eng. 1881 t. 31 s. 506.</p> <p>„ 195. „ 1879 t. 28 s. 265. Kl. f. 112, 113.</p> <p>„ 204. SF. tb. V f. 10.</p> <p>„ 206. „ „ „ „ 28.</p> <p>„ 208, 210. JH. IV f. 41, 43.</p> <p>„ 209. FL. tb. XVII.</p> <p>„ 220—224 według Strukla.</p> <p>„ 225. Br. 1887 f. 58.</p> <p>„ 231. „ „ f. 52.</p> <p>„ 232, 234. ZfB. 1882 most pod Grudziądzem.</p> <p>„ 239. Dalsze wiadomości patrz FL. 1887 t. 3. rozdz. XII s. 82.</p> <p>„ 241. CBl. 1884 s. 393.</p> <p>„ 242. DB. 1887 s. 619.</p> <p>„ 244. ÖW. 1876 s. 298.</p> <p>„ 248. FL. t. 3 tb. VIII f. 1—3.</p> <p>„ 252/3. Br. 1887 f. 178—180.</p> |
|--|--|

- |  |  |
|--|--|
| r. 257. Br. 1887 f. 185, 186.          | r. Tabela na str. 230 pochodziz DJV.   |
| „ 258. FL. t. 3. tb. I. f. 14, 15.     | 1891 s. 39.                            |
| „ 268. Bs. s. 209.                     | „ 363, 368, } Wagner. Die Beziehun-    |
| „ 300. Br. 1887 f. 129, 130.           | 372, 374, } gen der Geologie zu d. In- |
| „ 301. HZ. 1877 tb. 724.               | 366, 380, } genieurwiss. Wien 1884.    |
| „ 302. Zeitschr. f. praktische Baukun- | 381. }                                 |
| de 1870 s. 199 tb. 26.                 | „ 370. Kl. f. 14, 15.                  |
| „ 303. Engg. 1876 I s. 79.             | „ 378. AB. 1898 tb. I f. 8.            |
| „ 306, 307, 310, 311. FL. tb. XXII.    | „ 383. Skl. 1895 tb. II f. 25.         |
| „ 309. CBl. 1885 s. 71.                | „ 377. Klasen s. 14 f. 35.             |
| „ 312. ZfB. 1894 s. 548,               | „ 391, 393. ÖZ. 1884 tab. 17.          |
| „ 313. BS. r. 37.                      | „ 404—406. Debaue fondations.          |
| „ 314. Br. 1887 f. 136.                | „ 409—411. Wlm. 1900 tb. II f. 15,     |
| „ 315, 316. FL. tb. XXII.              | 19, 16, i w wielu innych książ-        |
| „ 321, 332. HZ. 1889 tb. 10.           | kach.                                  |
| „ 325. Rż. t. 2. f. 79.                | „ 415. Skl. 1895 tb. 10 f. 36.         |
| „ 326. HZ. 1874 tb. 608.               | „ 421. HZ. 1876 tb. 649.               |
| „ 328. Br. 1887 f. 162, 163.           | „ 423. HZ. 1873 tb. 569.               |
| „ 338. Bs. s. 231. — Br. 1887 s. 61.   | „ 424. ZfB. 1881 tb. 53.               |
| „ 343. Br. 1887 s. 67.                 | „ 451. „ 1880 „ 58.                    |
| „ 346. An. d. trav. publ. Paris 1885   | „ 452. „ „ „ 68.                       |
| s. 1483.                               | „ 453. Skl. 1895 s. 70 f. 33.          |
|  | „ 468, 469. ÖZ. 1901 tb. XVII f. 3, 6. |

### Wykaz omyłek.

- s. 34. wiersz 13 z góry. Na początku zamiast *c)* ma być 2.
- „ „ „ 11 od dołu. Na początku zamiast *i)* ma być 3.
- „ 36. „ 2 „ „ „ „ „ *k)* „ „ 4.
- „ 38. „ 9 „ „ „ „ „ dopisać 5.
- „ 51. Pierwszy wiersz nad rysunkiem; zamiast (98 *D*), ma być (r. 91 *D*).
- „ 65. Urządzenie piły zapowiedziane w ostatniem zdaniu u spodu strony, zostało pod l. 33 opuszczone dla skrócenia.
- „ 98. W napisie tabeli *B* przy końcu, zamiast s. 95 ma być s. 97.
- „ 111. r. 186 na wieloboku sił należy oznaczyć strzałki, przyjmując strzałkę *Z* z góry na dół. Inne wynikają z tekstu.
- „ 115. wiersz 12 od góry; należy wykreślić słowa: Tarcza przy *R* opiera się wtedy na kołnierzu pochewki *U*.
- „ 128. wiersz 6 od góry; zamiast wysokości: ma być wysoko ki.
- „ „ ustęp 2 „ dołu; głoski odnoszące się do rys. 211 należy poprawić według rysunku.
- „ 131. W odsyłaczu zamiast ATr. 1888 s. 2190, ma być ATr. 1886 s. 1608.
- „ 133. wiersz 7 z góry, w nawiasie, zamiast r. 220, ma być r. 217. To samo w odsyłaczu.

## VIII

- s. 138. wiersz 2 od dołu, zamiast: wodę  $d$ , ma być wodę (r. 229).
- „ 151. zamiast szymbów zapowiedzianych pod  $c$  na końcu, podane są pod l. 36 dzwony r. 813 i 818.
- „ 185. wiersz 15 od dołu, zamiast: wytrzymałość 50 do 60  $kg$  ciśnienia na 1  $cm^2$ , ma być: wytrzymałość na zgniecenie 50 do 60  $kg/cm^2$ .
- „ 190. wiersz 3 pod tabelą, zamiast: s. 30, ma być s. 165.
- „ 192. w nagłówku ostatniej kolumny we wzorze na  $\delta^1$ , zamiast 1100, ma być 1110.
- „ 233. wiersz 18 od dołu, zamiast: Świętego Ludwika, ma być Pont Neuf.
- „ „ „ 17 „ „ „ zawałił się w r. 1888 po sześciu... ma być: groził zawaleniem w r. 1880 po trzech... (patrz s. 627/30).
- „ 241. wiersz 9 z góry, po słowach: bryłę lewą, dopisać: usuwając nieregularność obwodu, którą widzimy na fotografii (r. 349).
- „ „ wiersz 4 od dołu po słowie: jest poziome, dopisać: patrz uzupełnienie str. 666 u spodu.
- „ 243. wiersz 4 od dołu, zamiast:  $t$ , ma być:  $p$ , (według rysunku 355).
- „ „ „ 4 z góry, zamiast  $\frac{1}{2}(5,1 + 8,6) q$  ma być  $\frac{1}{2}(5,0 + 8,6)q$ .
- „ 244. „ 15 „ „ po słowach: w bryle wzruszonej, dodać: i w piasku głębiej leżącym.
- „ „ wiersz 2 i 3 od dołu, zamiast: w stosunku kwadratów z głębokości, ma być: w stosunku wyższym od głębokości.
- „ 247. wiersz 12 i 13 z góry, zamiast: do głębokości 1,5  $m$ , ma być: od głębokości 0,5 do 1,5  $m$ .
- „ „ wiersz 13 i 14 z góry, zamiast: między 1,1 a 1,5, ma być: około 1,8.
- „ 258. „ 15 z góry, zamiast: nie jest wprawdzie, ma być: nie zawsze jest.
- „ 263. „ 9 od dołu, słowa: lecz składowe ciśnienia, — należy wykreślić.
- „ 389. pod rysunkiem wiersz 3, zamiast: 1,5  $cm$  ma być: 1,5  $m$ .
- „ 403. wiersz 1, wzór ma być:

$$q_{max}F = \gamma t \left[ 1 - tg^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] F.$$



# I. PRZYRZĄDY I ROBOTY POMOCNICZE.

---

## 1. Pale i palisady.

### a) Pale drewniane\*).

Na pale (*Pfahl, pieu, pilot*) tak jak w ogóle do fundamentów, potrzebne jest drzewo trwałe pod wodą. Tę własność posiadają drzewa iglaste żywiczne; a więc sosna i smerek. Twardość i wytrzymałość drzewa nie może być prawie nigdy wyzyskana przy fundamentach, z powodu daleko mniejszej wytrzymałości pokładów ziemi; dlatego też dąb, modrzew i inne gatunki twardego drzewa, mają racyę zastosowania tylko w tych wyjątkowych przypadkach, gdy nie są droższe od drzewa miękkiego; gdy pale mają się opierać uderzeniom statków, lodu i t. p.; albo wreszcie wtedy, gdy przy biciu napotykamy wielki opór, i musimy używać bardzo silnych uderzeń kafara. W takich warunkach przekonano się, że drzewo bukowe jest bardzo cennym materiałem. Ma bowiem proste włókno, wielki ciężar i wytrzymałość, a małą sprężystość (CBI 1889 s. 472); przytem cena jego bywa zwykle niższą od ceny innych gatunków twardych.

Praktyka dowiodła, że rdzenne drzewo bukowe o ile zostaje bez przerwy pod wodą, jest wiecznej trwałości; biel zaś, staje się z czasem białawy i kruchy; stwierdzono to na wydobytych z ziemi brusach bukowych, które przetrwały kilkaset lat. Ztąd wynika zarazem, że buczyna przydatniejsza jest na brusy ścian bitych, czyli palisad, niż na pale okrągłe oddzielnie stojące w fundamentach; z tych bowiem nie podobna zdejmować bielu ze względu na kosztowność tej roboty.

W zwykłych warunkach sosna i smerek zasługują także z tego powodu na pierwszeństwo, że dają pień prosty, gładki o stałej albo mało zmiennej grubości.

Autorowie piszący o tym przedmiocie przyjmują, że drzewo żywiczne umieszczone stale pod wodą, jest trwałe do nieograniczonego czasu. Hagen (1870) wspomina o wyjątkach od tej zasady; a zupełną wątpliwość co do niej, wypowiada Sasse (An. B. 1903 s. 455/6). Przytacza on dwa przykłady zniszczenia pali w pokładach wodonośnych, pod fundamentami budynków miejskich, ale nie opisuje dokładnie warunków; nie mówi wyraźnie czy pale były stale pod wodą, czy n. p. chwilowo nie wysychały przy najniższym stanie wody podziemnej, albo czy stan wody nie zniżył się wskutek kanalizacji miasta.

---

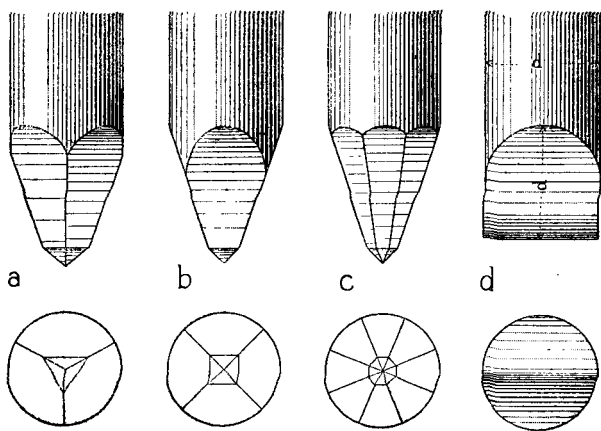
\*) Pale żelazne i żelazno-betonowe opisane są pod l. 33.

W wodzie morskiej drzewo bywa niszczone przez robaki drzewne. W porcie Cuxhaven zabezpieczono je, zasłaniając ścianą z betonu wykonaną między dwiema palisadami. Zewnętrzna palisada mogą robaki zniszczyć (ZfB. 1898, str. 397, tb. 47., r. 7. i 8.). Obszerny opis innych sposobów zabezpieczenia podaje Willmann (s. 32/33).

Drzewa używamy w postaci okrągłaków, z których zwykle zdejmujemy korę. Być może jednak że pozostawienie kory na pniu byłoby korzystnym w miękkich pokładach; nie utrudniając bowiem znacznie bicia pali, powiększylibyśmy w ten sposób tarcie na powierzchni jego, które w takich razach stanowi właściwy pożyteczny opór, czyli wytrzymałość pala pod ciężarem budowli (Strukel 1895 s. 167). Obciosywanie pali osłabia je; ograniczamy je przeto do szczególnych przypadków, np. gdy na palu ma być wycięty wpust, albo gdy potrzebujemy ciasnego ustawienia pali obok siebie. Podczas bicia bowiem, mianowicie w twardszych pokładach, pal okrągły obraca się około swej osi, i wykonywa często pół a niekiedy do półtora obrotu; tego unikamy zupełnie lub po większej części, przez obciosanie.

Pale tymczasowych rusztowań, do 4 m długości, nie potrzebują więcej nad 20 cm grubości średniej tj. mierzonej w połowie długości. Pale pod fundamentami są przynajmniej 25 cm często 30 cm grube; wszelako gdy długość ich

1.



przewyższa 8 m, żądamy często 35, a powyżej 10 m 40 cm średnicy. Na oznaczenie średnicy pala  $d$  w centymetrach, w stosunku do długości jego  $l$  w metrach, daje Perronet wzór  $d=12+3l$ . Im pal jest grubszy tem jest cięższy, i mniej drga pod uderzeniem kłosa; co jest korzystne przy biciu.

W warunkach dostawy zastrzeżoną bywa w dolnym końcu minimalna grubość 0,8 grubości średniej.

Długość pali bitych nie przekracza zwykle 12 m; gdyby potrzebne były dłuższe pale, natenczas tańsze będą inne sposoby fundowania. W niektórych przypadkach obawiamy się chwiejności pali; a ta powiększa się wraz z ich długością. Pale dłuższe nad 15 m są zarazem bardzo kosztowne; ale wyjątkowo bito już pale o długości 20 m i więcej (patrz l. 33. pod i).

Szczyt drzewa obracany bywa na dół, i zastrzony w kształt ostrosłupa lub stożka. Wyjątkowo zalecają niektórzy odwrotne stawianie pali, t. j. szczytem do góry; n. p. przy bardzo małym obciążeniu, gdy spodziewamy się ciśnienia wody od spodu, lub podobnego oddziaływania wskutek sprężystości pokładów. Przypuszczają zatem że w takim położeniu, stożkowatość całego pala przyczynia się do oporu przeciw podniesieniu (Strukel 1906 s. 114).

Do zaostrenia pala (r. 1.) używany bywa najczęściej ostrosłup czworosieczny r. b, niekiedy trójścienny r. a, do bardzo grubych pali ośmiościenny r. c. Wierzchołek ostrosłupa jest dla większej wytrzymałości tępo ścięty; krawędzie

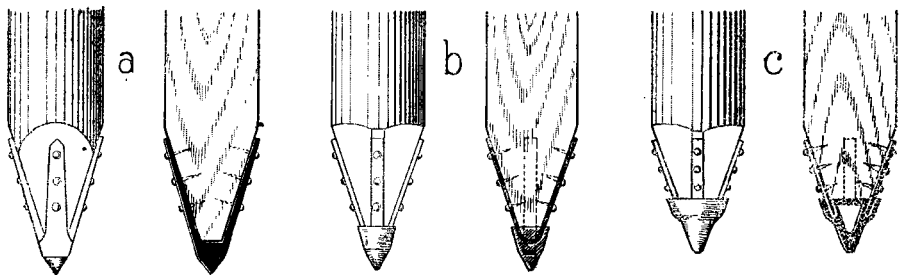
jego należy również zciąć na 2—3 *cm* szeroko. Wysokość ostrosłupa (n. *die Schmiege*) równa średnicy pnia, jest zupełnie wystarczająca; im większa ta wysokość, tem słabszy jest koniec pała, tem łatwiej rozmiążdżone mogą być włókna. Przytem nie zyskujemy nic na oporze pod kafarem, czego dowiodły specjalne doświadczenia angielskie. Domyślać się należy, że pod palem płasko uciętym, porusza się podczas bicia stożek zbitej ziemi. Dla tego to pał płasko ucięty, okazuje przy biciu prawie taki sam opór jak pał zaostrozony. Z powyższych przyczyn, zakończenie pała kształtem klina r. *d*, uważam we wszystkich przypadkach jako najwłaściwsze; dotychczas jest ono używane tylko do palisad.

Wierzch czyli głowa pała, ucięta według płaszczyzny dokładnie prostopadłej do osi, ma dokoła ściętą krawędź. Jeżeli zaś pał ma być bity w nieco twardsze pokłady, głowa musi być zabezpieczona przeciw pękaniu i rozmiążdżeniu włókien; wskutek czego tworzy się na niej sprężysta poduszka, znacznie zmniejszająca pożyteczny skutek uderzeń kafara. Aby temu zapobiedz ściskamy głowę pała silnym żelaznym pierścieniem kutym, (n. *Pfahlring*, fr. *frette*), stożkowym na  $\frac{1}{20}$ . (r. 2). W średnich warunkach wystarczy grubość pierścienia 15 do 25 *mm*, a wysokość 60 do 100 *mm*; jednakże w bardzo twardych pokładach trzeba znacznie silniejszych wymiarów. Przy budowie mostu na Wiśle pod Toruniem (ZfB. 1876) używano pierścieni 55 *mm* grubych a 130 *mm* wysokich, które zupełnie odpowiedziały celowi i opłaciły się; albowiem były trwałe. Zauważyć należy, że pierścień za słaby nie odpowiada celowi, chociaż sam nie pęka. Jeżeli bowiem wskutek zbyt słabych wymiarów poddaje się sprężystością swoją, dopuszcza on pęknięcia drzewa i rozstrzępienia włókien.

Podobnież później używano w Berlinie (ZfB. 1880) pierścieni  $\frac{100}{40}$  o stożkowatości  $\frac{1}{10}$ . Osadzono je wierzchem 2 *cm* wyżej od wierzchu pała; dopiero przez uderzenia baby było do reszty włączane. Próbowano tam również większej stożkowatości pierścieni, mianowicie do  $\frac{1}{5}$ ; ale była niewłaściwa; pier-



### 3.



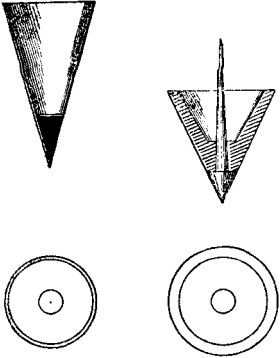
ścienie takie odskakiwały po każdym uderzeniu i nie utrwały się wcale, alboweż pękały. Powyższe zaś pierścienie pękały rzadko; na 10 do 12 tysięcy uderzeń pękał jeden pierścień.

Jeżeli pał ma być bity w pokład żwiru, lub pomiędzy drobne kamienie, natenczas dolny jego koniec wymaga ochrony przeciw zdarciu i zniszczeniu włókien. W tym celu ucinamy wierzchołek ostrosłupa na grubości 6—10 *cm* i uzbrajamy go w trzewik (*Pfahlschuh*, *sabot*).

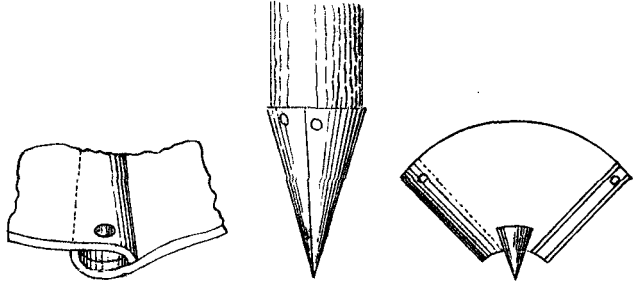
Najwięcej są używane trzewiki ze sztab żelaznych kutych, połączonych u spodu wspólną stopą. Wążą one 5—10 *kg*; szerokość sztab wynosi 40—80 *mm*

a grubość 5—10 mm. Sztaby trzewika powinny pokrywać ścięte krawędzie ostrosłupa (r. b), cieśla woli jednak umieszczać je na środku ścian, bo to idzie łatwiej. Wychodzimy z tej trudności, używając stożkowego zaostrenia, i stożkowego trzewika. Liczne odmiany trzewików podaje Strukel, z których wyjmuję rysunki (r. 3—6). Wszystkie one mogą być znacznie krótsze, stosownie do tego co mówiłem o zaostreniu pala. Sądzę też, że powyższemu celowi odpowiada najlepiej trzewik blaszany stożkowy; przy również stożkowym zaostreniu pala. Taki trzewik podaje

4.



5.



Debauve (rys. 5). We Francji nazywają go trzewikiem Camuzat, składa się z arkusza blachy 2—3 mm grubej, kształtu wycinka koła, którego brzegi są odpowiednio zawinięte dla połączenia ich na rąbek. Środek wycinka jest odcięty, a w jego miejsce przytwierdzone ostrze pełne, kute lub lane. Trzewiki takie ważą 3 do 7 kg i według Debauve'a są we Francji uważane za najlepsze; wszelako rąbek jest powodem niesymetrycznego oporu, i nasuwa się pytanie czy nie wywołuje zbaczenia pala. Lepiej zapewne naprzód skuć brzegi i zamknąć stożek gładko.

6.

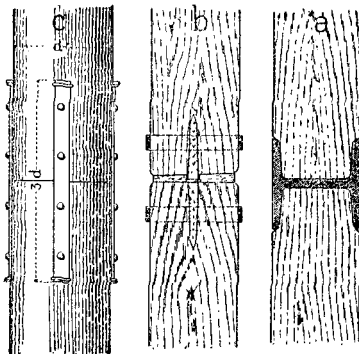


Przy budowłach regulacyjnych na Izarze, wprowadził Wolf trzewiki według r. 6. Są one kute, tylko 15 cm wysokie i 6 mm grube; ważą około 1 kg i kosztują 0,4 do 0,5 marki; są w Bawarii bardzo rozpowszechnione. Przy klinowym zaostreniu pala, trzewik blaszany jest ze wszystkich najłatwiejszy do wykonania.

7.



8.

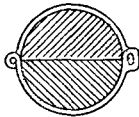
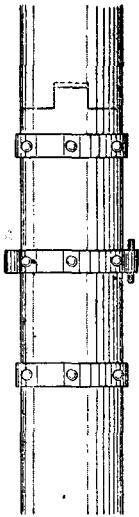
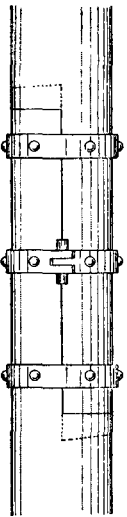


Osadzenie trzewika dokładnie osiowe, jest nader ważne; natomiast wielki ciężar jego niema znaczenia, wobec wielkości oporów i ciężaru pala; dlatego też zarzucone są przeważnie używane niegdyś trzewiki z żelaza lanego. Są one trudniejsze do przymocowania niż kute; ale w wielkiej ilości mogą być od nich tańsze.

Wyjątkowo widzieć można zastosowanie trzewików lanych. Mianowicie pod Hameln (CBl. 89 s. 472) używano ich w bardzo trudnych warunkach do ścian palowych, ale łączone były z palami zapomocą przynitowanych płyt kutych.

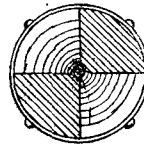
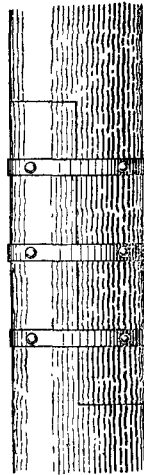
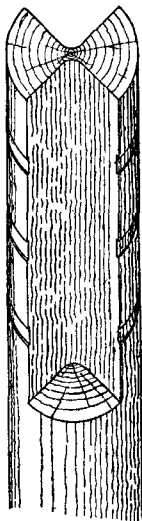
Trzewik zabezpiecza pal tylko przeciw zdarciu i zniszczeniu włókien, może usunąć tylko małe kamyki. W razie uderzenia o większą przeszkodę, pal zbacza, albo trzewik odłamuje się wraz z drzewem; albo też po zmiżdżeniu włókien

9.

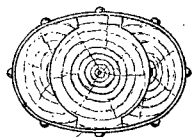
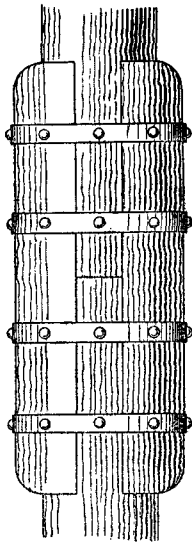


12.

10.

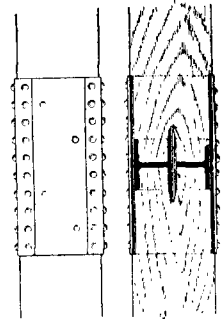


13.



zbacza, albo trzewik odłamuje się wraz z drzewem; albo też po zmiżdżeniu włókien

11.



obraca się trzewik końcem do góry, a rozstrzępione włókna postępują za nim (r. 7.).

W takich razach należy pal wyciągnąć, a przeszkodę przebić dźwtem. Hagen podaje, że przy wyciąganiu pali ze starego bulwaru w Piławie, znalazł zaledwie 10% pali zdrowych; wszystkie zaś inne, jakkolwiek zaopatrzone w trzewiki, znajdowały się w stanie przedstawionym na r. 7 (Hg. s. 161, CBl. 1904 s. 278 i 388).

Przedłużanie pali podczas bicia (r. 8—13), jest ostatecznością, której unikamy za każdą cenę. Przy małej niezgodności osi, pal spajany nie zachowuje przy dalszem biciu pierwotnego kierunku i wykrzywia się; połączenie rozluźnia się stopniowo i uderzenia stają się mniej skuteczne.

Z tych powodów bicie pali spajanych trafia się tylko w miękkich pokładach; najczęściej zaś przedłużamy je po ukończeniu bicia, ażeby im nadać większą wysokość.

Najprostsze spojenie za pomocą dwustronnej czapki przedstawia r. 8 a; lepiej jednak wzmocnić je zasiekany trzpieniem b, albo zamienić na żelazne sztaby gwoźdżone

ub<sup>z</sup>żeśrubowane c, długie na trzy do czterech średnic pala. Połączenie na piętke



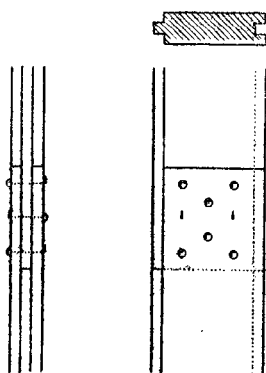
zwykłą (r. 9.) lub krzyżową (r. 10.) przy pomocy śrub i obręczy, jest wprawdzie bardzo sztywne, ale osłabia pal znacznie. Połączenie według r. 11. które podaje Debaue dla pali obciosanych, jest również przydatne dla okrągłych (r. 12.); jest ono sztywne i zapewne przydatne do bicia, skoro na czoło drzewa podłożymy blachę; ale zarazem kosztowniejsze od innych. Wreszcie połączenie (r. 13.) jest najwięcej rozpowszechnione i najdogodniejsze przy podwyższaniu pali już wbitych.

### b) Palisady drewniane (*Spundwand, paroi en palplanches*).

Są to ściany z brusów lub pali bitych, ciasno obok siebie ustawionych, lub wpuszczanych nawzajem ścianami bocznymi, dla większej szczelności. Ich cel i sposób użycia, będzie we właściwych miejscach opisany.

Ze względu na drganie podczas bicia, oraz na warunki wytrzymałości, należy obierać grubość brusów w odpowiednim stosunku do długości ich; a mianowicie do 2,5 m grubość 5 do 8 cm, przy długości 3 do 4 m potrzeba 8—10 cm, a dalej na każdy metr dodawać po 2 lub 2,5 cm.

14.

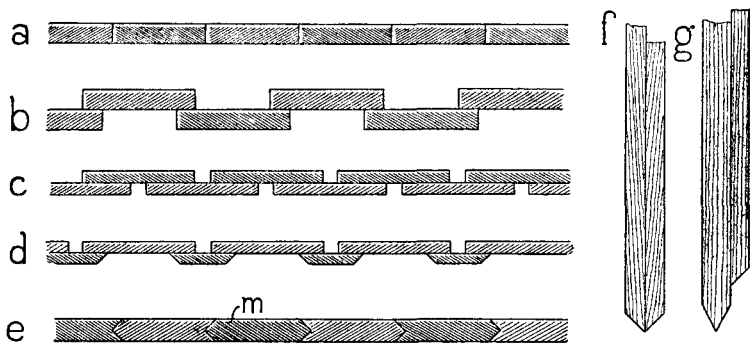


Nadto im twardszy teren, tem silniejsze powinny być brusy; ściany zaś wystawione z jednej strony na ciśnienie ziemi lub wody, należy co do grubości ich obrachować; o czem jeszcze w dalszym ciągu mówić nam wypadnie.

Brusy 5 do 10 cm grube, mają w handlu drzewa praktyczne maximum długości około 6 m; grubsze zaś, bywają stosunkowo dłuższe. Struckel podaje, że przy budowie bulwaru w Helsingfors, gdzie potrzeba było 11 m długości, przedłużano brusy za pomocą połączenia przedstawionego na r. 14.

Gdy brusy nie są grubsze nad 5 cm, gdy grunt miękki i wymagamy małej szczelności, albo ciśnienie wody jest małe, stawiamy obok siebie brusy gładko spuszczone r. 15 a,

15.



albo w dwóch płaszczyznach z odstępami b—d (n. *Stülpwand*). Jeżeli obie płaszczyzny mają być bite jednocześnie, należy w każdej z nich scinać brusy u spodu jedną płaszczyzną, z ukosem ku środkowi grubości (f).

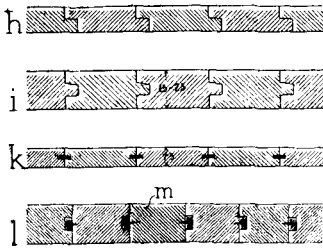
Jeżeli zaś każda płaszczyzna będzie bita osobno, natenczas pierwsza otrzyma ścięcie dwustronne, a druga ścięcie jednostronne (g).

Częściej jednak obrabiamy boki brusów na wpust kątowy (*halber Spund*) e, którego głębokość wynosi  $\frac{1}{2}$  do  $\frac{2}{3}$  grubości brusa; albo na zakładkę (*gerader Spund, Falz* r. 16 h) tej samej szerokości, albo wreszcie na wpust

prostokątny (*voller Spund* r. 16 i) używany do brusów przynajmniej 15 cm grubych. Jego kształt jest kwadratowy, na  $\frac{1}{3}$  grubości brusa.

Żebra powinny się opierać we wpustach bokami, a nie krawędzią lub czołem. W tym celu scinamy nieco krawędź żebra kąтового, a żebro prostokątne może mieć przekrój lekko trapezowy.

16.



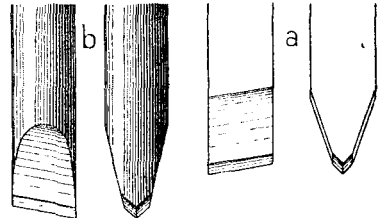
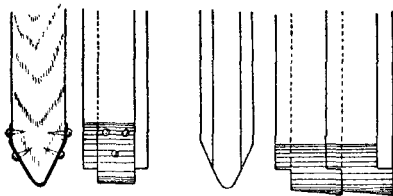
Żeberka do wpustów prostokątnych otrzymać można przez przyśrubowanie łąty do gładkiej ściany brusa r. 16 l. Takie łąty dają oszczędność drzewa i robocizny; są równie silne jak żebra wystrugane, mogą być z twardszego drzewa niż sam brzus, a zato słabsze. Żebra mają zwykle  $\frac{1}{3}$  grubości brusa, ale wystarczy wysokość 3 do 6 cm, a szerokość nieco większa.

W Ameryce używane są do palisad pale, otrzymane przez ściąganie śrubami trzech płaszczyzn brusów. Przez wysunięcie w bok środkowego brusa, powstaje z jednej strony żebro, z drugiej wpust. U nas brusy są do takiego użytku zanadto drogie; w każdym razie cienkie, długie gwoździe właściwsze i tańsze będą od śrub. (Schw. Bz. 1905 t. I. s. 227).

Przy budowie portu w Kopenhadze, do ścian 8 m wysokich, używano brusów o grubości tylko 7,5 cm. Miały one z obu stron wpusty prostokątne, w które wsuwano żelazne piórka ze sztabek o przekroju 5 x 50 mm (r. 16 k). Wynik miał być bardzo dobry.

18.

17.



Brusy palisad bywają zaostrome w klin (r. 17, 18), a kliny w miarę potrzeby okryte blachą. Krawędź klina jest nieco ukośna względem osi brusa, np. na  $\frac{1}{10}$ .

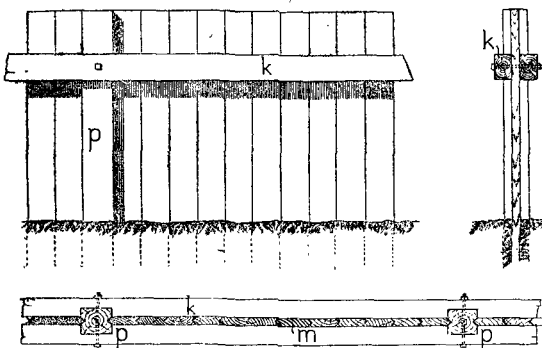
Ten ukos ma wywoływać samoczynne ciasne zesuwanie się wszystkich brusów.

Gdy mamy wykonać wielką długość palisady, korzystnie jest wycinać wpusty i żebra maszynami.

Obrobione brusy wiąże się po kilka w jedną całość aby jednocześnie je zaostrić. W ten sposób krawędź lepiej się zgadza i robota idzie prędzej. Ukos można nadać potem, przez ścięcie ostrza na każdym brusie osobno.

Bicie palisady rozpoczyna się od ustawienia szeregu pali kierujących (*Leitpfahl, Nuthpfahl*) w odstępach 2—4 m, a przedewszystkiem na załamaniach kierunku palisady. Pale kierujące p (r. 19) są

19.



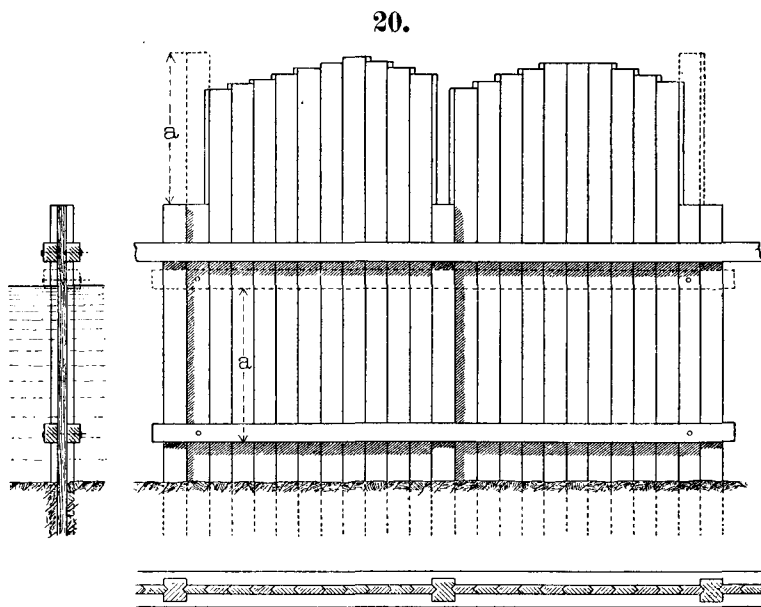
zwykle nieco głębiej bite niż cała ściana; mogą stać w płaszczyźnie palisady jak na r. 19, lub zewnątrz; w pierwszym przypadku są obciosane i mają z obu stron odpowiednie wpusty.

Do pali kierujących przytwierdzamy śrubami parę kleszczy *k* (*Zange, moise*), wpuszczonych w pale kierujące o tyle, żeby odstęp ich był równy przyjętej grubości ściany. Wielka grubość pali kierujących nie przedstawia korzyści.

Pomiędzy kleszczami ustawiamy kolejne brusy, a około środka odstępu pali kierujących zmieniamy kierunek wpustu; potrzebny jest zatem w tem miejscu brus *m* z dwoma żebrami (r. 16 *l*).

Przed wstawieniem ostatniego brusa w odstęp dwóch pali, należy lekko scisnąć brusy poprzednie łańcuchem albo klinem; wszelako zupełnie ciasne ustawienie brusów nie jest praktyczne, utrudnia bowiem bięcie palisady. Szczelność nie wymaga tego, bo drzewo pęcznieje pod wodą, przez co małe szpary zamykają się; jednocześnie woda je zamula. Pożądane jest zatem drzewo o małym stopniu wilgoci.

Odstęp kleszczy i wpusty pali kierujących określają dostatecznie płaszczyznę ściany, dla dobrego ustawienia i wbicia jej; wszelako około 3 m wysokości przydatna już będzie druga para kleszczy, a często wypadnie ją umieścić pod wodą. W takim razie należy ją tymczasowo umieścić tuż pod pierwszą parą, nad powierzchnią wody, a przyśrubować nie do pali kierujących, lecz do skraj-



nych brusów stojących przy końcach kleszczy, a nie zupełnie wbitych (rys. 20). Bijąc jednocześnie te dwa brusy, zesuujemy kleszcze do przeznaczonego miejsca. Takie ruchome kleszcze muszą być wycięte na palach kierujących o całą grubość wpuszczenia; pala zaś pod nimi wcale wycinać nie mo-

żna. Pamiętać należy przytem, że kleszcze przesunąć można tylko o tyle, wiele wbić możemy przyśrubowane do nich brusy.

Inny sposób przesuwania kleszczy podaje Strukel. Polega on na tem, że pale kierujące mają szpary, a przez nie przechodzą śruby od ruchomych kleszczy. Przesuwanie kleszczy odbywa się zatem wzdłuż szpary. Wycinanie jednak szpary jest kosztowne, często wręcz niemożliwe, i bardzo osłabia pale.

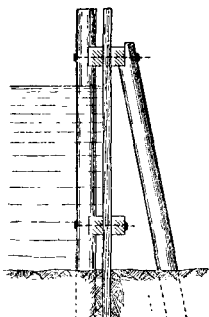
W powyższym składzie palisady przyjęliśmy pale kierujące ustawione osiowo w płaszczyźnie ściany; tak bywają wykonywane ściany stałe, przeznaczone do ważniejszych celów, gdy wymagamy zarazem większej szczelności. Tańsze są



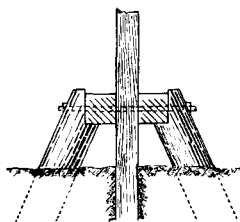
Eng. N. 1905 I, s. 624, opisuje palisadę kolistą.

Bicie brusów odbywa się częściowo (r. 21); t. j. przesuwać kafar, dajemy kolejno na każdy brus po kilka uderzeń. Potrzebne są do tego kafary lekkie,

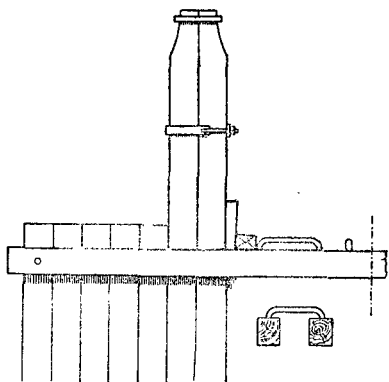
26.



27.



28.



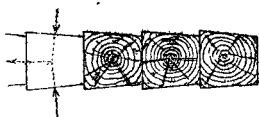
łatwe do przesuwania. W ten sposób bijemy wszystkie brusy między dwoma palami kierującymi stojącymi w płaszczyźnie ściany, albo też szereg 3 do 5 m długi, gdy pale stoją zewnątrz. To postępowanie jest kosztowne; zaprzestajemy go zatem, gdy brusy są wbite na  $\frac{1}{3}$  długości całkowitej, i resztę bijemy przy każdym brusie odrazu. Brusy powinny być bite niezbyt ciasno; wszelako gdy pale kierujące stoją zewnątrz, należy przytrzymać ostatni brus za pomocą kłina (r. 21, 28). Pod Kiel bito po dwa brusy razem sprzężone (r. 28). Wskutek tego pod ciężkim kafarem drgania były mniejsze (HZ. 1873).

W najtrudniejszych warunkach bicia, a zarazem przy grubych i wysokich ścianach, odrzucane bywają z konieczności wpusty, a po części i pale kierujące, o ile nie są konieczne dla przytwierdzenia kleszczy. W takich przypadkach obciosywanie pali według przekroju trapezowego (r. 29), przyczynia się do ich ciastnego ustawienia (?); albowiem ciśnienia ziemi na ściany boczne, dają wypadkową skierowaną ku szerszej ścianie pala. Dolne części pali mogą pozostać okrągłe, mianowicie jeżeli niema licz-

nych kamieni, które mogłyby wciskać się pomiędzy pale. Zaostrenie pali wykonane będzie, jak zwykle przy palisadach, w klin ukośny.

Przy budowlach wodnych pod Hameln (CBl. 1889 s. 472) bito palisady w twardy żwir, pomiędzy kamienie i kłody drzewa. Brusy były bukowe, grube na 20, 15 i 12 cm (r. 30), miały trzewiki lane, połączone z drzewem za pomocą płyt kutych, przynitowanych do trzewików. Okazały się one bardzo skuteczne; rozbijały bryły bardzo twardego piaskowca do 20 cm grube.

29.



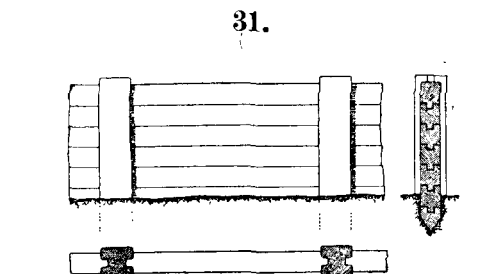
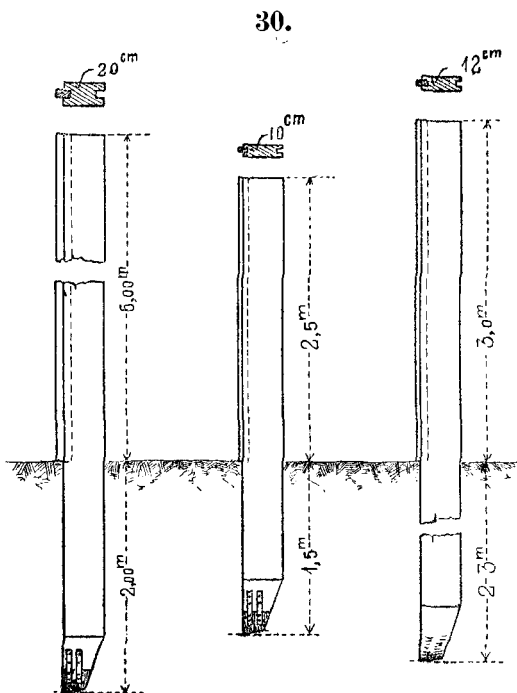
Należy wybierać stare pnie i wycinać brusy rdzenne lub bodaj blizkie rdzenia; takie mniej się krzywią i mniej wichrowacieją. Po obrobieniu nie powinny długo leżeć, mianowicie wpusty należy w nich wycinać dopiero przed samym biciem.

Takie brusy wytrzymały nieraz przy przebijaniu kamieni po paręset uderzeń baby o ciężarze 17,5 cetnarów, z wysokości 2,5 m, i przytem niedoznały uszkodzenia. Głowy ich stawały się jakby polerowane; grubsze brusy nie potrzebowały wcale pierścieni.

Sprawozdawca zaleca nie dawać w takich razach ani wpustów ani żeber, na tej części pala która ma być wbita. Przez to ostrze staje się silniejsze, a nadto kamyki nie wciskają się między brusy; czemu wpusty wogóle sprzyjają. Część

nad ziemią wystająca może mieć wpusty z obu stron, a żebra żelazne można w nie wsuwać.

Gdy ściana nie potrzebuje przecinać wierzchniego pokładu ziemi, lub tylko nieznaczną jego grubość; gdy pokład ten jest nieprzepuszczalny, a stawiamy ścianę tylko dla odgradzenia wody lub podparcia ścian wykopu, wtedy ścianę bitą zamienić

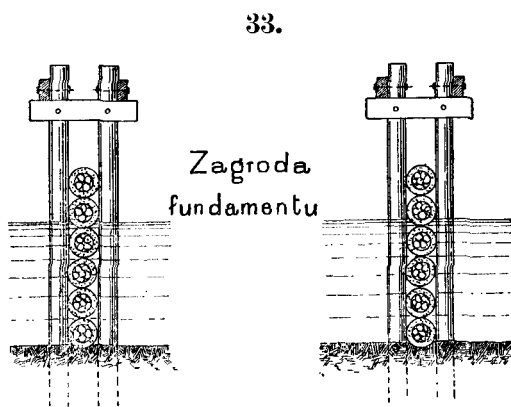
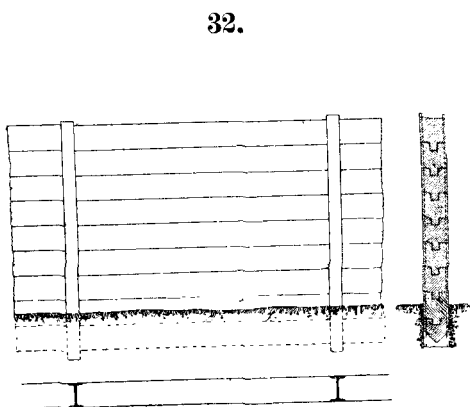


można na tańszą od niej ścianę zakładaną (*Bohlenwand* r. 31). Składa się ona z brusów poziomych, wsuwanych we wpusty pali kierujących. Odstępów tych pali wynoszą tylko 1 do 2 m, i wysokość ściany bywa niewielka, bo

brusy wystawione są na wygięcie pod ciśnieniem ziemi lub wody. Z tego też powodu grubość brusów powinna być zastosowana do wysokości ściany.

Pale kierujące mogą być żelazne, o przekroju 1-4; a pomiędzy nie wsuwać można poziome drewniane brusy (r. 32).

Gdy wcale nie chodzi o szczelność i wytrzymałość ściany; a potrzebujemy tylko daną przestrzeń na rzece zasłonić od prądu, aby uzyskać na niej wodę

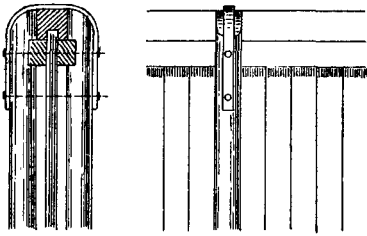


stojącą; wtedy bardzo wygodne i tanie są ściany z faszyn, wsuwanych między dwa szeregi pali (r. 33). Wewnątrz stojące pale, mogą następnie służyć za pale kierujące palisady, później stawianej.

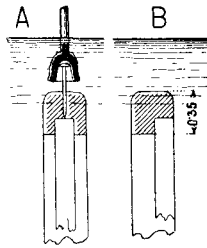
Jeżeli po ukończeniu palisady odjęto kleszcze, albo gdy mają być na niej opierane słupy lub belki, należy pokryć palisadę kapturem (*Holm, chapeau*).

Jest to belka zwykle dębowa, licująca z palami kierującymi (r. 34). Wpust (*Nuth*) wyżłobiony na jej dolnej powierzchni, zgadza się dokładnie z kształtem i grubością czoła palisady (r. 35); o ile zaś ma ona zwykle znaczne nieregularności, wpust wypada nie zawsze w środku kaptura (*volle Nuth*) jak na r. A, lecz zbacza niekiedy aż do brzegu, jako wpust boczny (*halbe Nuth*) r. B. Jeżeli kaptur leży nad wodą, przytwierdzony bywa do pali kierujących za pomocą śruby i opaski; ale można też osadzić kaptur w małej głębokości pod wodą, skoro tak ucięta została palisada. Dla wyrobienia wpustu, pociągamy wtedy dolną powierzchnię kaptura farbą; następnie, nadając mu dokładne kierowanie pionowe za pomocą pomocniczych pali, przyciskamy kaptur do czoła palisady, leżącego pod wodą. W ten sposób otrzymujemy na kapturze odcisk kształtów palisady, wystarczający do dokładnego wycięcia wpustu.

34.



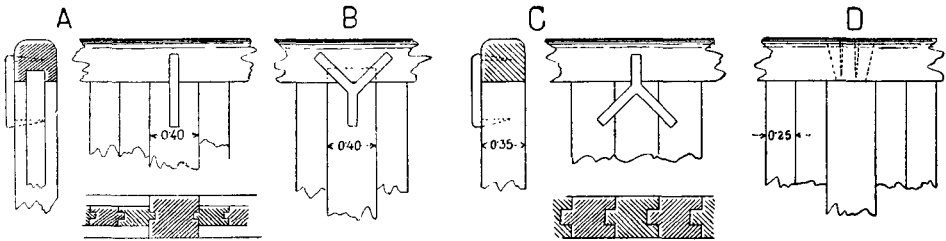
35.



Po ukończeniu wpustu, wtlaczamy kaptur silnymi uderzeniami na palisadę, i przybijamy go do niej długimi gwoździami. Do tego podstawić trzeba pod młot trzonek żelazny (*Setzstange*), którego stopa odpowiednio wyżłobiona obejmuje główkę gwoździa.

Kaptur leżący nad wodą można też przymocować klamrą lub czopem na wskrós przechodzącym (r. 36), którego gniazdo jest u góry szersze niż u dołu.

36.



Czoło czopa zacinamy lekko dłutem, a następnie wbijamy w te szparki cienkie kliniki dębowe, które rozłupują czop i bardzo silnie zaciskają go w gnieździe.

### c) Palisady żelazne.

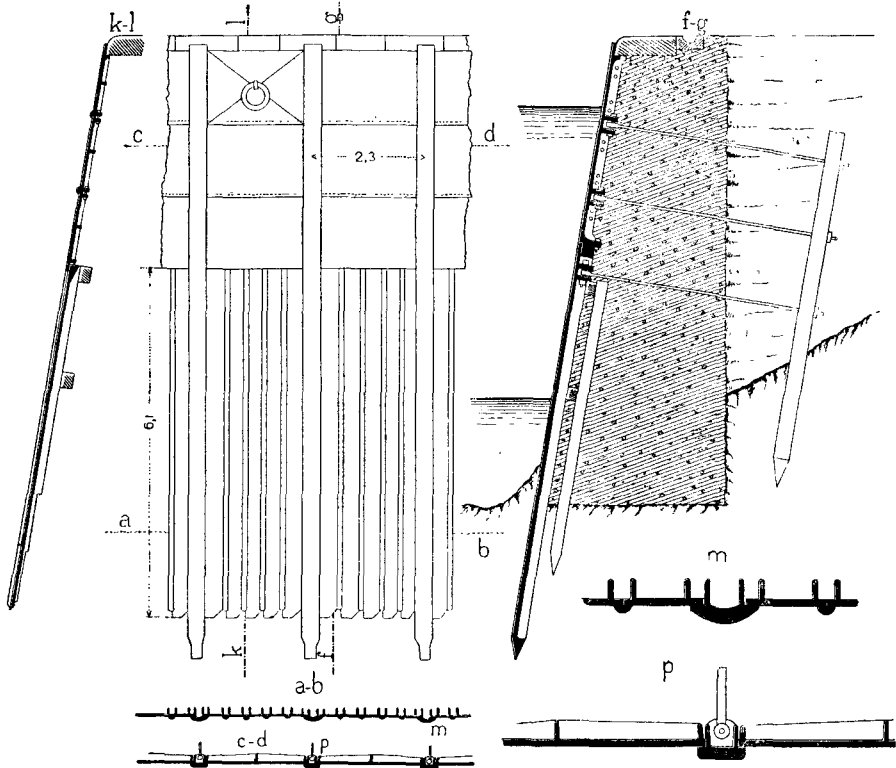
Jako zabytek obecnie zarzucony, przytoczyć mi wypada dwa ustroje palisad z żelaza lanego, opisywane we wszystkich książkach.

Rys. 37 przedstawia palisadę wykonaną w Londynie (1855) przy budowie doków, jako zastłonę bulwarów betonowych.

Pale kierujące bite w odstępach 2,3 m a długością odpowiadające całej wysokości bulwaru, są połączone ściągaczami z drewnianymi palami kotwicznymi, które stoją za bulwarem. Odstępy tych pali wypełnione są w dolnej części pionowymi płytami o wymiarach 0,44 x 6,10 m, bitymi również kafarem, którzy trzymają się z bokami na zakładki. Powyżej tych ścian bitych leżą między palami kierującymi ściany zakładane z płyt poziomych, wzmocnionych poziomymi żebrami.

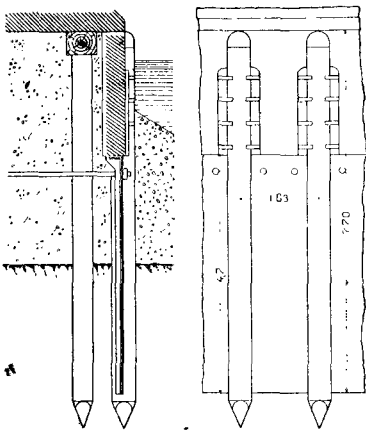
Do osłony fundamentów mostu Westminster w Londynie (1854), użyto palisad według r. 38. Pale kierujące bite w odstępach 1,63 m są rurowe, 7,70 m długie. Odstępy ich wypełniają u spodu pionowe płyty lane 4,70 m długie, wzmoc-

37.



nione czterema pionowymi żebrami, bite kafarem. Obie ściany przeciwległe jednego fundamentu, połączone są ściągaczami. Górną część tych odstępów wypełniają płyty granitowe, wsunięte we wpusty pali kierujących.

38.



Fundamenty zasłonięte temi ścianami, składają się z rusztu na palach i z pokładu betonu między palami. W obu przypadkach chodziło o zasłonę fundamentu od ocierania się okrętów; oraz zabezpieczenie drewnianych jego części od robaków. Ściany te były nadzwyczajnie kosztowne; dlatego też nowsze budowle tak bywają wykonywane, że nie potrzebują zasłon tego rodzaju. Przytem żelazo lane jest do takiego celu zbyt sztywne, wobec osiadania i odkształcania się budowli; a zbyt kruche przy biciu. W nowszych zatem palisadach widzimy wyłącznie żelazo walcowane. Powodem zastosowania żelaza do palisad w nowoczesnych budowach, bywają nie tylko trudne

warunki bicia, ale także wysokie ceny brusew drewnianych, skoro długość ich ma być większa od 6 m.

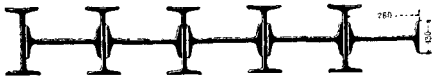


Najprostszy przykład przedstawia ściana wykonana w porcie Ruhrort (ZB. 1888 s. 581). Składa się ona z wzorówek  $\Gamma$  o długości 7 m i o przekroju 235/90 mm, dotykających się głowami, u spodu zaostrzonych. Podczas bicia, trzymana była przez dwie pary kleszczy z wzorówek  $\perp$ ; jedna z nich zesunięta była aż do terenu, druga leżała równo z wierzchem pali kierujących, bitych co 3 m. Ściana bita była 4 m głęboko w gruby żwir; co udało się wykonać z wielką dokładnością kafarem sznurowym, z babą na 300 kg; na jeden pal przypadało od 285 do 1395 uderzeń, a średnio 759 uderzeń. Tymczasem w tym samym terenie, drewniane pale 25 cm grube, nie dosięgały tej głębokości nawet po 7000 uderzeń kafarem parowym z babą na 1300 kg. Po ukończeniu, ściana pokryta została kapturem z wzorówki  $\perp$  i pociągnięta pokostem do powierzchni wody.

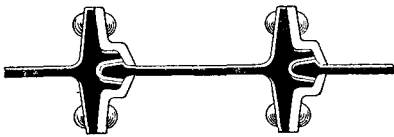
Drugi sposób zastosowania takich samych wzorówek (260 × 130 mm) według r. 39, powiódł się dobrze tylko w pokładzie zupełnie jednostajnym; jeżeli jednak napotykano większe kamienie, wzorówki zbaczały i gięły się. Było to zapewne skutkiem zbyt

luźnego ustawienia, którego przy takim układzie niepodobna uniknąć, co widoczne jest z rysunku. Lepszego wyniku spodziewać się można zapomocą dwóch typów wzorówek  $\perp$  takich, żeby wysokość wzorówek poprzecznych, była równa szerokości głowy wzorówek podłużnych; przez co osiągniemy lepsze utrwalenie płasz-

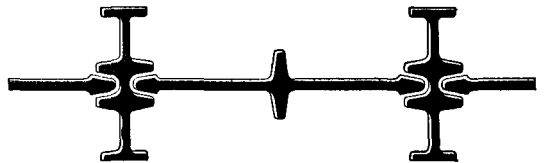
39.



40.

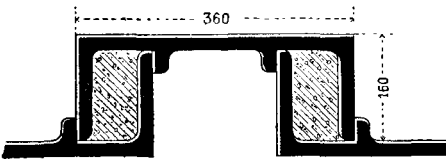


41.



czyzny ściany. Przytaczam wreszcie według Meyera (MF) jeszcze dwa ustroje palisad z wzorówek umyślnie na ten cel walcowanych (r. 40 i 41). Oba mogą być zastosowane do ścian krzywych, co w poprzednich nie jest możliwe.

42.

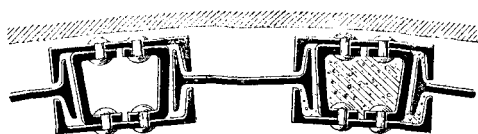


Opisane powyżej ściany nie dają zupełnej szczelności; mają one tylko na celu pokonanie wielkich oporów, których drewniane ściany pokonać nie mogą. Ażeby zaś osiągnąć wielką szczelność, kombinowano wzorówki tak, ażeby się tworzyły między nimi pionowe kanaliki, przydatne do wypełnienia betonem. Przytaczam poniżej najwięcej znane przykłady takich ścian; pochodzą one przeważnie z techniki szybów górniczych.

Palisady Raponot (r. 42) składają się z wzorówek  $\perp$ , z dodatkowymi dwoma żeberkami na wewnętrznej ścianie. Kolejne wzorówki ustawione są podstawami w odwrotne strony na zewnątrz; boki ich opierają się o wspomniane żeberka i są przez nie kierowane podczas bicia. W ten sposób żeberka zastępują wpusty, a między bokami sąsiednich wzorówek powstają zamknięte pionowe kanaliki, które po wbiciu i wybagrowaniu z nich ziemi, napełnione być mają betonem. Zamiast uciążliwego bagrowania, można już podczas bicia wypróżniać te kanaliki prądem wody; co zmniejszy zarazem opór.

Podobny ustrój patentowany w Niemczech, przedstawia r. 43. Jest to kombinacja wzorówek  $\Gamma$  i  $\sqcup$ ; kanaliki które mają być wypełnione betonem, składają się z czterech  $\sqcup$  połączonych nitami; wzorówki zaś  $\Gamma$  są w nie luźno wsunięte. Z tego powodu mogą być te ściany zastosowane do kierunków krzywych (Zt. f. Berg-Hütten-, u. Sal. W. 1893. s. 48).

43.



Ta ściana jest widocznie droższa, do zapuszczania prądem wody widocznie trudniejsza od poprzedniej, i daje mniejszą szczelność, ponieważ przekroje

przeznaczone do zalania betonem składają się z kilku bardzo ciasnych części. Do odpychania lub rozbijania pod kafarem większych kamieni, jest ona również

44.



mniej przydatna od poprzedniej, z powodu luźnego związania. Natomiast główną jej zaletą jest bardzo wielka wytrzymałość na ciśnienie zewnętrzne, skoro będzie wykonana w kształcie krzywej.

45.

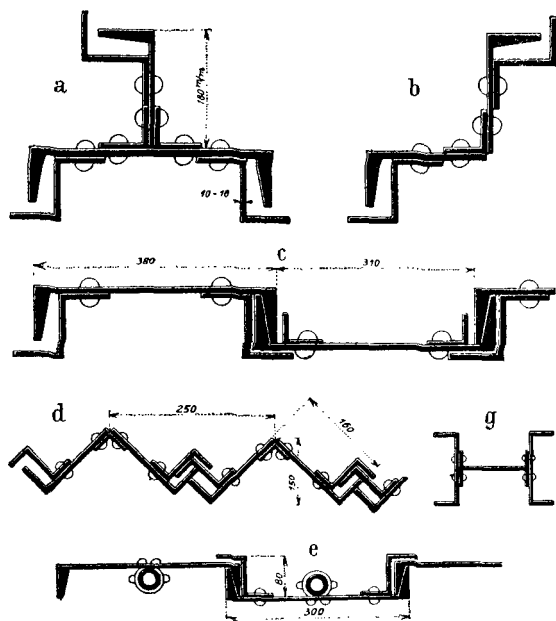


wej. Powtórnie nie wymaga ona odrębnych, na ten cel walcowanych wzorówek, jak poprzednia.

Następujące szkice (r. 44 i 45) podaje Mayer (MF. s. 12). Części składowe pierwszego z nich mogą być składane z blach i kątownek, albo umyślnie walcowane.

Ściana ta ma mniej więcej te same strony ujemne co poprzednia; do bardzo łagodnych krzywych jest możliwa.

46.

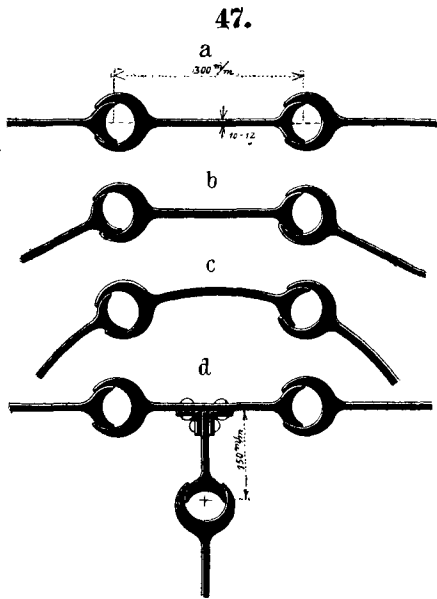


Co do drugiego zauważyć trzeba, że skoro drewniane brusy nie mogą pokonywać wielkich oporów, które usprawiedliwiają zastosowanie żelaza, więc konstrukcja ta odpowiada bardzo wyjątkowym warunkom. Do uszczelnienia i wybagrowania jest wygodna; do łagodnych krzywych przydatna.

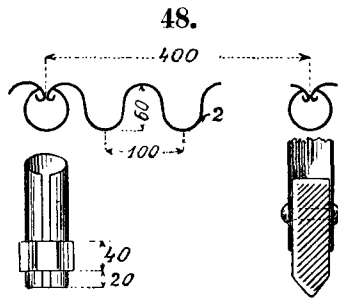
Przy nowszych budowlach amerykańskich wprowadzono nawet bardzo kosztowne przekroje, ażeby uzyskać wielką szczelność ściany, wielki moment bezwładności jej przekroju, i bić bardzo głęboko; mianowicie 12 do 15 m. Rys. 46 przedstawia typy systemu Friestedt. Szwy tych palisad bywają uszczelniane przed wbiciem, o ile stać mają w czystej

wodzie. W piasku zaś uszczelniają się stopniowo samoczynnie. Na rys. e widzimy rury do płukania prądem wody.

Profil systemu „Behrend“ (r. 47) jest mniej wytrzymały na zgięcie, ale daje nadzwyczajną szczelność i jest znacznie tańszy od poprzedniego. Przy grubości ściany głównej 9 do 12 mm, pierwszy wymaga 220 do 275 kg żelaza na 1 m<sup>2</sup> ściany, drugi tylko 170 do 190 kg. (Schv. Bz. 1905 I. s. 225/6).

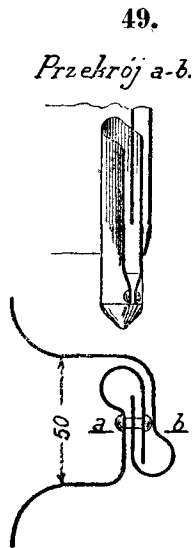


Na r. 46 widzimy, że nie lękano się kosztów nitowania i oporu nitów przy biciu. Jeżeli więc w naszych warunkach chodzi o większą oszczędność żelaza i nie można zamawiać nowych wzorówek, można utwo-



żyć żelazną palisadę z pasów blachy, przez przynitowanie na jednym brzegu dwóch kątówek odpowiednio wysuniętych i tworzących wpust.

Ściany z blachy falistej, były w nowszej praktyce wielokrotnie stosowane w miejsce drewnianych palisad tymczasowych; i to nawet w łatwych warunkach bicia. Większy nakład, w porównaniu do drzewa ma tutaj na celu większą szczelność, i możliwość kilkakrotnego użycia jednego materiału.



Według r. 48 (CBl. 1889 s. 391), tablice blachy z zawiętymi brzegami, łączone i kierowane są za pomocą rur blaszanych wzdłuż rozciętych; które mają tu znaczenie pali kierujących. Gdy po pierwszym zastosowaniu wyciągnięto te rury, przekonano się że niektóre były u spodu rozciągnięte, lub zupełnie rozerwane przez ziemię, wciskającą się wewnątrz podczas bicia. Dodano im przeto później pierścienie kute 40/5 mm ale lepsze są zapewne pełne ostrza.

Ściana ta bita była przez pokład torfu 1,4 m grubego, do płynnego piasku który leżał pod nim, a cała głębokość bicia wynosiła 2,6 m. Rury bito zawsze o 30 do 40 cm głębiej i wcześniej niż blachę, a do bicia wystarczała baba ręczna na 50 kg.

Z dłuższego doświadczenia przekonano się, że jeden materiał da się użyć przynajmniej 3 razy; a wtedy na 1 m długości, materiał i robocizna kosztowały 44 kor.; drewniana zaś ściana kosztowała w tych samych warunkach 45 kor. Oszczędności zatem prawie wcale nie było; ale znacznie większa szczelność ściany blaszanej zmniejszyła kosztą pompowania wody.

Przy kanalizacji Berlina używano ścian blaszanych bez pali kierujących; a więc tylko z samej blachy. Sąsiednie tablice chwytaly się na zakładki zawijane

(r. 49), a przedłużane były w kierunku pionowym przez znitowanie. Przeciw wciskaniu się ziemi w zakładki, zamykano u spodu zakładkę jednej tablicy za pomocą nitu, a drugą rozcinano odpowiednio.

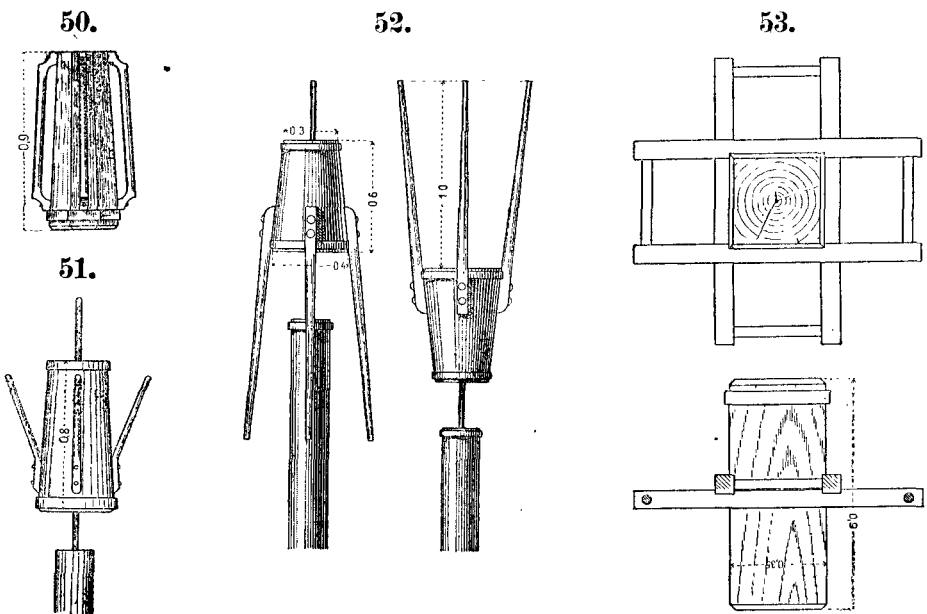
Wysokość ścian była 2,7 albo 4,0 m, a odpowiednia grubość blachy 1 mm i 1,5 mm. Przy grubości blachy 1 mm a wysokości 2,7 m, 1 m długości ściany kosztował 24 kor., przy 4 m wysokości 36 kor., a przy grubości 1,5 mm i wysokości 4 m 50,40 kor.

## 2. Kafary.

Kafarem (*Ramme, sonnette*) nazywamy przyrząd do bicia pali. Składa się on z dwóch głównych części: z ciężaru uderzającego w pal, zwanego babą (n. *Rammbar, Rammklotz, fr. mouton*), oraz z przyrządu służącego do podnoszenia i kierowania baby.

### A. Kafary najprostsze.

1. Baba ręczna (n. *Handramme, fr. dame*). Jest to najprostszy rodzaj kafara, w którym ciężar jest podnoszony wprost rękami robotników. Ciężar stanowi pień drzewy 0,80 do 1,20 m wysoki, opasany silnymi obręczami żelaznymi,



wbitymi na gorąco. Do przyłożenia rąk służą cztery rękojeście, których kształt bywa rozmaity. Najłatwiej trwale przymocować rękojeście pionowe (r. 50); ale wygodniejsze dla robotników są ukośne (r. 51, 52) a w niektórych razach poziome (r. 53) pozwalające stać zdaleka od baby.

W każdym razie rękojeście powinny być długie, ażeby podczas pobijania pala można je chwytać coraz wyżej lub odwracać babę (r. 52).

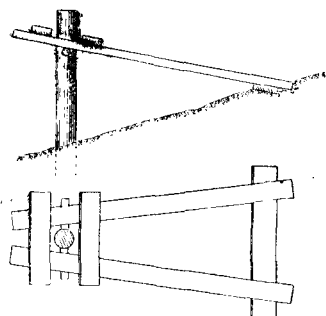
W ten sposób może wygodnie pracować tylko czterech robotników a ciężar baby może wynosić najwyżej 80 kg.

Wyjątkowo stawiają niekiedy ośmiu ludzi, mianowicie do rękojeści poziomych dostatecznie długich. Ciężar baby można podwyższyć w takim razie najwyżej do 120 kg.

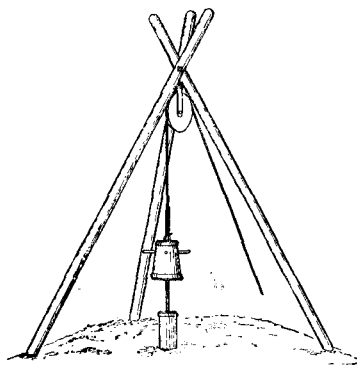
Robotnicy podnoszą babę na 50 do 80 cm wysoko; stosownie do wysokości w jakiej stoją względem wierzchu pala. Stopniowe zniżanie dyliny w miarę pobijania pala jest korzystne; jednakże dylina ruchoma, oparta na palu (r. 54) jest przykra dla robotników i osłabia wynik ich pracy.

Dla pionowego kierowania baby wkręca się w pal żelazny pręt 15 do

54.



55.



25 mm grubość; w babie zaś wierci się odpowiedni otwór. Babę nasuniętą na trzonkę podnoszą robotnicy śmieiej i wyżej; mianowicie jeżeli rusztowanie jest nieco chwiejne; uderzenia są przytem dokładniej pionowe (r. 51, 52).

Baby ręcznej używa się tylko do bicia

małych pali do 20 cm grubości i 3 m długości, pod tymczasowe rusztowania; oraz przy robotach około regulacyi rzek.

2. Baba z trójnogiem (n. *Fallwerk* r. 55). Do podnoszenia baby służy lina przeprowadzona przez krążek, a ten jest zawieszony na trójnogu. Lina rozgałęzia się na postronki, tak jak w kafarze sznurowym poniżej opisanym; robotnicy ciągną zatem zamiast dźwigać, i dlatego pracują korzystniej.

Ciężar baby dochodzi 200 kg, wysokość trójnoga 4 do 6 m. Robotnicy podnoszą babę około 80 cm wysoko. W ten sposób można bić pale do 20 cm grube, 2 do 4 m długie, pod rusztowania które mają być słabo obciążone; albo w takich razach, gdy nie potrzeba dokładności pod względem kierunku pionowego i rozstawienia pali.

56.

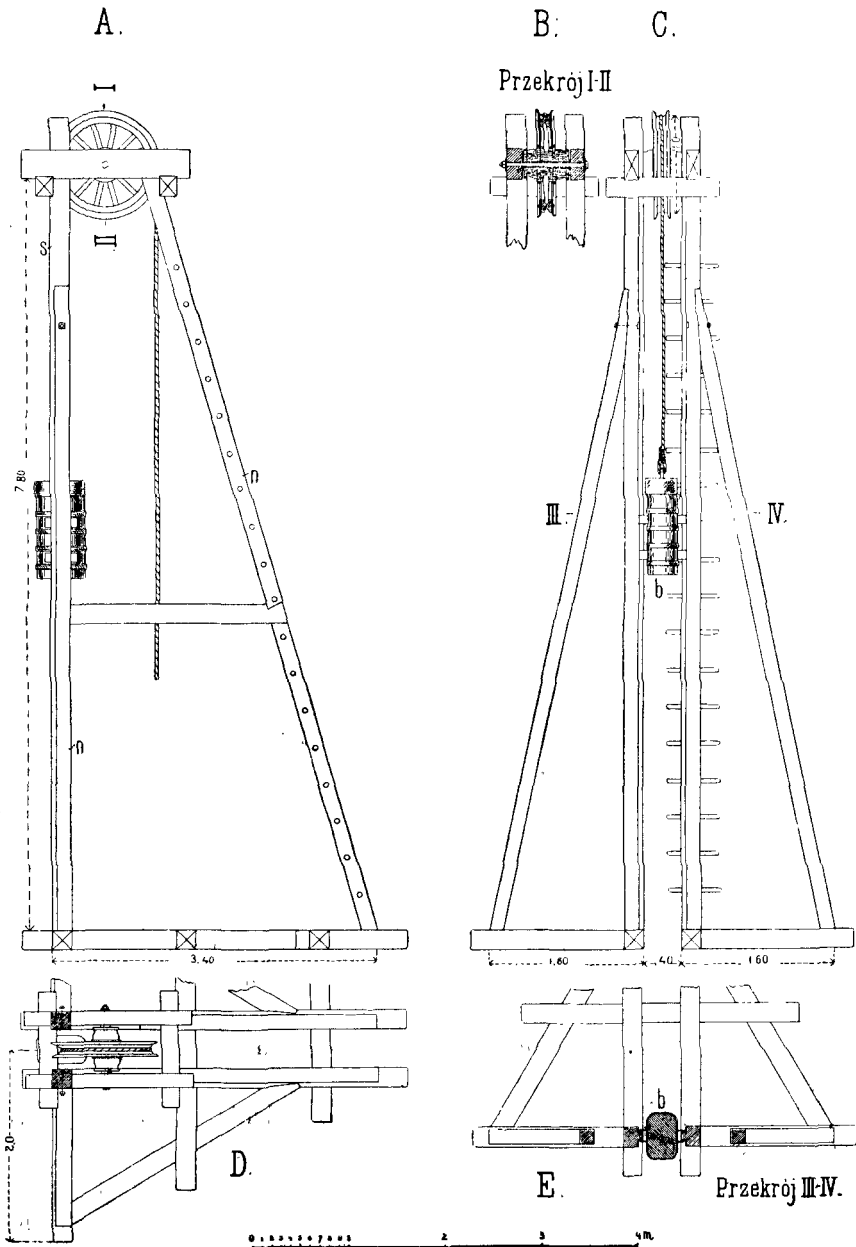


Zastosowanie trzonka jest możliwe jak przy babie ręcznej; ale zamiast tego wolimy zwykle wyzyskiwać łatwość przesuwania uderzeń na coraz nowe punkty, a to przez przesuwanie jednej nogi trójnoga. Tak postępujemy przy ubijaniu betonu lub szabru. Jeżeli zaś chodzi o ubijanie powierzchni długiej a wąskiej, albo o bicie krótkich brusów palisady, natenczas zamiast trójnoga używamy rusztowania kształtu kobylicy, dającego się łatwo przesuwać.

3. Kafar sznurowy (n. *Zugramme*, fr. *sonnette à tiraudes*). Znane są bardzo liczne odmiany tego kafara. We wszystkich baba podnoszona jest siłą ludzi, przy pomocy liny (n. *Rammtau*) i koła (n. *Rammscheibe*), a kierowana przez belki pionowe zwane kierownikami albo świecami (n. *Läuferruthen*, *Mäkler*, fr. *jumelles*).

Lina rozgałęzia się na większą ilość postronków (n. *Zugleinen*, fr. *tiraude*) za pomocą konopnego pierścienia (n. *Kranztau*) i węzła według r. 56, który przesuwać można coraz niżej, w miarę pobijania pala. Na dolnych końcach postronków umocowane są rączki w kształcie wałeczków około 3 cm grubych,

57.

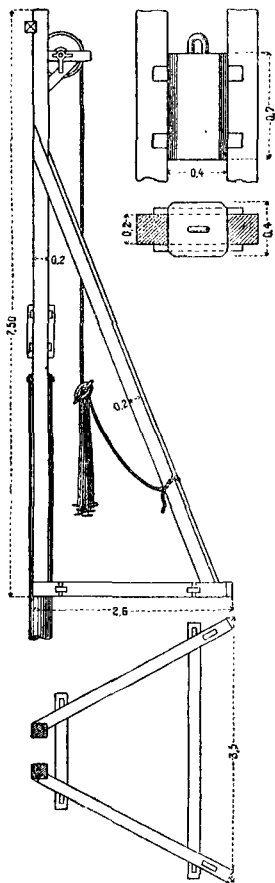


na które robotnicy nawijają zbyteczną część postronka, a podczas każdej pauzy odwijają go w miarę potrzeby. W ten sposób przesuwanie węzła na linie nie jest potrzebne wcale, lub tylko w większych odstępach czasu. To też zamiast powyższego węzła widzimy niekiedy stałą pętlicę na końcu liny, do której nawiązane są postronki.

Wysokość kafara sznurowego wynosi 6 do 9 m, a zależy od długości bitych pali, albo raczej od długości tej części pali, która przy początku bicia ma się pomieścić między kierownikami pod babą.

Kierowniki mogą być stałe, albo ruchome t. j. wiszące. Kierowniki stałe są połączone z podstawą kafara zastrzałami, a podstawa może być czworokątna lub trójkątna. W pierwszym przypadku (r. 57, 61) mamy zwykle dwie pary zastrzałów, stojące na dwóch podwalinach. Przednie zastrzały tworzą wraz z podwaliną jeden trójkąt pionowy, w którym leżą także kierowniki. W drugim przypadku (r. 58, 59) zastrzały są w tył cofnięte i tworzą z kierownikami kąt dwusieczny. Podstawa czworokątna daje trwalszą budowę i mniejsze drgania przy uderzeniach baby; trójkątna zaś pozwala łatwiej przysunąć kafar do ciasnego kąta, w którym pal ma być wbity. Natomiast wskutek większej chwiejności kierowników, potrzeba zwykle utrwalenia ich za pomocą naprężonych lin, przymocowanych do dosyć odległych punktów stałych.

58.



Zastrzały powinny być dobrze naprężone i trwale połączone z podstawą i kierownikami; a mianowicie u góry śrubami, u dołu za pomocą klina według r. 63. Inne słabsze połączenia, niszczą się bardzo prędko wskutek ciągłych wstrząśnięć jakich doznaje budowa.

Na r. 60 zamiast jednej stałej podstawy dla całego kafara, widzimy podwalinę na której oparte są kierowniki i zastrzały; ruchoma zaś noga znajdująca się z tyłu, pozwala dowolnie pochylać ten kafar i bić pale pochyłe.

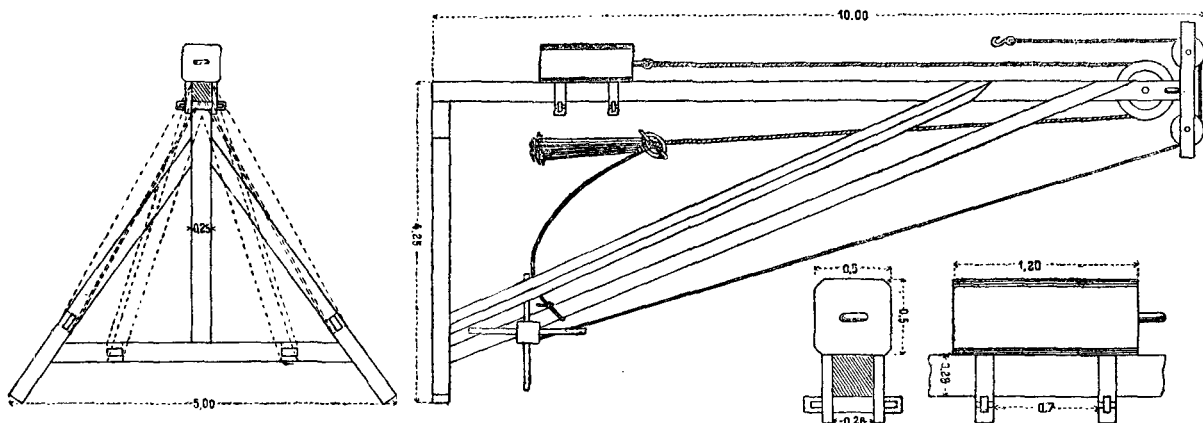
Ustawienie kierowników w danym pochyleniu, można ułatwić, dodając do podstawy i w płaszczyźnie symetrii kafara belkę poziomą z szeregiem otworów, do których wstawiać można kolec od ruchomej nogi. Podobne urządzenie ma kafar z windą przedstawiony w dalszym ciągu.

Kafar przedstawiony na r. 60 wymaga utrwalenia za pomocą dwóch lin naprężonych po obu stronach ruchomej nogi. Liny te są w rysunku opuszczone.

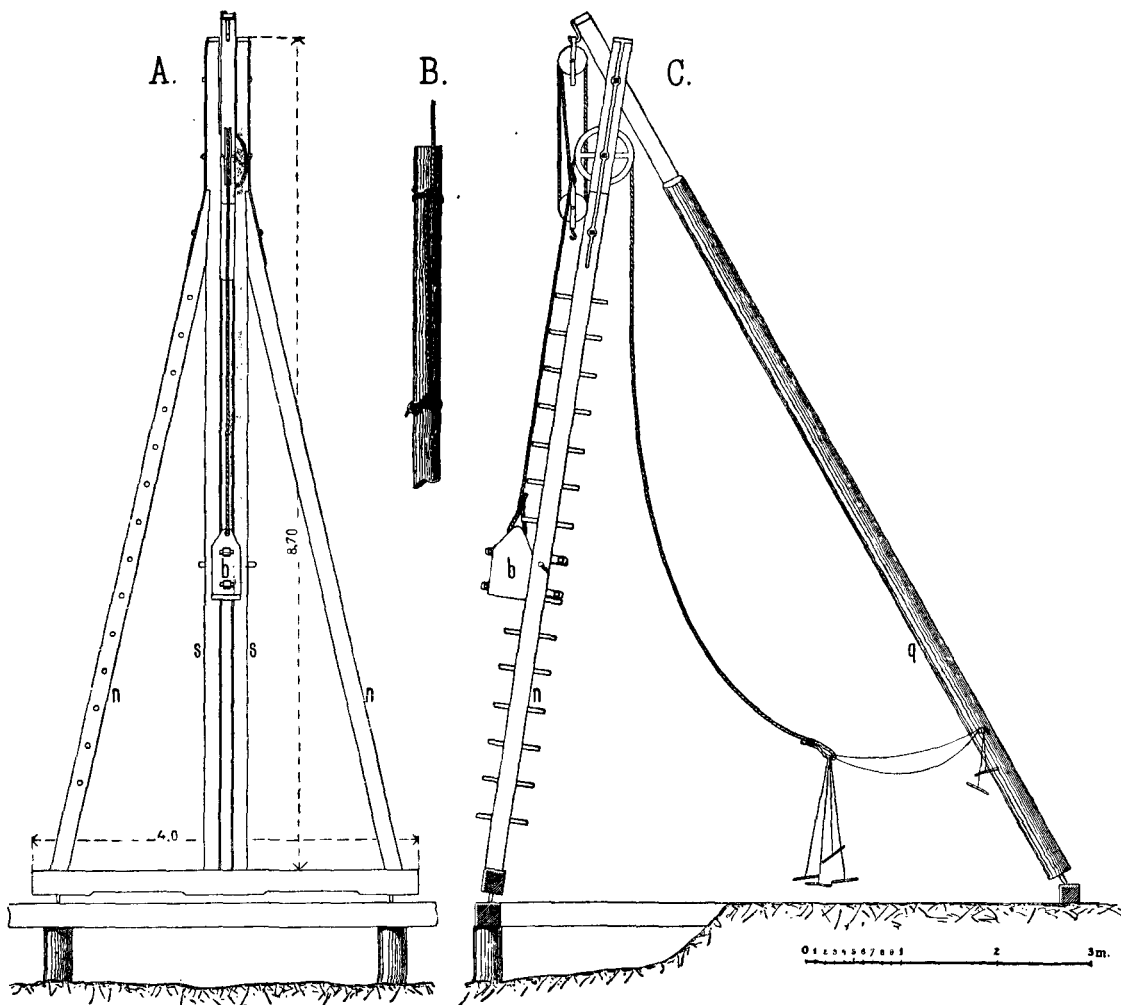
Kafar według r. 61 pozwala się szybko wysuwać z brzegu na wodę; mianowicie gdy nie mamy innego oparcia oprócz pali poprzednio wbitych. Jest to jednakże kafar ciężki i z tego powodu więcej przydatny do windy niż jako kafar sznurowy.

Bez względu na inne szczegóły, pożądanym jest takie ustawienie kierowników względem podwaliny, żeby je można z łatwością przedłużać poniżej podstawy kafara, i bić w ten sposób pale, których głowy leżą niżej od podwaliny. Temu wymaganiu odpowiadają najlepiej r. 58, 59 i 61; w mniejszym stopniu r. 57 a wcale nie odpowiada r. 60.

59.

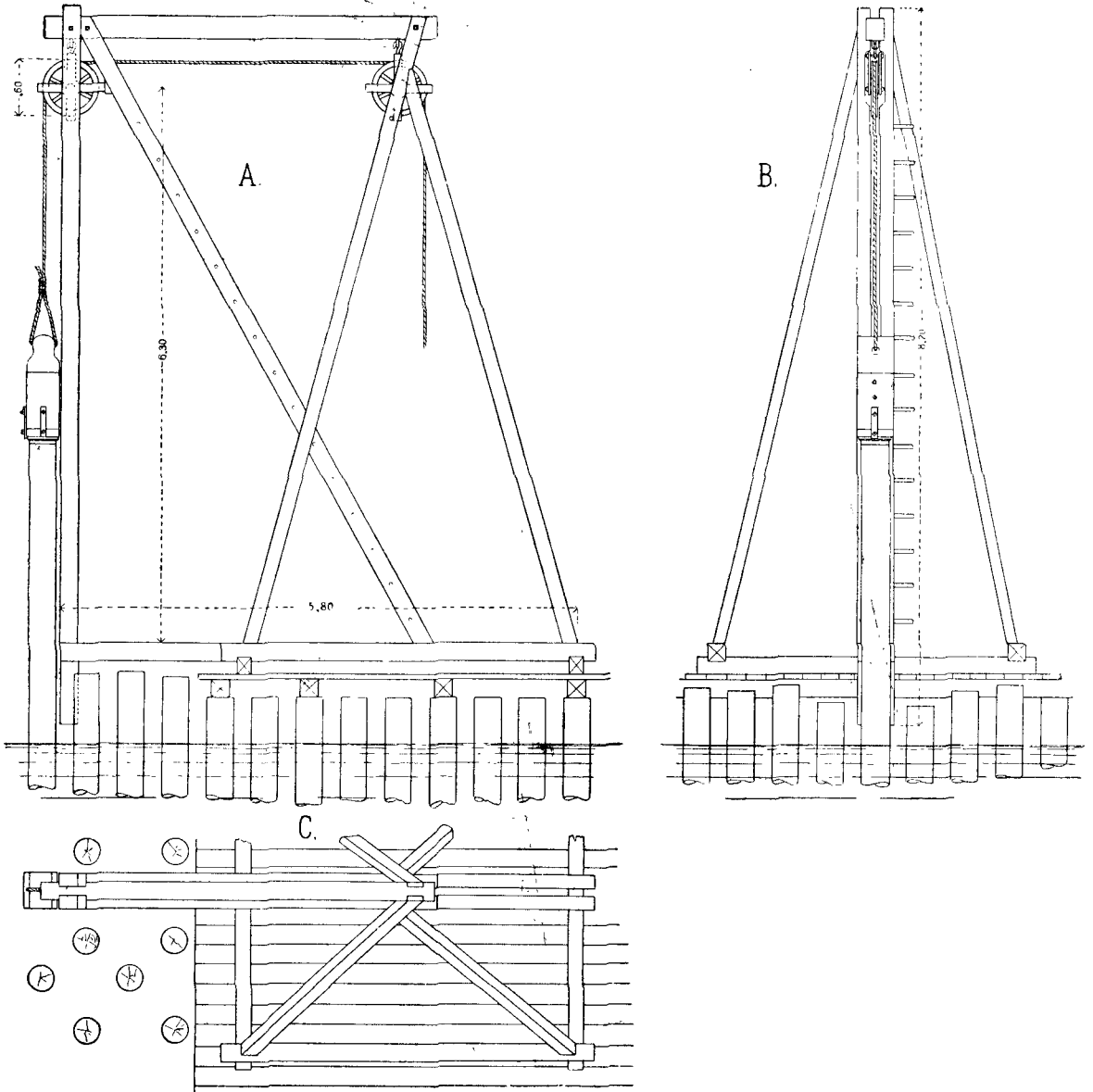


60.

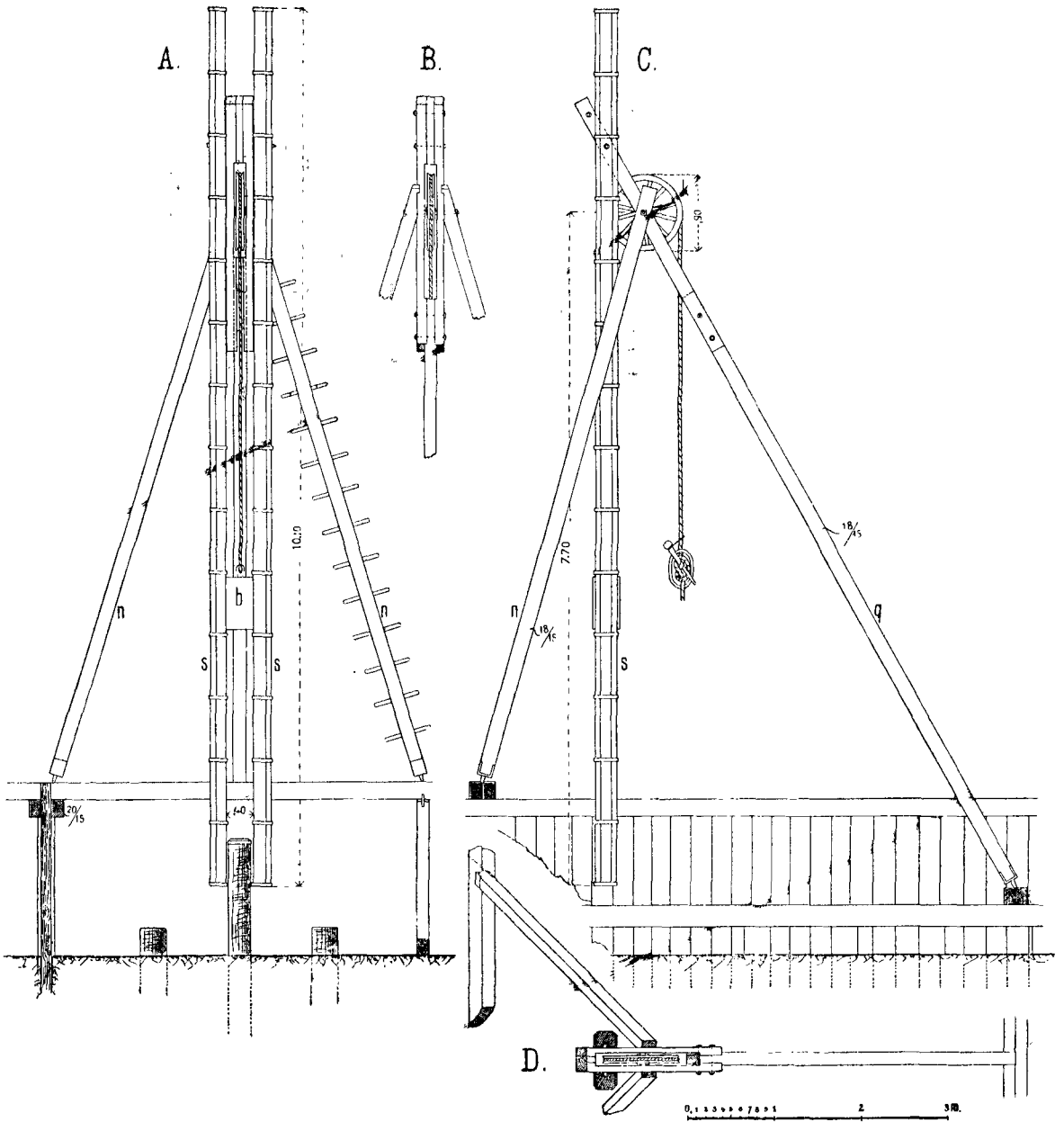




61.



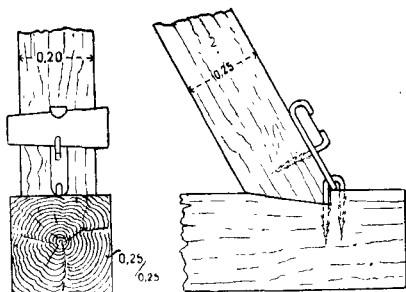
62.



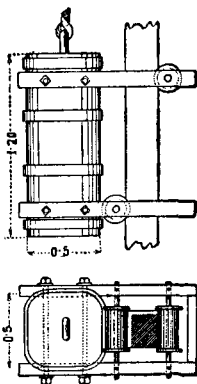
Kafar z wiszącymi kierownikami (r. 62) daje więcej drgań niż poprzednie odmiany i uderzenia mniej pewne co do kierunku. Jest on natomiast lekki, i wygodny do ustawiania i przesuwania; albowiem nie wymaga poziomej podłogi. Trzy ruchome jego nogi mogą być oparte w różnych wysokościach, a do małego przesunięcia baby i kierowników w kierunku poziomym, potrzeba poruszyć tylko jedną nogę. Wreszcie kierowniki mogą być zawieszane w rozmaitych wysokościach,

a nawet spuszczone w miarę pobijania pala; co zastępuje przedłużanie ich. To prze-

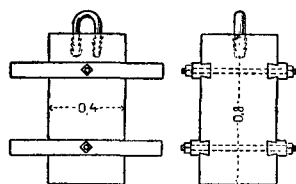
63.



64.



65.



dłużanie zaś, sprawia zawsze trudności przy kierownikach stałych.

Tak przy stałych jak i przy ruchomych kierownikach pożądanem jest, żeby baba była między nimi osadzona osiowo, jak na r. 58 i 62; wtedy bowiem opory ruchu są najmniejsze. W takim razie jednak, pal musi się również mieścić między kierownikami, a gdy jest za gruby, musimy odstąpić od powyższego żądania. Toż samo może zająć w ciasnym miejscu, gdy jak wspomniałem powyżej, trójkątna podstawa kafara jest dogodniejsza niż czworokątna; i również dogodniejsza baba biegająca przed kierownikami, niż między nimi (r. 60, 61); a nawet zamiast dwóch kierowników używamy wtedy jednego. Przy nieosiowem ustawieniu, baba powinna biegać na wałkach lub kółkach (r. 64).

Strukel wspomina, że w Finlandyi używano baby granitowej (r. 65). Drewniane ramionka były wsunięte we wpusty o przekroju jaskółczego ogona i przyciągnięte śrubami, a żelazne ucho osadzone było na cemencie.

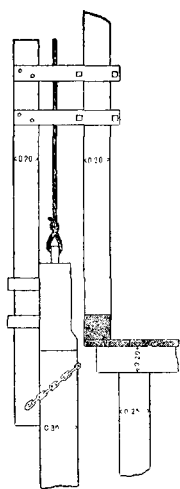
Przedłużanie kierowników o którym mówiłem powyżej, jest bardzo łatwe przy osiowem położeniu baby; mniej łatwe przy położeniu zewnętrznem i dwóch kierownikach, a istotne trudności sprawia przy jednym kierowniku.

W ostatnim przypadku można użyć wymiany według r. 66, jednakże nie jest to wygodne urządzenie.

Częściej używają w takich warunkach słupka (n. *Aufsetzer, Rammknecht, Jungfer*) r. 67, który ma u spodu żelazny kolec. Dla tego kolca wierce się w głowie pala otwór; ale przedtem należy usunąć z niej włókna rozmiążdżone przez babę. W każdym razie słupek osłabia działanie baby, niekiedy o  $\frac{1}{3}$  działania pierwotnego. Lepiej jest przyciągnąć słupek silnie do pala klamrami. Według doświadczeń berlińskich, strata pracy nie przewyższa wówczas 27%.

Koło wyciągowe kafara sznurowego powinno być lekkie, a więc drewniane; o wielkiej średnicy 0,8 do 1,0 m (r. 57, 62). Gdy bowiem baba uderza

66.



67.



w pal, lina nagle się zatrzymuje a koło obraca się dalej prędkością nabytą; przytem trze się koło o linę i niszczy ją. Koło tem prędzej się zatrzyma im jest lżejsze, oraz im mniejsze jego ramię bezwładności; a więc im lżejszy wieniec koła.

Wielka średnica daje nadto mały opór sztywności liny. Hagen przytacza jako wyniki spostrzeżeń, że przy ciężarze baby 600 kg i średnicy koła

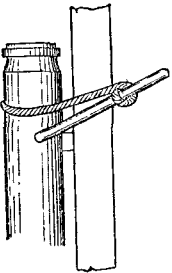
0,25 0,30 0,50 0,65 0,80 0,95 m

opór ten wynosił 80 60 40 30 25 20 kg.

Z tego też powodu nie należy używać lin grubszych, niż wymaga ciężar baby.

Nad kołem wyciągowym dobrze jest umieścić wielokrążek (r. 60); ułatwia on i przyspiesza podnoszenie i ustawianie pali (*f. la mise en fiche*). Gdy niema wielokrążka ani osobnego krążka na ten cel, trzeba odwiązywać linę od baby, i na niej pale podnosić. To wywołuje stratę czasu. Uwiązanie pala przedstawia szczegół B na r. 60.

68.



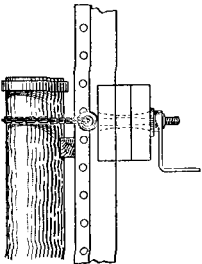
Na początku bicia trzeba pal krępować za pomocą sznura, okręconego koło kierowników i drążka (r. 68); przez co zabezpiecza się jego właściwy kierunek. Po kilkunastu uderzeniach kierunek pala jest już tak utrwalony, że dalsze krępowanie na nic się nie przyda. Lepiej niż drążek działa śrubowy przyrząd według r. 69.

Robotnicy ciągną za postronki siłą 12 do 15 kg, a mianowicie tem mniejszą, im większa ich liczba razem pracuje.

Przy ciężarze baby . . . . . 200 300 400 500 600 kg  
wypada postawić przynajmniej 13 20 28 38 50 ludzi.

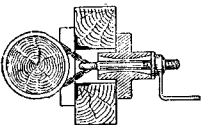
Z tego powodu baby cięższe nad 360 kg nie są używane przy kafarze sznurowym.

69.



Na każdego robotnika potrzeba przynajmniej 0,5 m<sup>2</sup> miejsca na podstawie kafara.

Robotnicy podnoszą babę przeciętnie na 1,3 m. Co 2 do 3 sekundy przypada jedno uderzenie, a po 20 lub 30 uderzeniach, które nazwiemy rozpędem albo ogniem (n. *Hitze*, f. *vollée*), potrzebny jest odpoczynek przez 1—2 minut. Na godzinę przypada zatem około 20 ogni; a ponieważ z 10 godzin dziennej pracy odpadają 2½ do 3 godziny na ustawianie pali i przesuwanie kafara, więc najwyżej 160 ogni naliczyć można przez dzień roboczy. Licząc 25 uderzeń na jeden ogień i siłę 15 kg na jednego robotnika, otrzymamy pracę dzienną:



$$160 \cdot 25 \cdot 15 \cdot 1,3 = 78\,000 \text{ kgmt.}$$

Ztąd wypada około 3 kgmt na sekundę; przy umiejętnem zaś wyzyskaniu siły ludzkiej, dochodzimy w innych przypadkach do 10 kgmt/s.

Kafar sznurowy jest zatem bardzo złym przyrządem; a powodem tego, że robotnicy szarpną raczej a nie ciągną jednostajnie. Uderzenia są słabe, gdy odwinięte postronki są za krótkie lub za długie; mianowicie gdy przy spuszczeniu baby ramiona robotników wyprężają się w górę; wtedy bowiem ciężar ciała osłabia uderzenia baby. Najlepiej, gdy po spuszczeniu baby na pal, rączki wypadają równo z głowami robotników.

Kontrola zatem pracy jest bardzo trudna, i dlatego korzystnie jest oddać robotę na wymiar. Aby się zaś zabezpieczyć od tajemnego ucinania pali,

trzeba oznaczać pale znakami wypalonymi około 0,5 m od głowy pala; nadto sprawdzać długość pali przy ustawianiu ich pod babą.

4. Kafar z windą (n. *Kunstramme*, f. *sonnette à déctic*). Każdy kafar sznurowy można bardzo korzystnie przekształcić, okręcając linę od baby na wałę windy, a robotników używając do korby. Linę należy przytem zamienić na łań-

cuch, jako mniej sztywny i mniej się zużywający. Jeżeli oznaczymy przez  $G$  ciężar baby w kilogramach, przez  $e$  średnicę żelaza w łańcuchu lub średnicę liny w milimetrach; przez  $d$  najmniejszą średnicę krążka lub wału na który linę lub łańcuch nawijamy, również w milimetrach; to możemy użyć do określenia tych wymiarów następujących wzorów empirycznych:

Dla łańcuchów,

$$G = 6,04 e^2$$

$$e = 0,407 \sqrt{G}$$

$$d = 20 e \text{ do } 24 e$$

dla lin koronowych

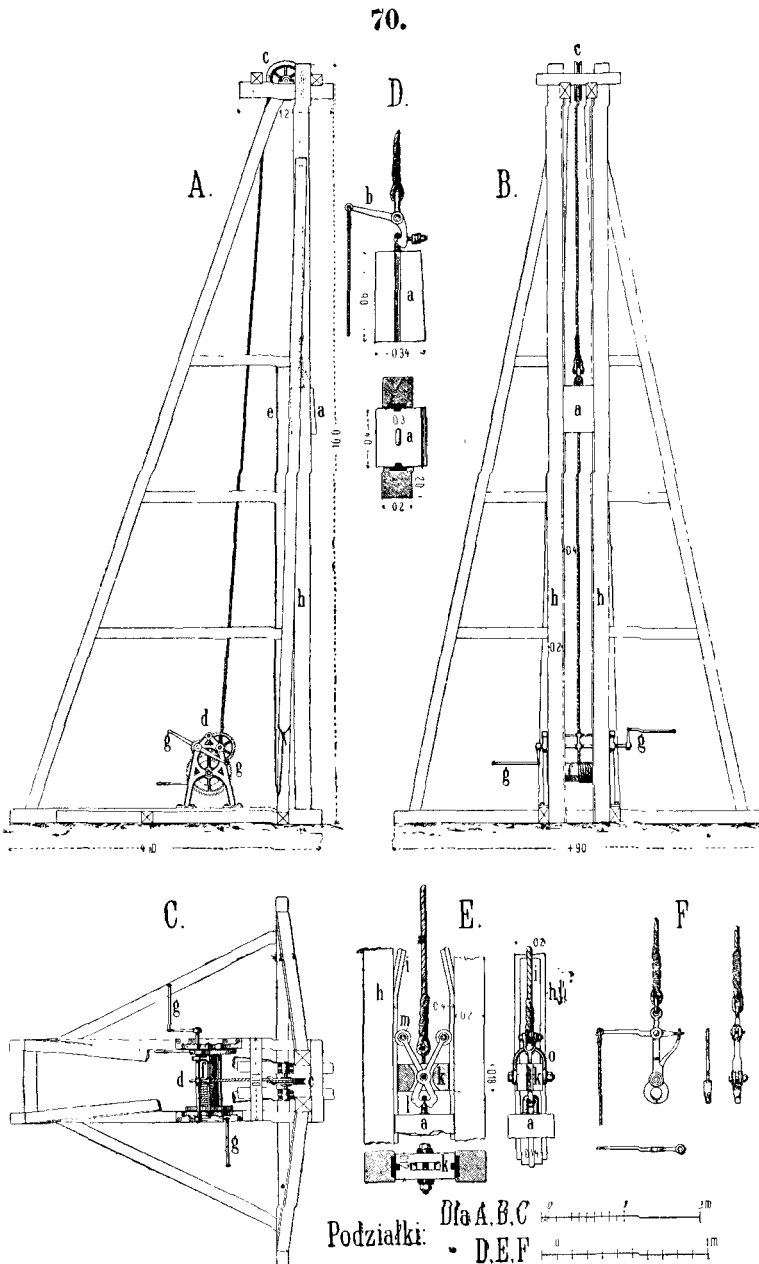
$$G = 0,689 e^2$$

$$e = 1,22 \sqrt{G}$$

$$d = 7 e \text{ do } 8 e$$

Najprostsze urządzenie tego rodzaju przedstawia rys. 70.

Do podstawy kafara przyśrubowana jest zwykła winda budowlana, baba zaś zawieszona na wychycie (n. *Schnepper*, *déctic*),



który pozwala odczepić ją, gdy dojdzie do żądanej wysokości.

Wychwył  $D$  jest najwięcej używany i najprostszy. Jest to dwuramienny hak; krótsze jego ramię jest tak ciężkie, że utrzymuje cały hak w położeniu pochylm; a to pochylenie można regulować za pomocą ciężarka przesuwanego na śrubie. W tem położeniu hak zaczepia samoczynnie ucho baby. Sznurek  $e$  przy-

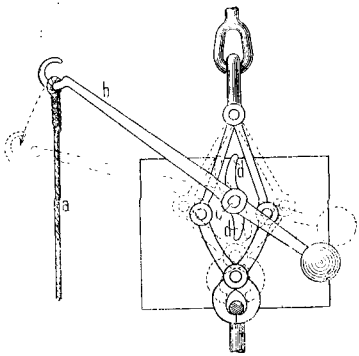
czepiony do dłuższego ramienia *b*, jest tak przywiązany do kierownika, że napręża się przy najwyższym żądanem położeniu baby; wskutek dalszego zatem jej ruchu, ramię *b* zbliża się do położenia poziomego, i baba zostaje odczepiona. Po uderzeniu, koła zębate windy zostają wyłączone, hak powinien spaść własnym ciężarem, a wtedy uderza o ucho baby, i samoczynnie je zaczeplia; poczem winda zostaje włączona i ponownie podnosi babę.

Wychwyty *F* trzyma babę pewniej niż poprzedni; ale nie chwyta jej samoczynnie. Otworzony zostaje przez naprężenie sznurka, podobnie jak poprzedni.

Wychwyty *E* ma kształt nożyc, które są obciążone ciężarem *k*, i biegną na kółkach *m*. Skoro te kółka wejdą na ukośne sztaby *i*, nożyce otwierają się i wypuszczają babę. Sztaby *i* powinny być ruchome, ażeby je można umocować w dowolnej wysokości.

Nowszy ustrój wychwyty przedstawia r. 71. Są to nożyce utrzymywane w stanie zamkniętym przez ciężar baby. Wskutek naprężenia sznurka *a*, dwuramienny dźwignik *b* obraca się, a wraz z nim palce *d*, które przymusowo otwierają nożyce. Ten wychwyty, po wyłączeniu windy spada, i samoczynnie chwyta babę, tak jak poprzednio opisany.

71.



W każdym ustroju wychwyty niezbędnym jest dla pewnego trzymania i łatwego odczepiania baby, żeby powierzchnie podtrzymujące ucho były dokładnie powierzchniami walcowymi, o osi zgodnej z osią obrotu uważanego wychwyty.

Z powodu odpoczynku przy każdym uderzeniu baby, możemy liczyć po 20 *kg* na każdego robotnika przy korbie; a używając 4 ludzi, potrzebujemy ośmiokrotnego mnożenia siły, ażeby podnieść babę ważącą 600 *kg*. Jeżeli prędkość przy korbie jest 0,8, to praca robotnika wynosi 16 *kgmt n. s.*; a policzywszy stratę czasu na spuszczenie i zachaczenie wychwyty, jako  $\frac{1}{3}$  czasu podnoszenia baby, otrzymamy 12 *kgmt*. W podobnych warunkach, i według liczb poprzednio podanych, wypadnie przy kafarze sznurowym 7,8 *kgmt* jeżeli uderzenia powtarzają się co dwie sekundy, a 5,2 *kgmt* jeżeli się powtarzają co 3 sekundy\*). Donioślejszą jednak zaletą kafara z windą jest możliwość podnoszenia baby na znaczne wysokości, i podwyższenia jej ciężaru do 800 *kg*; przez co otrzymujemy bardzo silne uderzenia. W jednakowych warunkach wypadła ogółem, że kafar sznurowy jest przynajmniej 3 razy droższy od kafara z windą.

Ujemną natomiast stroną tego kafara jest, że odstępy czasu między kolejnymi uderzeniami są znaczne. Baba podnosi się około 10 *cm us*, a przy podnoszeniu na 5 do 8 *m*, uderzenia powtarzają się co 1,5 do dwóch minut. Każde uderzenie wywołuje drgania terenu; jeżeli następujące uderzenie wykonanem będzie nim te drgania się skończą, pal okaże znacznie mniejszy opór niż później; takie jednak wyzyskanie drgań terenu nie jest możliwe przy kafarze z windą; osiągnąć je można dopiero przy kafarze maszynowym lub parowym, gdzie rozporządzamy daleko większą siłą poruszającą.

Na początku bicia niemożna dawać silnych uderzeń; najprzód stawiamy

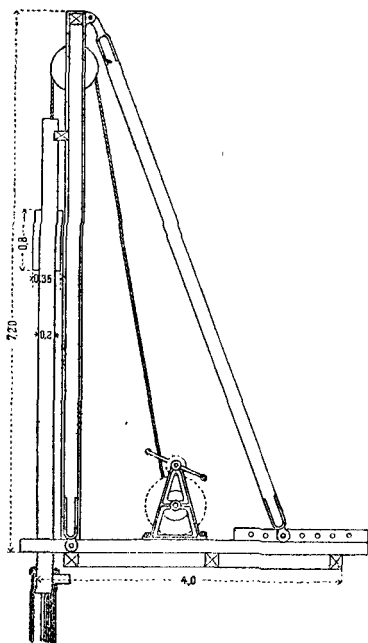
\*) Pomijając stratę czasu.

tylko babę na palu, potem dajemy kilka uderzeń z małych wysokości, a potem dopiero podwyższamy wysokość stopniowo. Praktyczne jej maximum leży między 5 a 8 m; przy większych bowiem wysokościach, wspomniane powyżej drgania pala pochłaniają zbyt wielką część pracy baby. Praktycznie jest zatem używać jak najcięższej baby, a podnosić ją tylko do 5 m.

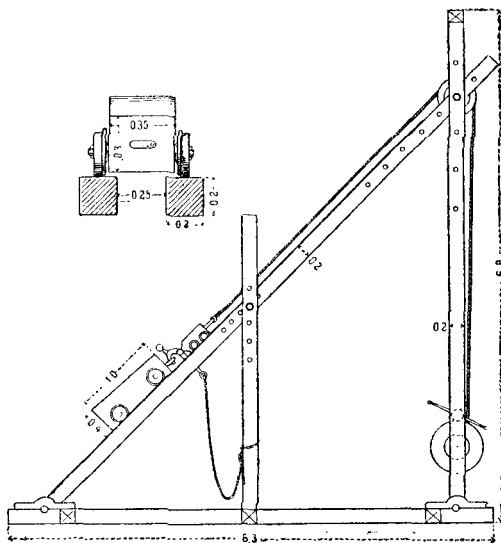
Z powyższego wynika, że przy początku bicia, dopóki potrzebne są lekkie uderzenia, zalety kafara z windą nie mogą być wykorzystane. Przy rozległych zatem robotach ekonomicznie jest ustawiać pale i bić je najprzód wysokim kafarem sznurowym; kafara zaś z windą używać do dokończenia bicia.

Załączone rysunki 72 i 73 przedstawiają urządzenia kafara z windą, zastosowane do bicia pochyłych pali. O rysunku 72 mówiłem powyżej. Pochylenie pali

72.



73.



tak wielkie jak na r. 73 nie trafia się w budowlach; chodzi tu raczej o inne szczególności. Kierowniki są drugi raz podparte w połowie długości; słupy są podwójne, a kierowniki przesuwają się między nimi, obracając się przytem około osi przy podstawie umieszczonej. Baba i wychwyty biegają na kółkach.

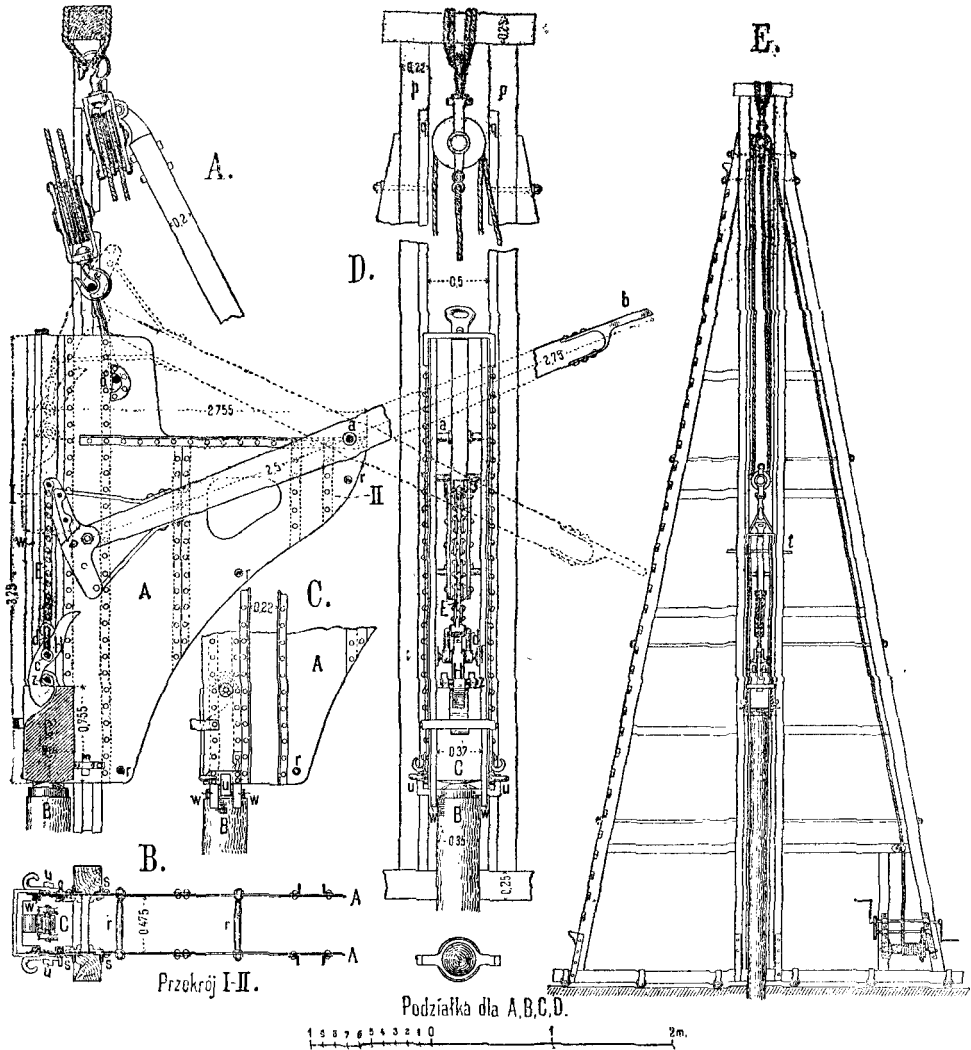
5. Kafar z wahaczem (n. *Wippramme* r. 74). Baba o ciężarze blisko 500 kg, wisi na wychwycie *H*, za pośrednictwem luźnego rękawka *z*; co ułatwia jej odzepienie. Łańcuch zawiasowy (łańcuch Galla), który trzyma wychwyty, przyczepiony jest do cięższego ramienia dwuramiennej dźwigni zakończonego łukiem, którego środek leży na osi obrotu *a*. Przy drugim ramieniu jest ucho *b*, przeznaczone do przyczepiania postronków. Łuk utrzymuje pionowy kierunek łańcucha; baba zaś jest prowadzona pionowo przez wpusty, umieszczone na blaszanych ścianach *w*.

Gdy wychwyty wzniesie się wyżej od poziomu osi *a* (rys. *D*), natenczas łańcuch przyciska i przechyla górną jego część, jak wskazują linie kropkowane. Wskutek tego baba zostaje odzepiona, i spada z wysokości około 1,6 m. Po ude-

rzeniu, ramię dźwigni z łańcuchem, jako cięższe od drugiego ramienia, opada samoczynnie; przyczem też wychwyty samoczynnie zahacza babę.

Cały powyższy przyrząd spoczywa na palu, i stanowi stałe obciążenie, bardzo korzystne dla działania kafara. Nadto może on być podniesiony w górę za pomocą osobnej liny, która nad kafarem przeprowadzona jest do windy ustawionej na jego podstawie.

74.



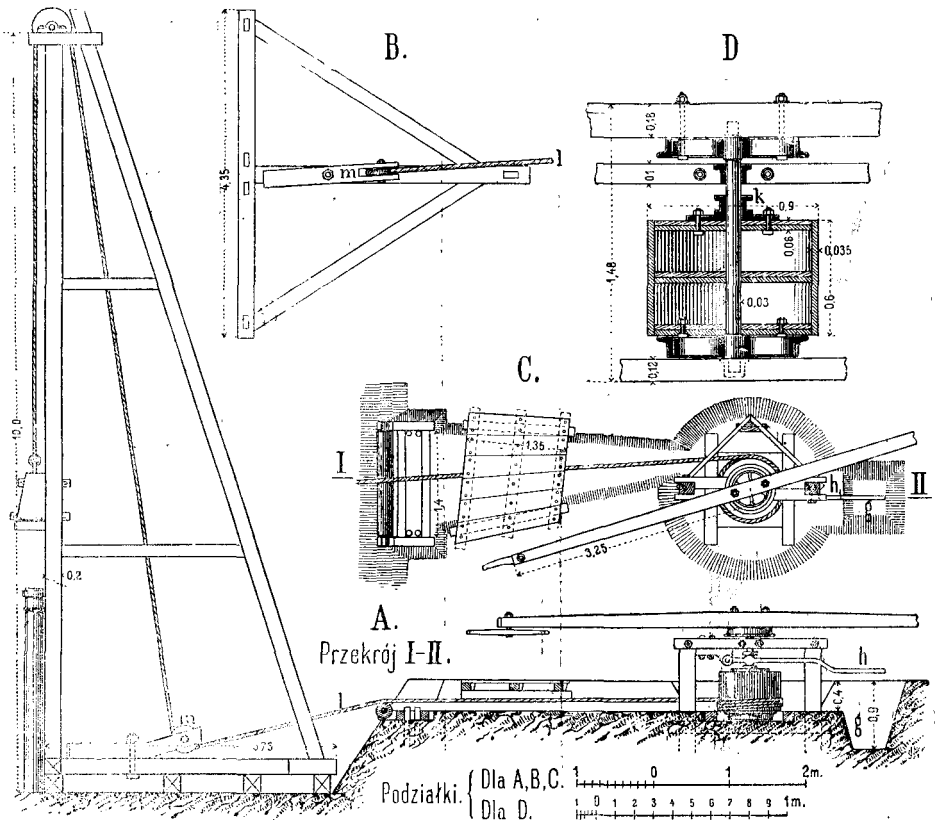
Powyższy przyrząd jest pomysłem holenderskim. Według sprawozdania w D. Bz. 1869 pracuje on o 34% taniej od kafara sznurowego i przyznać trzeba, że po części łączy w sobie zalety kafara sznurowego i kafara z windą. Pomimo tego nie znalazł on rozpowszechnienia; zapewne dla tego, że przy małych budowach jest zbyt kosztowny i trudny do wykonania, a przy większych ustąpić musi konkurencyi pary, która zwykle jest pod ręką.

6. Kafar z kieratem konnym (r. 75) stanowi przejście od kafara z windą do kafara maszynowego. Ma on szersze pole zastosowania; a mianowicie



w tych razach, gdy przysposobienie maszyny parowej jest za kosztowne. Obmyślił go i pierwszy zastosował przedsiębiorca Laferrère (*Portefeuille écon. des mach. 1875*). Kafar jest urządzony do pochylania, baba wisi na wychwycie dowolnego ustroju. Jako oś kieratu użyto starą oś wozu kolejowego do przewozu ziemi, na szerokość toru 1 m, wraz z kołami. Ta oś (r. *D*) stoi u spodu w łożysku stopowem, a poniżej górnego koła ma drugie łożysko. Dyszel 6,5 m długi jest przyśrubowany do szprychów górnego koła, a do każdego końca jego zaprzężony jeden koń. Między kołami, których wieńce mają średnicę 0,8 nasunięty jest luźno bęben do liny kafara, o średnicy 0,9 m. Na dolnych szprychach bębna są zęby,

75.



zapadające między szprychy dolnego koła; przez co bęben zostaje wprowadzony w ruch wraz z osią, i podnosi babę.

Nad bębniem znajduje się luźno z nim połączona szyja z kołnierzem *k*. Za ten kołnierz chwytka dźwignia *h* (r. *A* i *C*) poruszana przez robotnika stojącego w zagłębieniu *g*. Dyszel przechodzi nad głową tego robotnika. Po uderzeniu baby, podnosząc dźwignię *h*, robotnik podnosi zarazem bęben i wyłącza go z ruchu osi. Wtedy wychwyty spada i odwija linę z bębna, który podczas tego obraca się odwrotnie jak przy podnoszeniu baby; przytem nie potrzeba zatrzymywać koni. Skoro wychwyty znowu zahaczył babę, robotnik spuszcza bęben i baba znowu się podnosi.

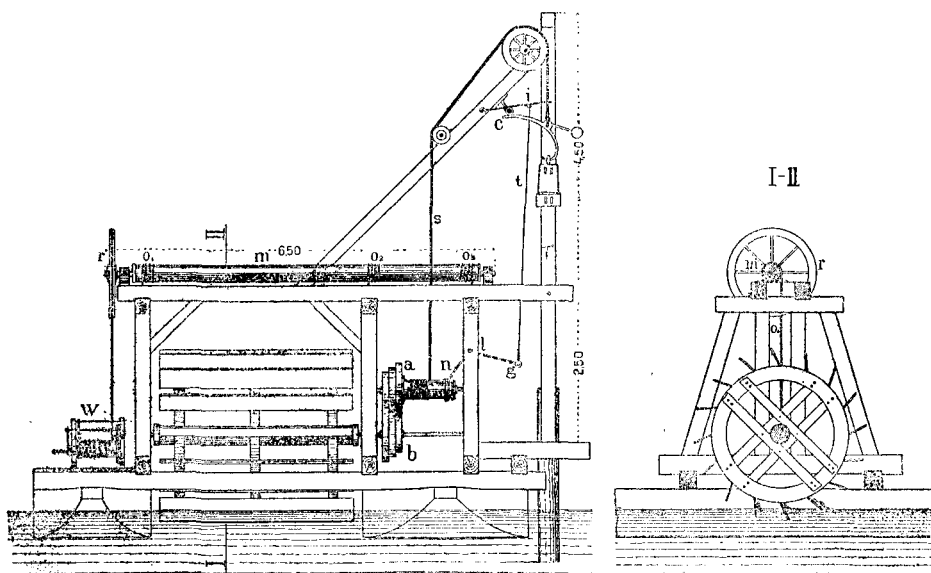
Cała obudowa składa się z niewielkiej liczby belek i słupów w ziemi osadzonych; lina od baby może być z łatwością tak prowadzona przez wałki i krążki,

że pomimo przesuwania kafara, kierat dłuższy czas pozostaje na miejscu; co widzieć można dokładnie na załączonym rysunku (*B* i *C*).

7. Hydrauliczny kafar Ramsauera. W razie bicia pali w rzecę bystro płynącej, siła prądu może być wyzyskana do podnoszenia baby za pomocą koła wodnego. Wał koła będzie w tym celu połączony transmisją z wałem windy, a po każdym uderzeniu transmisja musi być wyłączona, dla powrotnego ruchu liny. Ogółowo przedstawia taki przypadek r. 76.

Rusztowanie postawione na dwóch galarach, unosi wał koła podsiębiernego umieszczonego między galarami, oraz części składowe kafara i windy. Transmisja *ba* porusza wał windy *an*; wskutek tego lina *s* podnosi babę. W najwyższym położeniu baby, drążek od wychwytu opiera się przy *c* o punkt stały i odczepia babę. Naprężenie liny *s* nagle przzerwane, wywołuje szarpnięcie wychwytu w górę; a przez niego szarpnięcie drążka *i*, sznura *t* i łamanego drążka *gln*. Ten ostatni wyłącza z transmisji wał *na*. Wskutek tego wyłączenia, lina *s* wraz z wy-

76.



chwycem spada, i na nowo zaczepia babę. Wtedy przy pomocy ręcznego drąga, niewidzialnego na rysunku, robotnik dozoruący pracę kafara przesuwa wał napowrót do połączenia z transmisją, przez co lina *s* ponownie podnosi babę.

Siłę poruszającą można regulować, zmieniając zanurzenie koła wodnego. W tym celu oś koła jest zawieszona na wale *m*, za pomocą lin  $O_1$ ,  $O_2$ ,  $O_3$ . Za pomocą windy *w* i tarczy *r* z nią połączonej, można obracać wał *m* i przesuwać koło w płaszczyźnie pionowej. Nadto prędkość podnoszenia baby można zmieniać za pomocą transmisji *ab*; są tam bowiem 3 pary kół zębatach, i dowolną z nich można zaklinować.

Za pomocą żelaznej zatyczki, można nareszcie zatrzymać koło wodne.

Przy używaniu tego kafara w Ischl, otrzymano pracę pożyteczną równą pracy ośmiu robotników; w ogóle jednak zależy ona od prędkości wody w rzecze, i tylko na rzekach górskich, o wielkim spadku i głębokości większej od 1 *m*, może być mowa o zastosowaniu tego pomysłu.

## B. Kafary z motorem parowym

(n. *Dampf-Kunstrammen*).

Maszyna parowa, dając siłę poruszającą, zastępuje siłę ludzi, koni lub prądu wody, w poprzednich przyrządach. Znane są dwie odmiany tych kafarów :

1. Kafar z łańcuchem powrotnym (n. *Dampf-Kunstramme mit rücklaufender Kette*); w którym do każdego uderzenia baba zostaje odczepiona, a łańcuch z wychwytem powraca za nią, jak w kafarach powyżej opisanych.

2. Kafar z łańcuchem bez końca (n. *D.-K. mit endloser Kette*), w którym łańcuch bez końca, naprężony za pomocą kół u podnóża i u wierzchu kierowników, a wprowadzony w ruch bezustanny przez motor, chwyta babę peryodycznie za pomocą odpowiednich czopów lub szczelbi, i podnosi ją. Do odczepienia baby służy wychwyty, tak jak w poprzednich przypadkach.

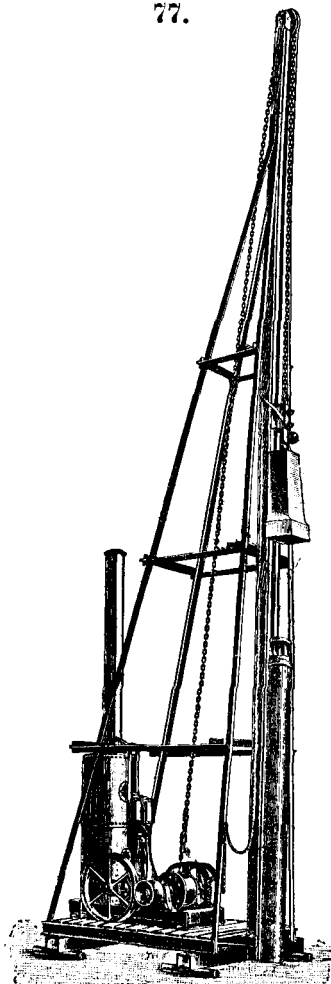
Druga odmiana jest więcej używana od pierwszej, ponieważ lepiej wyzyskuje pracę motoru. Obie zaś mają tę słabą stronę, że motor, który wraz z kotłem ma być przesuwany razem z właściwym kafarem, musi w tym celu stać na podstawie kafara i ciężarem swoim utrudnia obroty.

W obu odmianach baba spada swobodnie, czyli niezależnie od łańcucha wyciągowego, co uważać należy jako nieodzowny warunek dobrego urządzenia. Jeżeli bowiem spadając, baba pociąga za sobą łańcuch, jak przy kafarze sznurowym, to opór łańcucha osłabia uderzenie.

Kafary pracujące siłą pary są o wiele silniejsze, i pracują taniej od poprzednich. Jeżeli jednak kafar parowy pracować ma wewnątrz miasta, wstrząśnienia gruntu mogą być niebezpieczne dla sąsiednich domów; należy więc zachować odpowiednie ostrożności. Przy kanalizacji Berlina używano do bicia palisad kafara z babą na 700 kg i z łańcuchem bez końca. Skoro odległość najbliższego domu wynosiła nie więcej jak 8 m, ograniczano wysokość spadku do 0,7; gdy odległość ta zmniejszała się do 5,5 m wówczas zamiast kafara parowego używano sznurowego, lub zapuszczano pale prądem wody.

1. Kafar z łańcuchem powrotnym firmy Menck i Hambrock w Altonie (r. 77). Maszyna parowa podnosi babę za pomocą windy do żądanej wysokości, poczem odczepienie baby z wychwytem odbywa się tak jak przy kafarze z windą. Motor jest połączony z windą za pomocą opisanego poniżej sprzęgacza zębatego, który maszynista otwiera po odczepieniu baby z wychwytem. Wtedy wychwyty spada, odwijając łańcuch ciężarem swoim, i ponownie zaczepia babę. Podczas powrotnego ruchu łańcucha, motor może być zatrzymany. Jednocześnie też spadający łańcuch może być hamowany za pomocą ręcznego hamulca przy windzie.

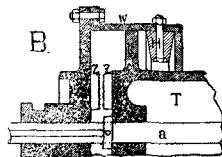
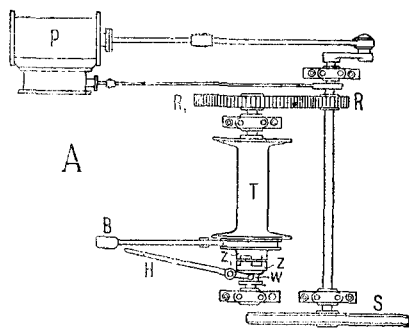
77.



Motorem jest stała maszyna ze stojącym kotłem, umieszczona na podłożu szkieletu kafara. Stanowi ona obciążenie bardzo korzystne dla działania całego przyrządu. Do podnoszenia i ustawiania pali, służy ten sam łańcuch który podnosi babę.

Ten kafar przeznaczony jest głównie do bicia pali pionowych; małe jednak pochylenia kierowników są możliwe; a to za pomocą urządzenia podobnego jak przy kafarze z łańcuchem bez końca, opisanym w dalszym ciągu.

78.



Cały szkielet jest żelazny, kierownik zaś drewniany pojedynczy. Daje on się przesuwac w kierunku pionowym, przez wymianę kilku śrub; a to, gdy zachodzi potrzeba bić pale poniżej podstawy kafara. Od strony zewnętrznej, umocowane są na kierowniku dwie płaskie szyny, służące za tor dla baby. Są one połączone ze sobą żelaznymi poprzeczkami, które znoszą wstrząśnienia kierownika. Przesuwanie kafara odbywa się na wałkach.

Przy wysokościach spadku do 4 m :

i ciężarach baby . . . . .	600	1000	1800 kg
kafar daje na minutę . . . . .	2 1/2	3	3 uderzeń
posiada motor o sile . . . . .	2	4	8 koni masz.
waży wraz z wieżą . . . . .	4700	7200	15000 kg
kosztuje wraz z motorem i wieżą .	3300—3600	4800—5700	8600—9400 mk.

Ważną część składową każdego kafara z łańcuchem powrotnym stanowi sprzęgacz (n. *die Kupplung*, fr. *couplage*), dający połączenie motoru z windą. (Franzius u.- Lincke Baumaschinen, Leipzig 1883).

a) Sprzęgacz zębaty (n. *Klauenkupplung* r. 78 A, B). Cylinder pary *P* jest w tym razie poziomy; korba nadaje ruch osi roboczej, na której znajduje się koło rozpędowe *S* i tryb *R*. Ten zazębia się z kołem *R*<sub>1</sub> na osi windy. Na tejże osi osadzony jest luźno wał *T* łańcucha wyciągowego; ten wał zostaje wprowadzony w ruch, przez włączenie sprzęgacza umieszczonego na drugim końcu osi. Składa się on z tarczy z zębami czołowymi *z*, osadzonej luźno na osi o przekroju czworokątnym; tarcza obraca się zatem wraz z osią, ale wzdłuż niej może być przesuwana. Do tego przesuwania służy dźwignia *H*, chwytająca jednym końcem we wpust *w* na szyji sprzęgacza. Gdy zęby *z* na tarczy, zaczepiają o odpowiednie zęby *z*<sub>1</sub> na wale łańcucha, wał zostaje wprowadzony w ruch i baba się podnosi.

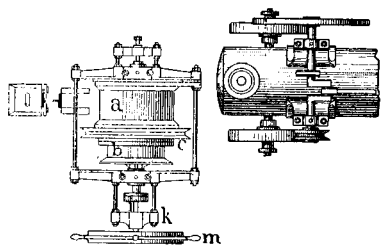
Niezależnie od działania sprzęgacza, odciążenie baby odbywa się za pomocą wychwyty; jak widzieliśmy w poprzedzających przypadkach.

Do regulowania powrotnego ruchu wychwyty, służy w tym razie hamulec pasowy, przyciskany do wału przez nacisk nogą na poziomą dźwignię *B*. Przy kafarze zaś dopiero co opisanym (r. 77) odbywa się to za pomocą ręcznej dźwigni pionowej. Na r. B sprzęgacz jest połączony z hamulcem w jedną całość. Do tarczy sprzęgacza *s* przyśrubowany jest walec *w*, wewnątrz którego przesuwana jest drewniany wieniec *H*. Przy dostatecznym odsunięciu sprzęgacza, wieniec przyciska się do kołnierza *k* osadzonego na wale łańcucha, i hamuje ruch wału. W ten spo-

sób ruch sprzęgacza i ruch hamulca odbywają się jednocześnie, przy pomocy jednej dźwigni.

b) Sprzęgacz trący (r. 79) pochodzi od kafara Schwarzkopfa (r. 88). Na wspólnej osi nasunięte są luźno dwa bębny: *a* do podnoszenia baby, *b* do podnoszenia pali; pomiędzy nimi robocza tarcza, *c* połączona z motorem liną drucianą, jest bezustannie w ruchu. Na przedłużeniu osi bębnow osadzona jest śruba *i*, której mutra znajduje się w *k*. Śruba poruszana jest za pomocą kołowej korby *m*. Przez obrót tej korby przyciska się tarcza *c* do bębna *a* lub do *b*; a powstające przytem tarcie wprawia ten bęben w ruch.

79.



c) Sprzężone kafary według Graula (r. 80). Ten system pozwala poruszać kilka kafa-

rów jednym motorem, zachowując ich wzajemną niezależność. Składa się z motoru, z przyrządu przewodowego i z kafarów. Te trzy części mogą być ustawione w dowolnych od siebie odległościach, według wymagań miejscowych; specjalność systemu stanowi tylko przyrząd przewodowy (r. C, D), przedstawiony tutaj w zastosowaniu do poruszania trzech kafarów (FL).

Na drewnianem rusztowaniu spoczywa wał *a*, z kołami pasowanymi *b* na obu końcach (r. D). Na tym wale osadzone są koła robocze *c*, poruszane za pomocą lin drucianych, oraz tarcze sprzęgaczy zębatych, przesuwane za pomocą dźwigni ręcznych *d*.

Za wałem *a*, w stronę do motora, poruszają się na szynach wózki *e* z kołami linowymi *f*. Te koła za pomocą dźwigni *g* i zawieszonych na nich ciężarów, są utrzymywane w takim położeniu, jakie potrzebne jest do należytego naprężenia liny roboczej okręconej na kołach *c* i *f*, oraz na kole *r* przy windzie. Ta lina przeprowadzona jest przez wymienione koła tak jak przez wielokrążek; jeżeli więc wskutek przesunięcia kafara potrzebna jest mniejsza lub większa długość liny, to otrzymujemy ją z łatwością za pomocą odpowiedniego przesunięcia wózka *e*.

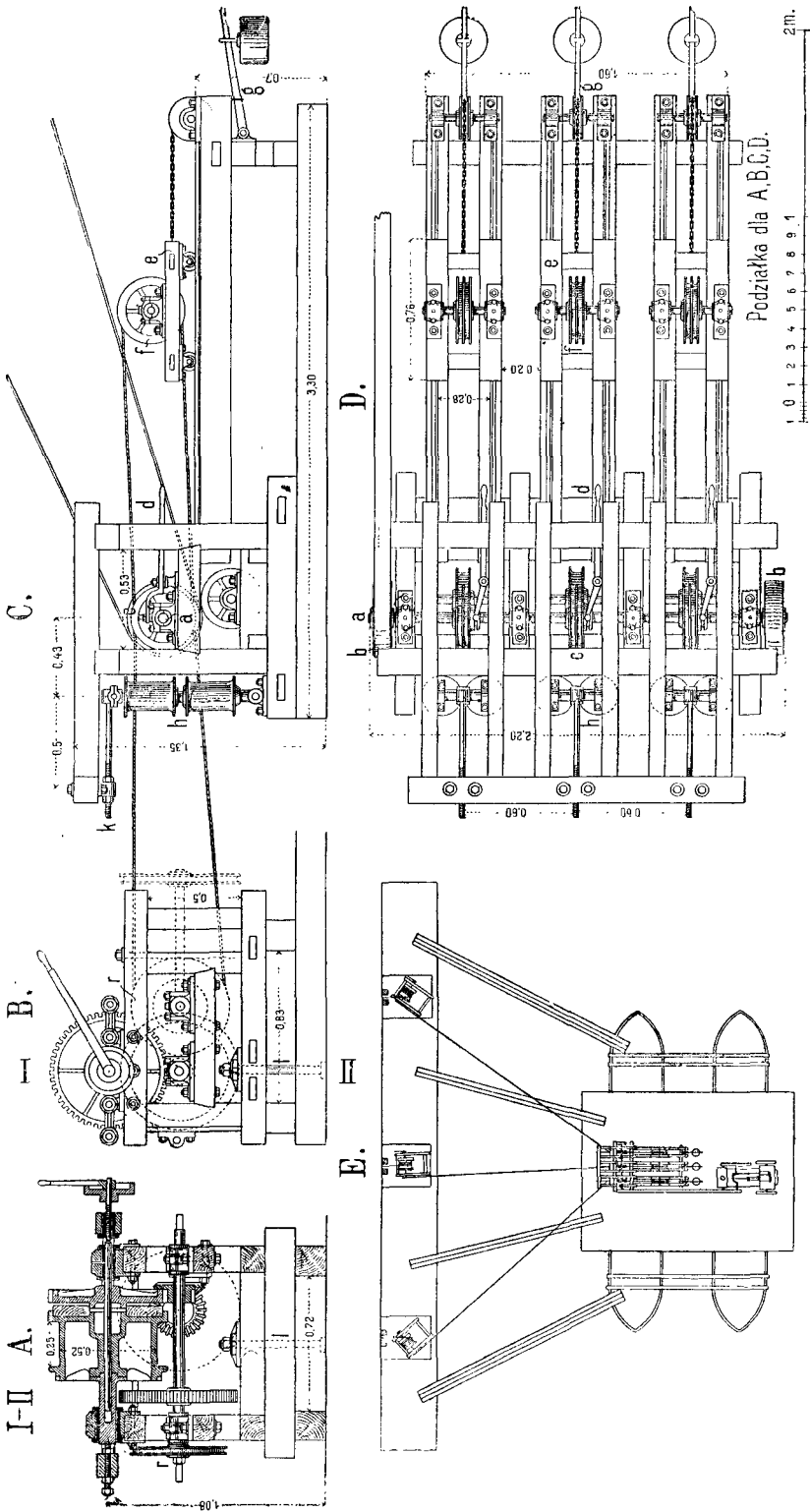
Liny idące do windy, kierowane są przez podwójne wałki *h*, których osie mają u spodu i u góry zawiasy, i mogą być z tego powodu pochylane za pomocą śruby *k*. Winda obraca się około pionowego trzpienia *l*, ażeby oś jej mogła być zawsze prostopadła do płaszczyzny liny roboczej. Nadto kafar i winda posiadają szczegóły, pozwalające zmieniać ich położenie względem siebie i względem pała.

Sprzęgacz windy z motorem jest trący; podobny do tego, który używany jest przy kafarze Schwarzkopfa (r. 79).

i) Kafar bez windy systemu Chretien (r. 81). Cylinder pary *a* o wymiarach 0,24/2,80 ustawiony jest pochyło; a oparty w łożysku na podstawie kafara. Pochylenie jego zależy od wysokości świec. Na trzonku tłoka *c* osadzony jest krążek *d*, przez który przeprowadzony jest łańcuch od baby, idący także przez krążki *e*, *e*<sub>1</sub> i *f*. Jeden koniec łańcucha przytwierdzony jest do haka *g* podnoszącego babę, drugi do windy *h* która reguluje jego długość.

Przy pomocy suwaka wstępuje para ponad tłok i pędzi go na dół; przez co baba się podnosi i przebywa podwójną drogę tłoka. Bieg baby ogranicza maszynista, zamykając parę drążkiem *i*. Z początku spada baba wraz z łańcuchem; ale natychmiast zostaje odczepiona i spada swobodnie, a wychwyty zdąża za nią powoli.

80.

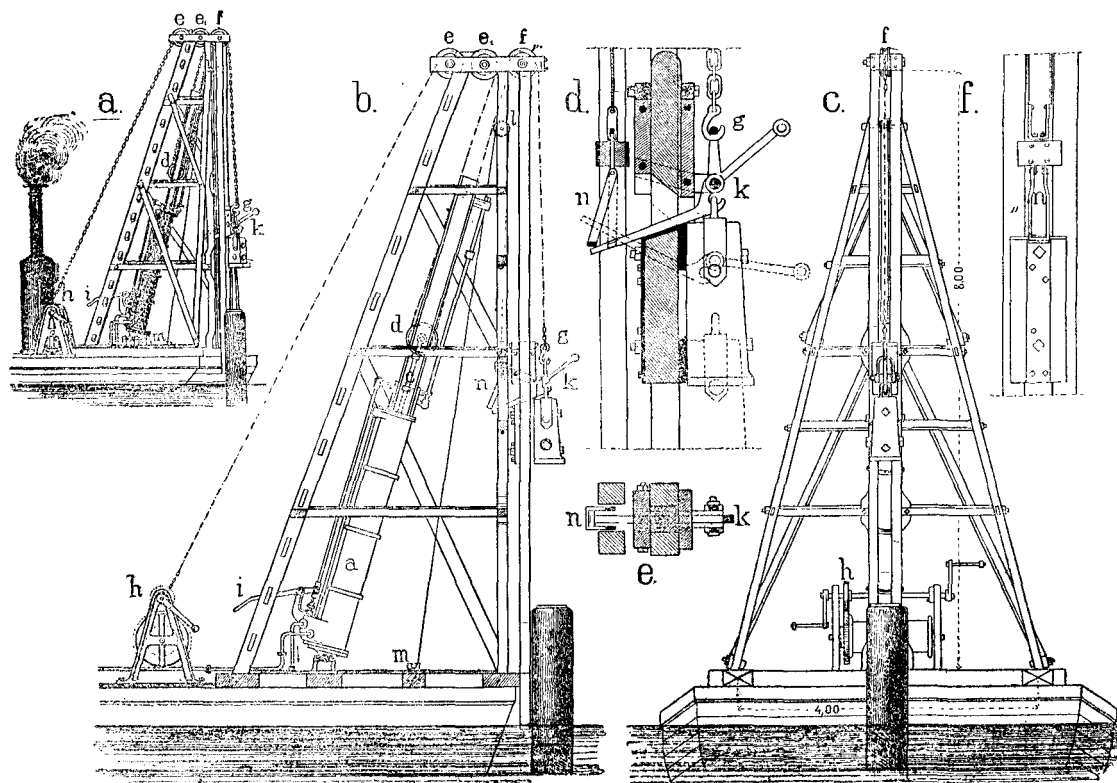


Do otworzenia wychwyty *k* (r. *d*) służy strzemień *n*, wiszące za świecami, a kierowane przez dwa słupki równoległe do świec. Za pomocą linki idącej przez krążki *l* i *m* (r. *b*) można je ustawić w dowolnej wysokości. Przy podnoszeniu baby drążek *k* odchyła strzemień na bok, a następnie wchodzi wewnątrz; wskutek tego przy spadaniu baby, strzemień zatrzymuje drążek *k*, i przechyla go aż do odczepienia jej.

Tym kafarem bić można w dwojaki sposób: albo bez odczepiania baby, przez co porusza się ona razem z łańcuchem i może dawać szybkie a lekkie uderzenia, korzystne na początku bicia. Albo też odczepiając babę, można używać większych wysokości spadku.

Z powodu kolankowego utwierdzenia świec, można tym kafarem bić pale

81.

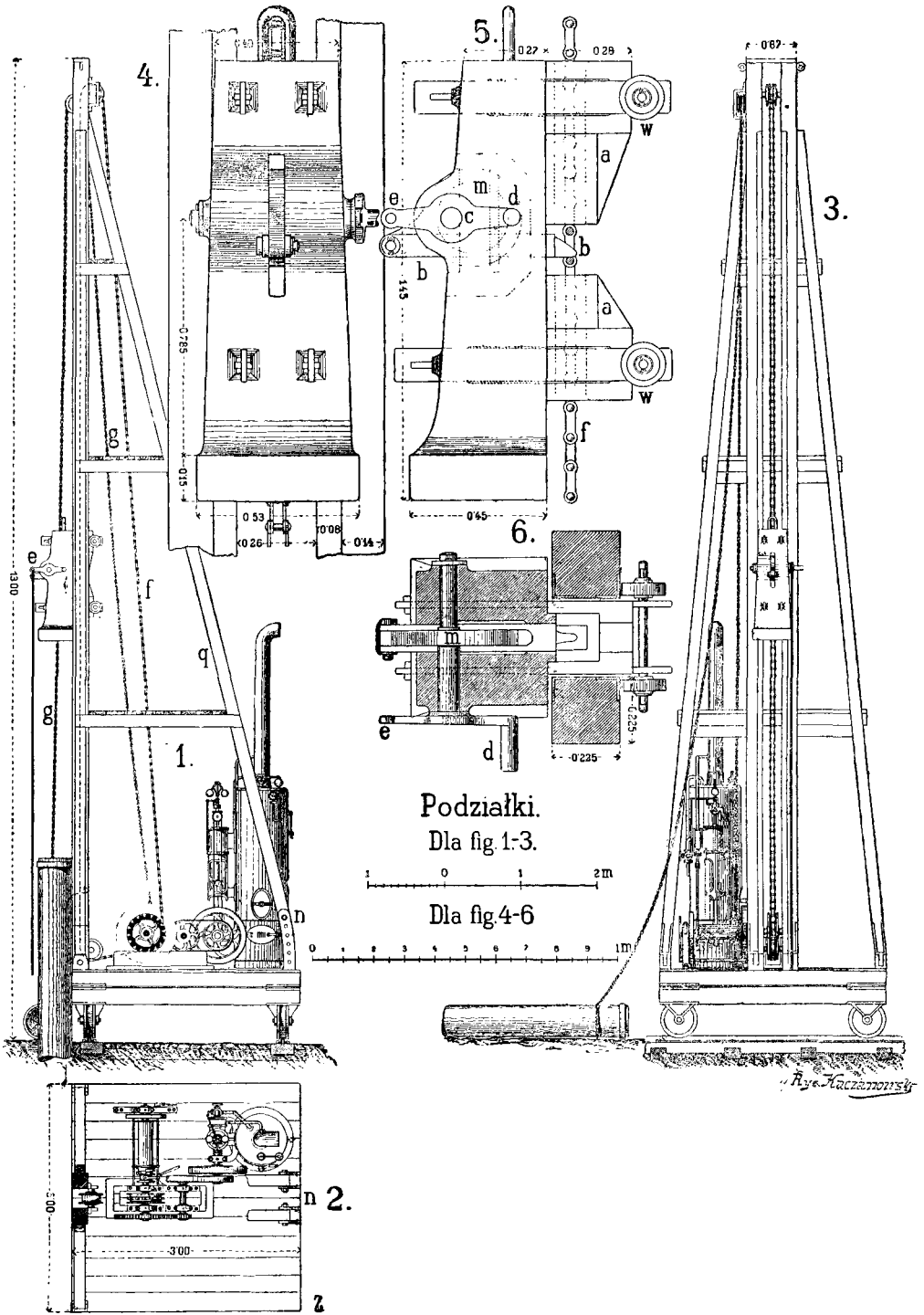


pochyłe do  $\frac{1}{10}$ . Na załączonym rysunku wysokość świec wynosi 9 m, ciężar baby 950 kg, największa wysokość spadku 5 m. Grzana powierzchnia kotła 6 m<sup>2</sup> normalne ciśnienie pary 6 atmosfer. Na minutę dawał kafar 12 do 20 uderzeń, ważył cały około 10 t i kosztował w Paryżu 6700 franków.

W Peszcie używano tego kafara w większych rozmiarach. Cylinder miał 45 cm średnicy, świece 12 m, baba 1200 kg. Dziennie bito po 10 pali 12 m długich, 3 m głęboko. Kafar kosztował blisko 12000 kor. i zużywał dziennie 300 kg węgla; bicie kosztowało bez amortyzacji na 1 m pala 1,28 kor.; przyczem najczęściej naprawy wymagał kocioł i łańcuch. (Dingler 1869 II. s. 347, Czas. Han. 1887 s. 38).

*k*) Kafar maszynowy z łańcuchem bez końca, firmy Menck i Hambrock (r. 82). Motor parowy jest ustawiony na podstawie kafara. Pod-

82.





stawa spoczywa na kółkach, których panwie są ruchome około osi pionowej. Na podstawie leży pomost dla motoru i windy, który może być na niej obracany. W ten sposób może kafar działać na wszystkie strony.

Ażeby można bić tym kafarem pale ukośne, połączony jest szkielet z podstawą za pomocą kolanek. Pochylenie szkieletu odbywa się przy  $n$  za pomocą otworów i zatyczek, umieszczonych pod tylnymi nogami  $q$ . Łańcuch bez końca  $f$  o płaskich ogniwach, łączonych na sworznie nitowe (łańcuch Galla) przechodzi pionowo między świecami i utrzymywany jest przez motor w nieustannym biegu. Co 2,5  $m$  dobrze jest dać jeden sworznień śrubowy zamiast nitu, ażeby łatwo można otworzyć łańcuch.

Łańcuch  $f$  prowadzony pionowo za pomocą dwóch krążków, przechodzi wewnątrz dwóch klocków  $a$ , umieszczonych na babie (r. 5, 6), a leżących między świecami.

Do chwytania i podnoszenia baby w dowolnej chwili, służy przyrząd, którego główną część stanowi mimośród  $m$  obracający się około osi  $c$ . Na tejże osi, ale zewnątrz baby, jest stale osadzony drążek  $ed$  zgięty do kąta prostego, który służy do poruszania mimośrodu. Przy  $e$  uwiązany jest sznur, za który pociągnąć może w każdej chwili robotnik kierujący pracą kafara. Przez poruszenie punktu  $e$  z góry na dół, mimośród obraca się od prawej w lewo (r. 5), i porusza zasuwkę  $bb$  na prawo; przyczem koniec jej wchodzi w ogniwo łańcucha  $f$ , który od tej chwili podnosi babę w górę.

Wyhaczenie baby odbywa się samoczynnie. W tym celu utwierdza się na świecy — w odpowiedniej wysokości — żelazny kołek, przy którym podczas podnoszenia baby, zatrzymać się musi ramię  $d$  kąтового drążka  $ed$ . Wskutek tego punkt  $e$  idzie na dół, mimośród wyciąga zasuwkę  $bb$  z łańcucha i baba spada.

Przy wysokości spadku 1,5  $m$  i ciężarze baby 800 do 1800  $kg$  kafar daje 11 do 12 uderzeń na minutę.

Do podnoszenia pali służy łańcuch  $g$  i osobna winda, która może być także pomocną do przesuwania kafara na znaczniejsze odległości.

System powyższy, przy pomocy łańcucha bez końca, wyzyskuje stosunkowo dobrze pracę motora, i pozwala łatwo zmieniać wysokość spadku, oraz tempo uderzeń baby.

Cały przyrząd zajmuje 3,5  $m$  w kwadrat, i zyskał przy licznych wielkich budowach jak największe uznanie. Łańcuch jednak, i zasuwka stanowiąca wychwyty, wymagają troskliwej opieki, i dobrego utrzymania.

Przy ciężarze baby około 1000  $kg$ , kafar powyższy zużywa na godzinę około 10,5  $kg$  węgla i 0,105  $kg$  oliwy. Według katalogu tej firmy kosztuje on 5500 do 12100 marek, stosownie do ustroju szkieletu. (Franzius Baumaschienen st. 432/3).

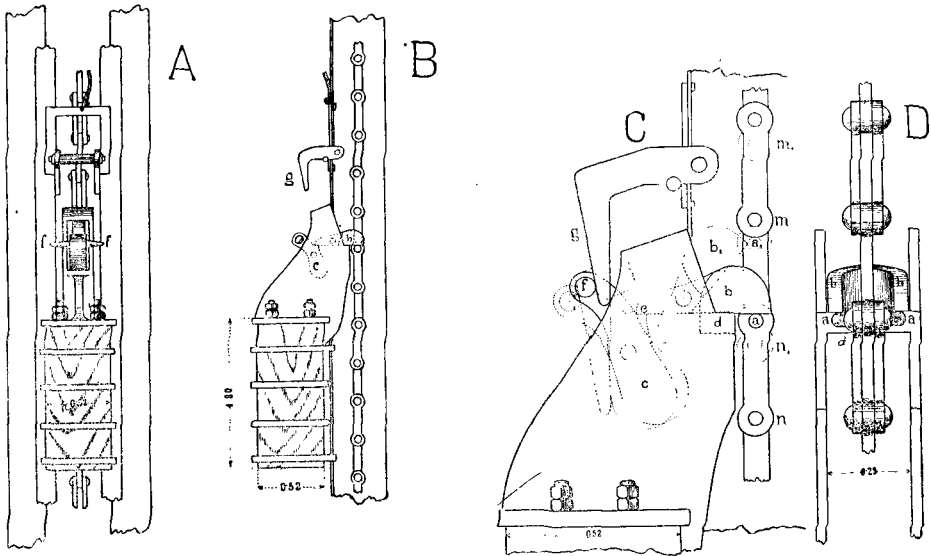
Kafar systemu P l o c q i J a c q u e t (r. 83). Na drewnianej babie osadzona jest żelazna czapka, w której, pomiędzy dwiema pionowymi ścianami, zawieszono są na czopach dwa ruchome drążki  $b$  i  $c$  ( $B$  i  $C$ ). Wskutek nieśrodkowego zawieszenia, dążą one ciężarem własnym do położenia pionowego, które tylko drążek  $c$  osiągnąć może, albowiem  $b$  zatrzymany zostaje w położeniu poziomym przez wysoki wewnętrzny pionowy ścian czapki.

Drążek  $b$  ma kształt widełek, którymi obejmuje w powyższym położeniu łańcuch (r.  $D$ ); po przeciwnej zaś stronie, opiera się przy  $e$  na poziomym zacięciu drążka  $c$  (r.  $B$  i  $C$ ).

W ten sposób oba drążki są między sobą zaciśnięte; skoro więc czop *a* umieszczony na łańcuchu bez końca (r. *C* i *D*), podeprze drążek *b*, natenczas baba podniesiona zostaje w górę.

Ten ruch trwa do chwili, w której czop *f* na górnym końcu drążka *c*, dotknie pochyłych ścian na sztabach wychwyty *g*, zawieszono przed kierowni-

83.



kami kafara (r. *A* i *B*). Gdy *f* przesuwają się wzdłuż *g*, drążek *c* przechyla się do położenia kropkowanego na rysunku, wysuwają się przy *e* z pod drążka *b* i baba spada. Przyczem drążek *b*, przybierając położenie *b*<sub>1</sub> omija czop *a*, i opada znowu do położenia poziomego, a drążek *c* ustawia się pionowo.

Przy zastosowaniu tego kafara w porcie Gravelines, ciężar baby wynosił 460 kg, podnoszono ją na wysokość 2,7 m, a koszt bicia pali wynosił 15 franków na 1 m<sup>3</sup> wbitego drzewa (Rz).

### C. Kafary o bezpośrednim działaniu pary.

Przy kafarach tego rodzaju, baba jest samą częścią maszyny parowej, do której ciąg rur doprowadza parę od kotła.

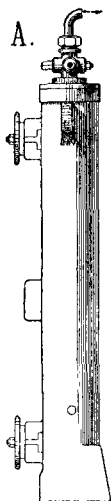
Baba może stanowić cylinder parowy, poruszający się po stałym tłoku; albo też cylinder może być stały, a baba jest osadzona na trzonku tłoka.

W obu razach baba podnosi się tylko na wysokość cylindra pary, której naturalne maximum leży około 2 m. Natomiast możliwe są wielkie ciężary baby, dochodzące do 2000 kg, a przy biciu pali żelazno-betonowych nawet do 4000 kg. Względnie do poprzednio opisanych kafarów, możliwe są bardzo szybkie uderzenia, 30 do 40 na minutę.

W danym kafarze, dana jest zatem największa możliwa wysokość spadku baby; a ponieważ opór pokładów wymaga pewnej minimalnej siły uderzenia, więc w każdym przypadku potrzebny jest pewien najmniejszy ciężar baby, i w ogóle wielki jej ciężar a mała wysokość spadku, są korzystne dla wyniku pracy; a wewnątrz miast konieczne, ze względu na wstrząśnienia budynków i huk nieznośny dla mieszkańców.

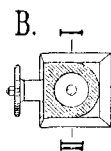
Przewód pary musi być giętki, albowiem baba opada wraz z pobijanym palem. Z tego powodu kocioł, niekiedy z dodatkowym motorem, może stać na osobnej podstawie, a wtedy kafar łatwiej się przesuwają. Po większej części jednak nie korzystamy z tego, lecz dla ograniczenia strat w prężności pary, staramy się o możliwie krótki przewód, i stawiamy kocioł wraz z kafarem na wspólnej podstawie.

84.

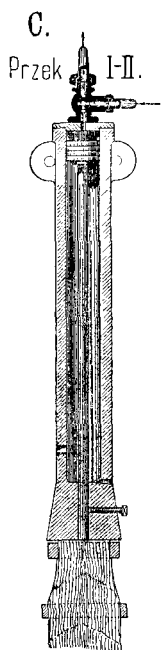


Grapengeter w Hamburgu ulepsza działanie kafara parowego w ten sposób, że babę zbudowaną jako cylinder pary, umieszcza wewnątrz żelaznej skrzyni osadzonej na palu. Skrzynię zaś przyciska do pala za pomocą silnych wielokrążków przytwierdzonych do podwalin wieży, których liny napręża winda parowa, używana do podnoszenia pali. Ciśnienie wielokrążków przedłuża zatem działanie uderzenia baby. Patent niem. l. 131409, rysunek znajduje się w CBl. 1902 s. 524.

1. Kafar syst. Laco ur, nagrodzony na wystawie paryskiej w r. 1878 (r. 84 A—C). Baba stanowi ruchomy cylinder pary, kierowany przez stały tłok osadzony na trzonku. Trzonek przechodzi przez podstawę baby, i przez poziomą płytę opiera się na palu. Baba porusza się wzdłuż dwóch świec, których się trzyma za pomocą łapek; przytem posiada dwa ucha które służą do zawieszenia jej podczas ustawiania pala.



Para ma wstęp do wnętrza baby przez trójkanałowy kurek (r. C). Skoro wstępuje ona pomiędzy tłok a pokrywą baby, wówczas podnosi ją aż do chwili, w której przez obrócenie kurka o 90° od prawej w lewo, przewód pary zostanie zamknięty, a wewnątrz baby połączone z atmosferą. Wówczas para uchodzi na zewnątrz i baba spada. Daje ona w ten sposób do 45 uderzeń na minutę. Kurek poruszany jest przez robotnika stojącego u podnóża kafara.



U spodu baby są dwa otwory; wyższy ogranicza bieg baby; jeżeli kurek nie zostanie na czas przekręcony, to para uchodzi przez ten otwór na zewnątrz. Dolny otwór służy do odpływu kondensacyjnej wody. Oba otwory są nadto potrzebne dla wstępu i wypływu powietrza. Śrubka widoczna poniżej otworów, służy do przytrzymania trzonka podczas podnoszenia baby.

Za przewód pary służy rura kauczukowa; rura ta wykonywa wszelkie ruchy baby, i przez to szybko się niszczy. Drugą wadą tego kafara ma być ciągły odpływ wody przez dolny otwór, od której pal rozmięka; przypuszczam jednak że ten zarzut niema doniosłości.

2. Kafar parowy firmy Menck i Hambrock (r. 85 A—D). Baba jest cylindrem pary tak jak w poprzednim przy-padku, ale stały trzonek tłoka *f*, wychodzi na zewnątrz u wierzchu cylindra.

Cały przyrząd spoczywa również na palu i wraz z nim opada; a to w ten sposób, że trzonek *f* trzymany jest u góry przez imadło połączone ze słupem, umieszczonym pomiędzy świecami; a złożonym z dwóch wzorówek I-II. Ten słup opiera się na palu za pomocą łapki *b*.



Trzonek  $f$  jest rurowy i należy do przewodu pary. Przewód nie wykonywa ruchów powrotnych wraz z babą, jak w systemie Lacour; tylko część jego opada wraz z trzonkiem w miarę pobijania pala, i ta część składa się z rury teleskopowej  $cde$ . Przy podnoszeniu baby rura ta skraca się, a jest tak wysoko umieszczona, że przy największem jej skróceniu można pod nią pal ustawić.

Imadło trzymające rurę  $e$ , jest stale przyśrubowane do świeca; tuż nad niem wchodzi do tej rury przewód pary. W dławiku imadła siedzi ciasno rura  $d$ , trzymana u spodu przez drugie imadło posuwające się między świecami, a w niem jest dławik, przez który przechodzi rura  $c$ , połączona z mechanizmem rozdziału pary.

Ten mechanizm ma sprężyste połączenie z imadłem, trzymającym rurowy trzonek  $f$ . Na trzonku tym (r.  $C$ ) są mianowicie stale osadzone dwa słupki, okrę-

cone czterema sprężynami spiralnymi. Górne sprężyny trzymają oprawę kurka rozdzielowego; dolne zaś stojące na wspólnej podstawie powyższych słupków, podpierają tę oprawę elastycznie. Przez tę podstawę przechodzi za pomocą dławika rura, łącząca kurek pary z wnętrzem trzonka tłoka.

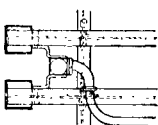
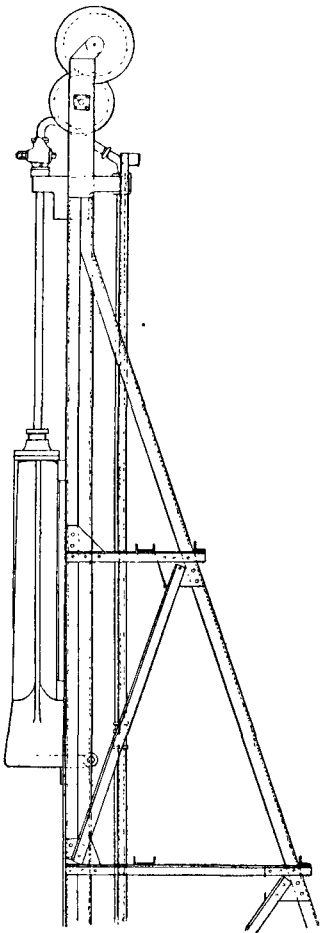
Skoro więc kurek trójkanałowy ustawiony jest według rysunku  $B$ , natenczas para wchodzi do  $f$ , a ztąd przez otwory umieszczone tuż ponad tłokiem (r.  $A$ ) wstępuje do cylindra i podnosi go. Podczas tego, kurek spoczywa na dolnych sprężynach. Skoro zaś kurek obrócony będzie do położenia wskazanego na r.  $C$ , przy którym dopływ pary jest zamknięty, a para uchodzi na zewnątrz przez otwór w komórce po prawej stronie kurka, natenczas baba spada. Przytem para ciśnie z góry na zamknięty kurek i skraca nieco dolne sprężyny; zaś przy uderzeniu baby, gdy pal opada, ciśnienie baby rozsuwa t. j. przedłuża rurę teleskopową bez wstrząśnień; te bowiem zniesione są przez sprężyny. Poruszanie kurka puszczającego parę może wykonywać robotnik stojący na dolnej podłodze kafara.

Nowszy i prostszy ustrój kafara tej samej firmy, przedstawia rys. 86  $A$  (Oest. Ing. V. 1902 Nr. 45). Kafary takie używane są obecnie do bicia pali żelazno-betonowych. Ciężar baby wynosi 2,5 do 4  $t$ , wysokość spadku tylko 1  $m$ ; przyrząd daje 30 do 40 uderzeń na minutę. Wieża może być pochylona do  $1/4$ . Ze względu na szczegółowy opis poprzedniego kafara, ten nie wymaga dalszych wyjaśnień.

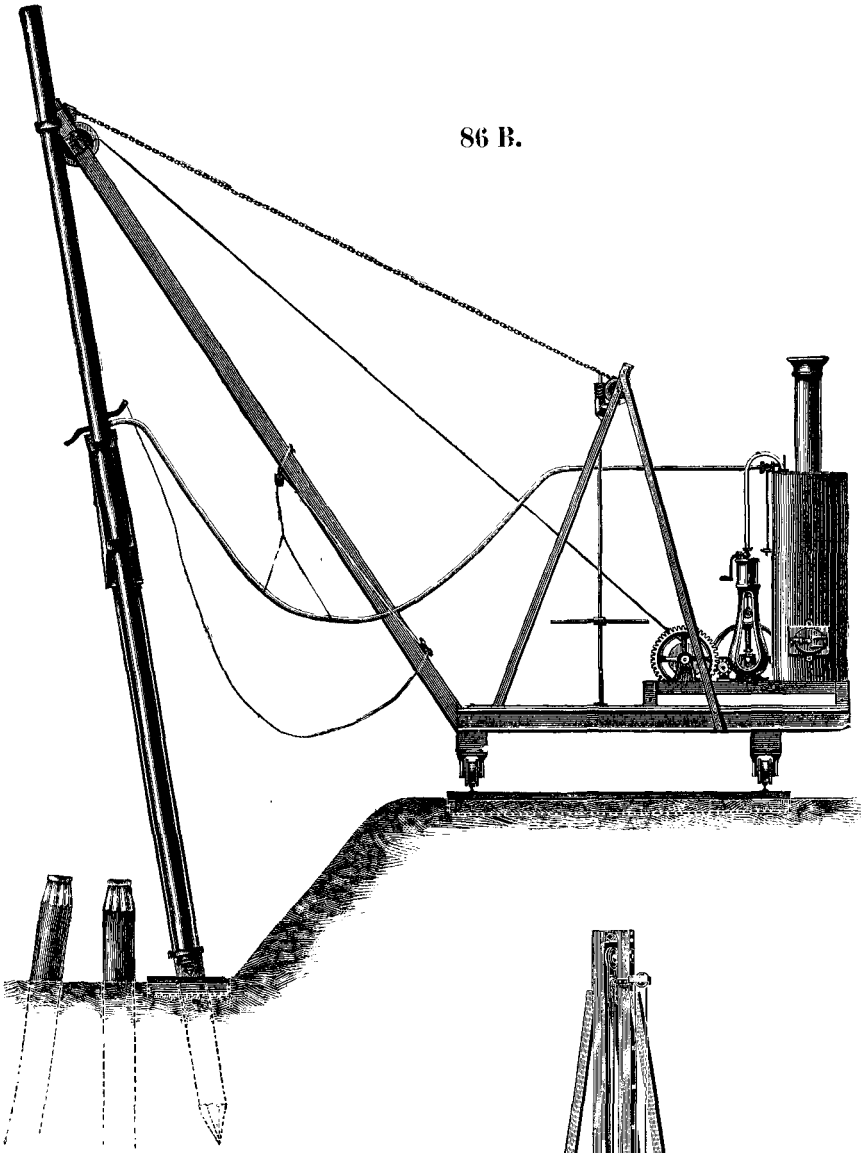
Rys. 86  $B$  przedstawia kafar tejże firmy, którego świece zawieszono na ruchomym żurawiu. Na tym samym wozie znajduje się również winda parowa. Ten kafar jest wygodny wtedy, gdy nie można go blisko przysunąć do bitych pali. Świece

mogą być dowolnie pochylone w każdym kierunku; można bić tym kafarem grupy pali w kształcie ostrosłupów.

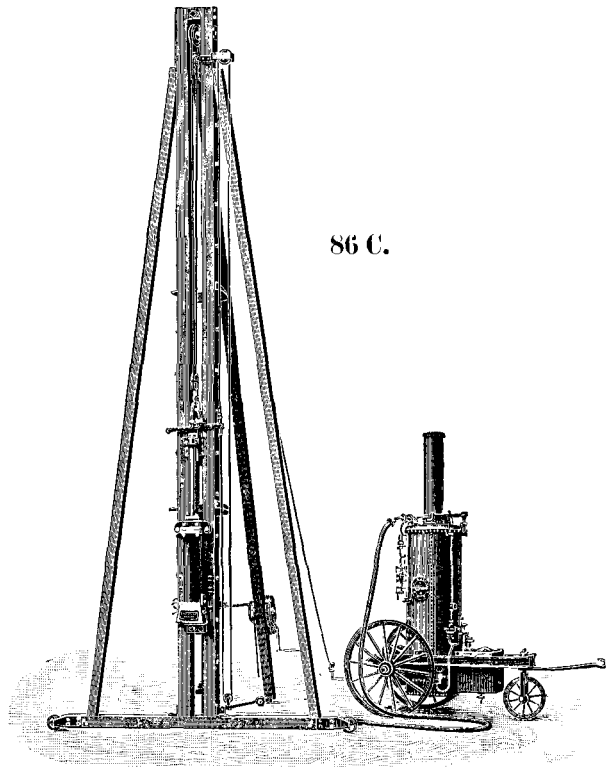
86 A.



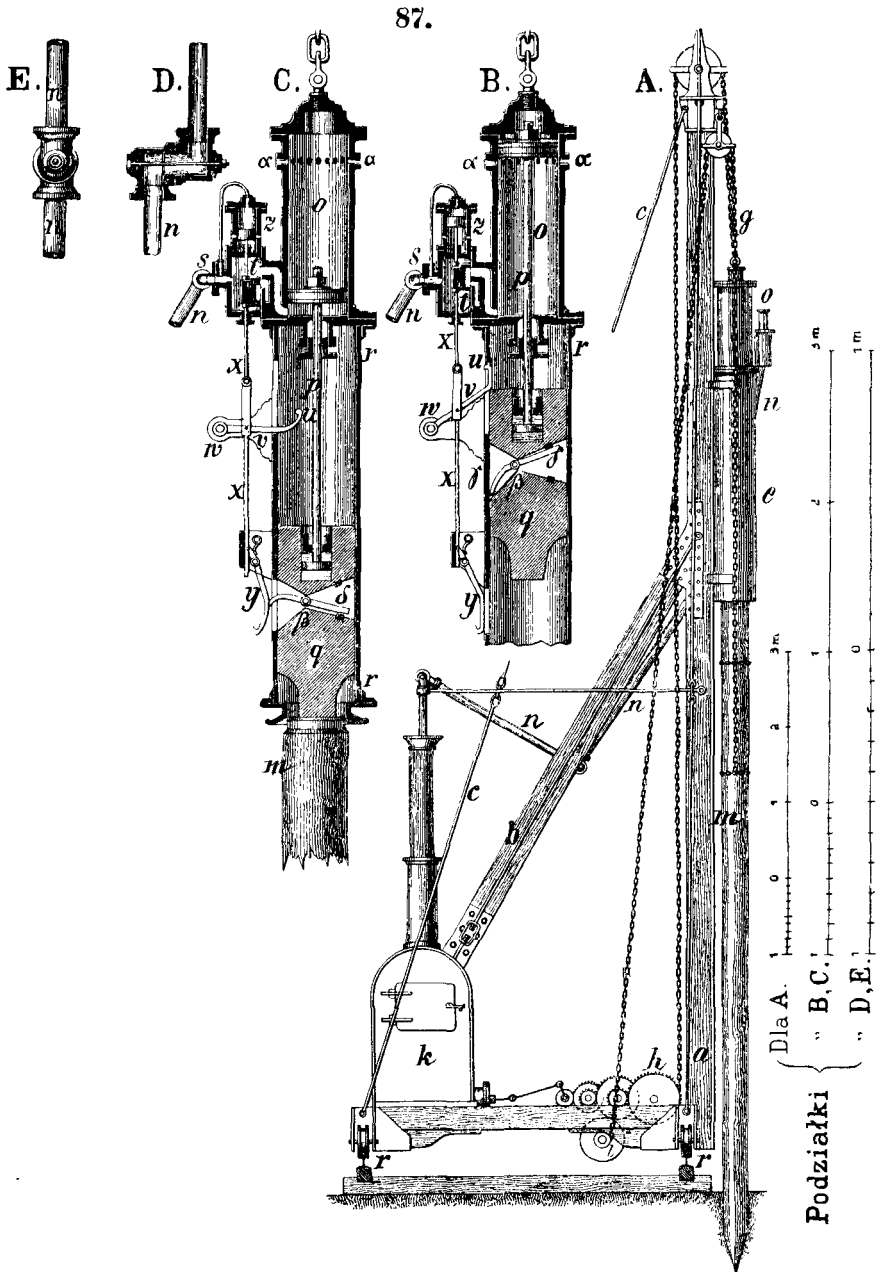
86 B.



86 C.



Mały kafar według rys. 86 C wykonywa powyższa firma w celu zastąpienia kafara sznurowego. Ciężar baby jest 250 albo 450 kg, wysokość spadku 0,8 m. Wysokość do spodu podniesionej baby 4,5 m. Daje na minutę 45 do 50 uderzeń, kosztuje w fabryce na miejscu, z wszelkimi przyborami, ale bez kotła 2550 mar., ale często można do niego zastosować kocioł znajdujący się na



miejscu. Obok potrzeb motora, praca tym kafarem wymaga do obsługi trzech ludzi. Koszta pracy (porównać kafar sznurowy pod 3 str. 25) wynoszą zatem  $\frac{1}{5}$  do  $\frac{1}{3}$  kosztów przy kafarze sznurowym, a pożyteczny wynik jest 3 do 4 razy większy\*).

\*) Ostatnie dwa rysunki zawdzięczam uprzejmości firmy Menck i Hambrock (Altona - Hamburg).

3. Kafar parowy Nasmytha. (r. 87 *A—E*). Był to pierwszy kafar parowy o bezpośrednim działaniu pary. Zbudował go inżynier James Nasmyth w r. 1844 na wzór młota parowego, i do dziś zasługuje on jeszcze na wzmiankę. Podstawa z belek (r. *A*) w kształcie prostokąta 4,5,4,0 *m*, stoi na 4 kółkach i na torze kolei. Świeca *a* o silnym przekroju, 14 *m* wysoka, usztywniona za pomocą zastrzału *b* i ściągacza *c*, unosi na łańcuchu *g* mechanizm kafara. Składa się on z baby i z cylindra pary, w którym baba jest tłokiem (FL).

Na podstawie kafara widzimy kocioł parowy *k* i małą maszynę parową *i*, która porusza dwie windy *h* i *l*. Pierwsza z nich służy do podnoszenia mechanizmu *e*, druga do przyciągania i ustawiania pali.

Cylinder *e* ma u spodu stożkowe rozszerzenie, którem opiera się na palu *m*. Przy odpowiednim obrocie windy *h*, spada ona wraz z palem, a połączenie jego z kotłem parowym stanowi rura *n* z zawiasami kolankowemi (r. *D, E*).

Rysunki *B* i *C* przedstawiają przekrój pionowy mechanizmu z dwoma skrajnymi położeniami baby. Baba *q*, która wraz z trzonkiem *p* i z tłokiem waży około 1500 *kg*, porusza się w komorze żelaznej kutej *r*, nad którą znajduje się cylinder parowy *o*. Para doprowadzona rurą *n*, wstępuje przy *s* do komory suwaka *t*, poruszającego się w kierunku pionowym. W położeniu według r. *C*, para wstępuje pod tłok i podnosi go wraz z babą. Przy końcu biegu tłoka, baba spotyka drążek sterujący *uvw*, połączony z trzonkiem suwaka *x*, i przesuwa go do położenia wskazanego na r. *B*. W ten sposób trzonek *x* zostaje podniesiony wraz z suwakiem, a drążek *y* poruszany przez sprężynę, podpira go w tem położeniu; przez co opiera się ciśnieniu pary na mały tłok *z*. Skoro tłok główny zajął położenie według r. *B*, para uchodzi przez otwory *a*, baba spada i pobija pał, a cały przyrząd opada wraz z palem. Po uderzeniu następuje wprowadzenie świeżej pary pod tłok, a to za pomocą drążka *γβδ* umieszczonego w odpowiednim wyźłobie baby, a obracającego się około *β*. Podczas spadania baby ma on położenie jak na r. *B*; a wskutek uderzenia przybiera położenie jak na r. *C*; albowiem po zatrzymaniu się baby, ramię jego *βδ* nabytą prędkością spada dalej. Ramię *γβ* trąca przytem o ramię *y* i uwalnia trzonek *x*; ciśnienie pary przesuwa zatem tłok *z* i suwaka do położenia według r. *C*, przy którym para wchodzi pod tłok i ponownie podnosi babę.

Otwory *a* u wierzchu cylindra pary *o*, służą nietylko do wypuszczenia pary, ale także do przepływu powietrza podczas ruchów tłoka. Gdy tłok znajduje się ponad niemi, pozostała nad tłokiem reszta powietrza działa jak elastyczna poduszka, i nie dopuszcza uderzenia tłoka o pokrywę cylindra.

Kafar ten miał nadzwyczajne powodzenie już w r. 1845, przy budowie portu w Devenport; następnie przy budowie mostu na Wiśle pod Tczewem (Dirschau), w Wirtembergu w Prusach i we Francyi. Daje on 80 do 100 uderzeń na minutę, przyczem baba spada z wysokości 0,8 do 1,0 *m*. Wielka szybkość jego uderzeń jest bardzo korzystna w pokładach płynnego piasku, gdzie po przerwie, bicie pala jest daleko trudniejsze.

Pękanie pali pod tym kafarem jest daleko rzadsze niż pod innemi; również uszkodzenia głowy daleko mniejsze. Przebijano nim twarde pokłady, w których pod kafarem z windą ręczną, pale łamały się bez żadnego skutku.

W Wilhelmshafen (1869/73) bito dziennie jednym kafarem 14 do 18 pali 10 *m* długich, 9 *m* głęboko, co uważano wówczas za nadzwyczajny pośpiech. Koszta wynosiły 56 do 74 gr. na 1 *m* długości białej, wraz z amortyzacją kafara.



Jedyną wadą tego przyrządu jest zawiły ustrój, wskutek którego drażki i sprężyny często bywają uszkodzone. Jest to zarazem przyrząd kosztowny; cenę jego podają sprawozdania na 30000 kor.

4. Kafar Schwarzkopfa (r. 88) tem się różni od poprzedniego, że para która już podniosła tłok i babę, nie uchodzi na zewnątrz, lecz przenosi się po nad tłok; tam rozszerza się prawie do podwójnej objętości i przyspiesza spadanie baby.

Stożkowy ciężki rękaw *d* obejmuje głowę pala, a z cylindrem połączony jest czterema ściągaczami *b*. Kurek *a* ustawiony tak jak wskazuje r. A, puszcza świeżą parę pod tłok; a parę zużytą wypuszcza ponad tłokiem przez rurę pionową. Baba się podnosi, a przy końcu swego biegu, za pomocą odpowiedniego systemu drażków, wywołuje samoczynnie częściowy obrót kurka *a*, wskutek czego

para z pod tłoka przechodzi nad tłok. Dal-  
szy obrót kurka wykonywa maszynista, przy-  
ciągając łańcuszek przyczepiony do drażka *v*.  
Wtedy dopiero wstęp pary pod tłok zostaje  
zamknięty; baba spada i uderza, a skoro  
po uderzeniu maszynista puści łańcuch, me-  
chanizm samoczynnie wprowadza znowu  
parę pod tłok. Maszynista może jednak wy-  
wołać uderzenie w każdej chwili; a tem sa-  
mem wyzyskać może tylko część możliwej  
wysokości spadku baby.

W Wilhelmshafen przekonano się, że  
ten kafar wykonywa tylko  $\frac{1}{7}$  tej pracy co  
kafar Nasmytha. Przyczyną są zapewne cia-  
sne a długie kanały, służące do przepływu  
pary z dolnej do górnej części cylindra. Ule-  
pszoną konstrukcją podaje czasopismo nie-  
mieckich inżynierów z r. 1879 str. 455.

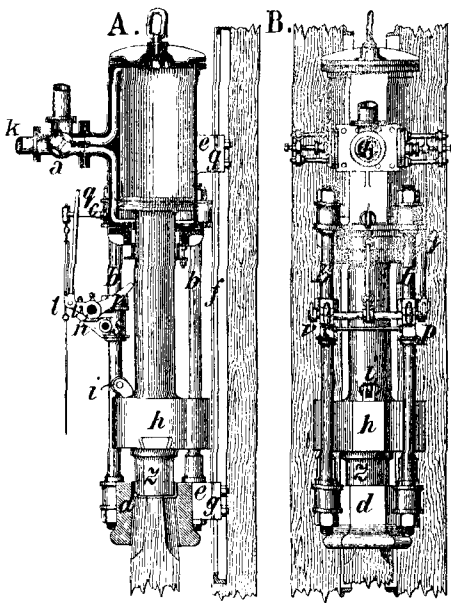
5. Kafar Morrisona. W tym kafarze  
tak jak w poprzednich, ruchomy cylinder pary  
użyty jest za babę. Franzius podaje go w konstrukcyi dwoistej, pozwalającej bić  
jednocześnie dwa pale.

6. Kafar Riggerbacha. (1864). W tym kafarze również tłok jest nie-  
ruchomy, a cylinder pary służy za babę (r. 89).

Para wstępuje do górnej części cylindra przez pusty trzonek i pusty tłok  
jak wskazują strzałki. Baba jest kierowana za pomocą ramy, która ma łapki *d* na  
świecach, a u spodu przyśrubowana jest do pala. Drażek kątowy *g* i mały tłok  
u szczytu umieszczony, prowadzą parę. Pionowe ramię drażka jest zarazem wodzi-  
dłem z kulisą, w której chodzi łapka od baby. Wskutek ruchu tej łapki drażek  
wykonywa wahania, a poziome jego ramię porusza tłok szczytowy. Woda skro-  
plona odpływa przez wentyl *h*, otwierający się za każdym uderzeniem.

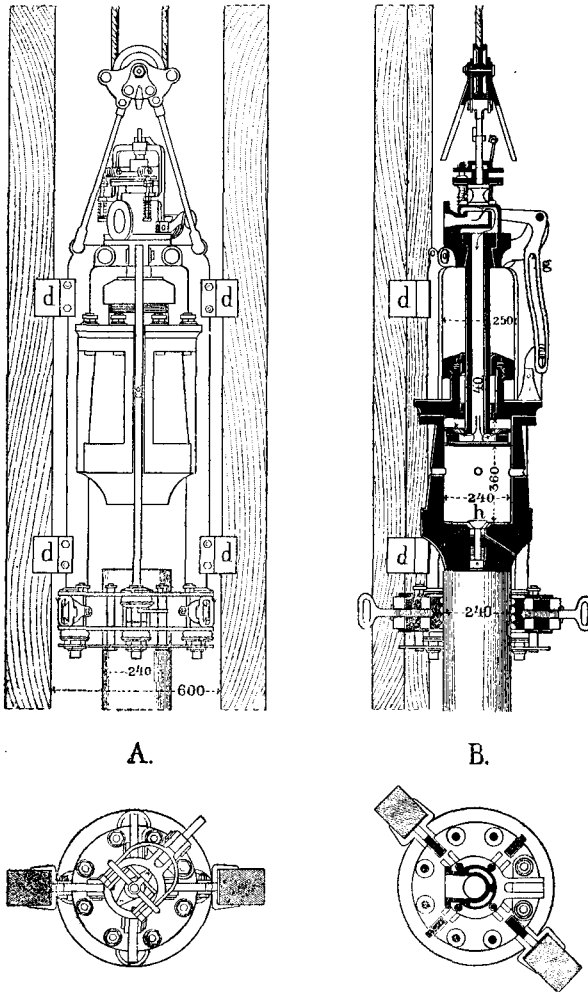
Wszystkie inne części są zupełnie takie same jak przy kafarze Lewickiego,  
opisanym poniżej; przeto pomijam ich opis. Kafar ten zastosowany przy budowie  
dworca kolei w Biel (Szwajcarya), miał wyjątkowo małe rozmiary w stosunku do  
innych kafarów parowych. Podnosił babę 20 do 24 *cm* wysoko, ciężar jej wyno-  
sił tylko 350 *kg*, a ciężar całego przyrządu bijącego 825 *kg*. Wskutek tak małej

88.



wysokości spadku, baba dawała około 200 uderzeń na minutę, przy 5 atmosferach ciśnienia pary w kotle. Wbijano nią przeciętnie 40 pali dziennie, na 3,3 m głęboko; średnica pali wynosiła 24 cm.

89.



Służbę składało 6 ludzi: 1 maszynista, 1 podmajstry, 1 palacz, 2 ludzi przy windzie do podnoszenia pali, 1 robotnik przy mechanizmie bijącym.

7. Kafar Lewickiego (r. 90 A—E) jest zbudowany na zasadzie kafara Riggenbacha. Przyrząd bijący stanowi rama *a* (r. A i D) opierająca się dolną swą podstawą *b* na palu, a prowadzona przez świece. Cylinder parowy *c* prowadzony przez słupek *a*, stanowi babę. Kieruje nim pusty trzonek tłoka *d*, wykuty razem z tłokiem jako całość, a u góry połączony z ramą za pomocą śruby i mutry (r. C).

Nad trzonkiem *d* znajduje się skrzynka suwaka, do której para przyprawiona być musi za pomocą węży kauczukowej, lub rury kolankowej (r. E).

Para podnosi babę tak jak w kafarze Riggenbacha, a powietrze ustępuje z dolnej części cylindra przez otwory *f* (r. A i D) o ile tłok znajduje się ponad

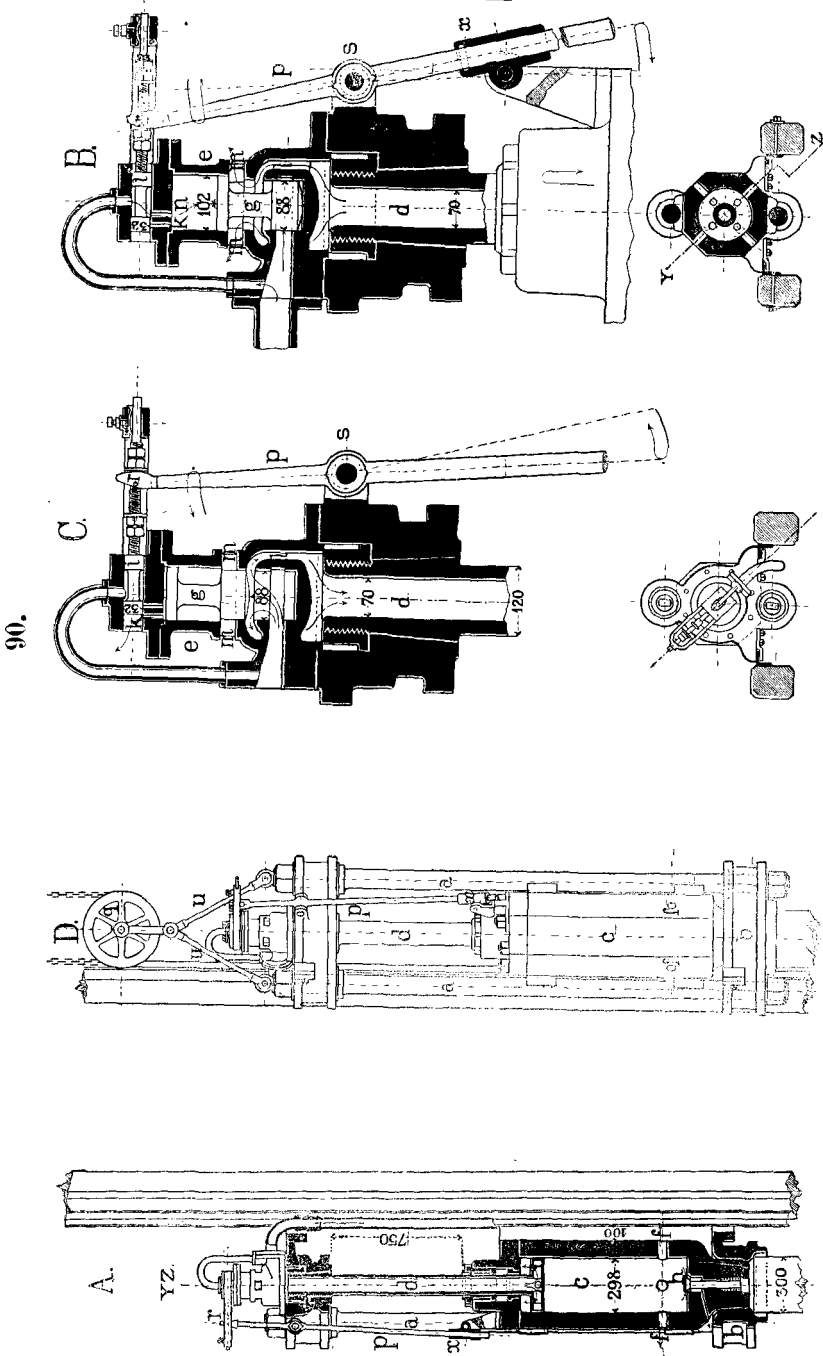
niemi. Gdy tłok zamknie te otwory, reszta powietrza jako elastyczna poduszka zapobiega uderzeniu tłoka o podstawę cylindra.

Para uchodzi przez trzonek *d* i otwory *m* w skrzynce *e* (r. B i C), które podczas spadku baby są otwarte; a to wskutek odpowiedniego położenia tłoka sterującego *g*. Wreszcie na podstawie cylindra umieszczony jest wentyl *h* (r. A), który otwiera się przy uderzeniu cylindra o pal, i wypuszcza wodę powstającą ze skroplenia pary.

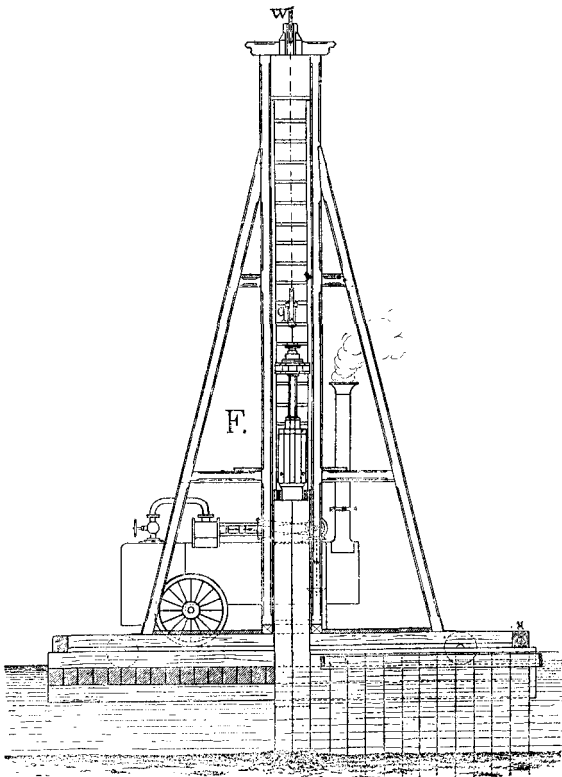
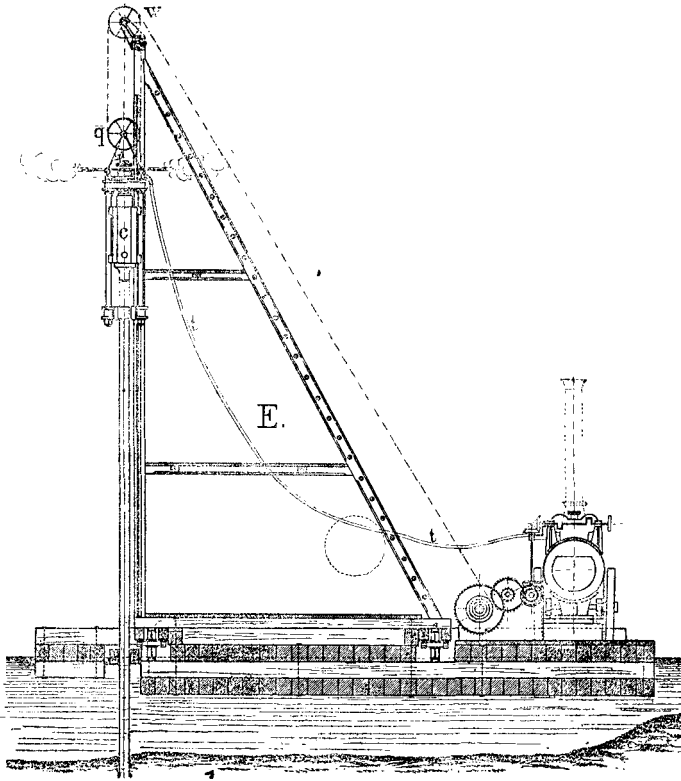
Prowadzenie pary (r. B i C) odbywa się w skrzynce *e*, za pomocą tłoka *g* i pomocniczego poziomego tłoka *i*.

Drążek sterujący *p* który widełkami trzyma trzonek *r* poziomego tłoka, wykonywa podczas ruchów baby małe wahania około osi *s*. Pochodzą one ztąd, że nachylenie jego do pionu zmienia się wraz z położeniem pochewki *x*; te wahania wywołują ruch powrotny tłoka *i*. Regulowanie kierunku drążka *p* odbywa się za pomocą muter, umieszczonych na trzonku *r*.

Jeżeli tłok *i* ma położenie według r. C, przy którym otwór powietrza *k* jest otwarty, natenczas pionowy tłok *g*, podniesiony przez ciśnienie pary, zamyka



90.



Rychter. — Fundamenty.

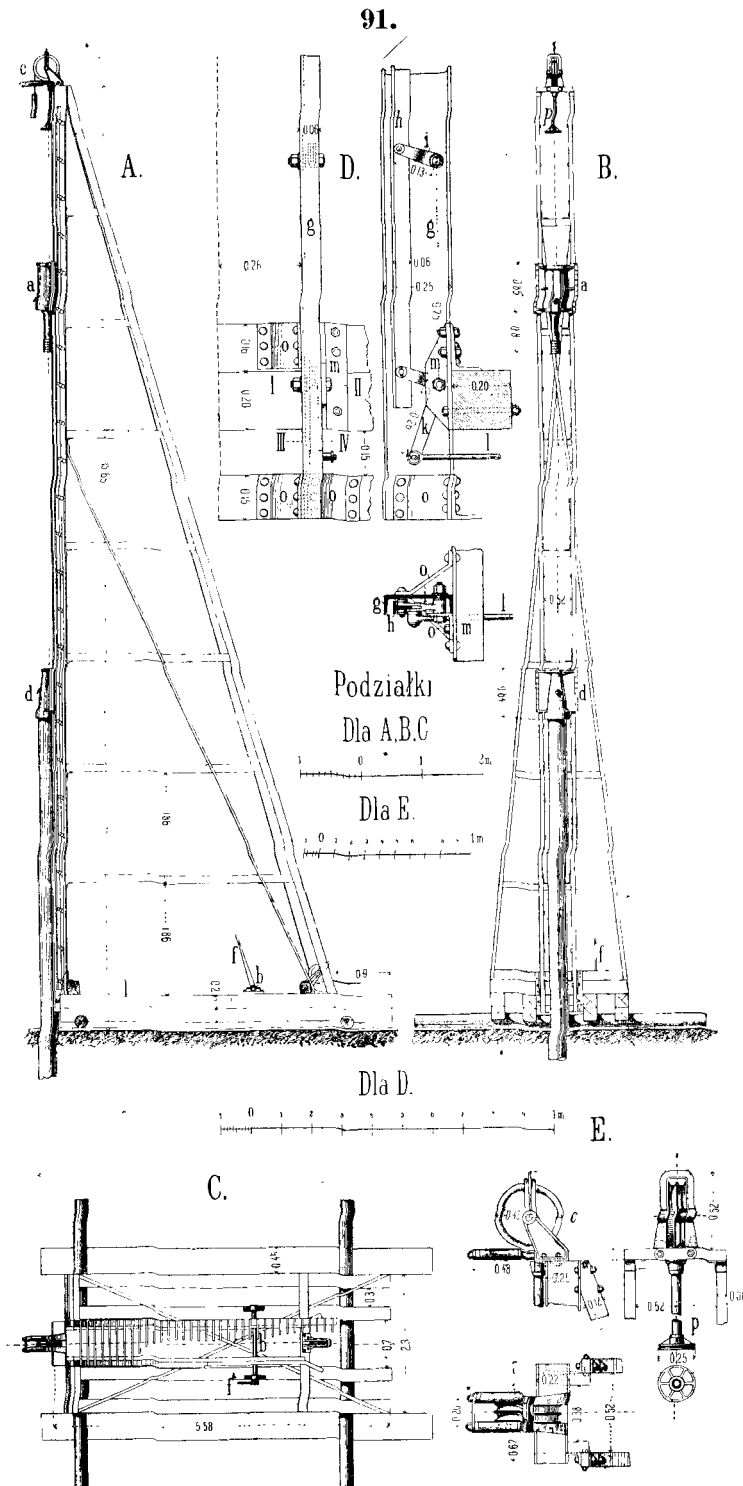
otwory *m* i wpuszcza parę do cylindra przez kanały *l*. Ten stan trwa aż do chwili, w której para zaczyna uchodzić na zewnątrz; a tę zmianę wywołuje tłok *i*, który ku

końcowi podnoszenia baby przesuwa się z położenia na r. *C*, do położenia na r. *B*. Tym ruchem zamknięty zostaje otwór *k*, a otworzony otwór pary *n* nad tłokiem *g*. Para wstępuje przez rurkę *o\** do przestrzeni nad tłokiem, tłok nagle spada, zamyka główny dopływ pary i otwiera otwory *m*, któremi zużyta para gwałtownie występuje na zewnątrz; przytem baba spada.

W ostatniej chwili swego spadku, baba przesuwa tłok *i* za pomocą drążka *p* napowrót do położenia wskazanego na r. *C*; przez co tłok *g* zostaje podniesiony.

Mechanizm powyższy pracuje bardzo cicho i nie psuje się. Kafar może być urządzony do wbijania pali parami; a wtedy pracuje on prędzej i taniej.

Przy zastosowaniu w Rydze w r. 1869 kafar ten kosztował 8400 mk. a koszta bicia wypadły na 1 m pala 0,106 mk. Wykonano też próby porównawcze, z których wynika, że kafar Lewickiego pracuje 28 razy prędzej niż kafar z windą poruszany



\*) Litery *o* brak na rysunku; należy ją dopisać przy półkolistej części rury.

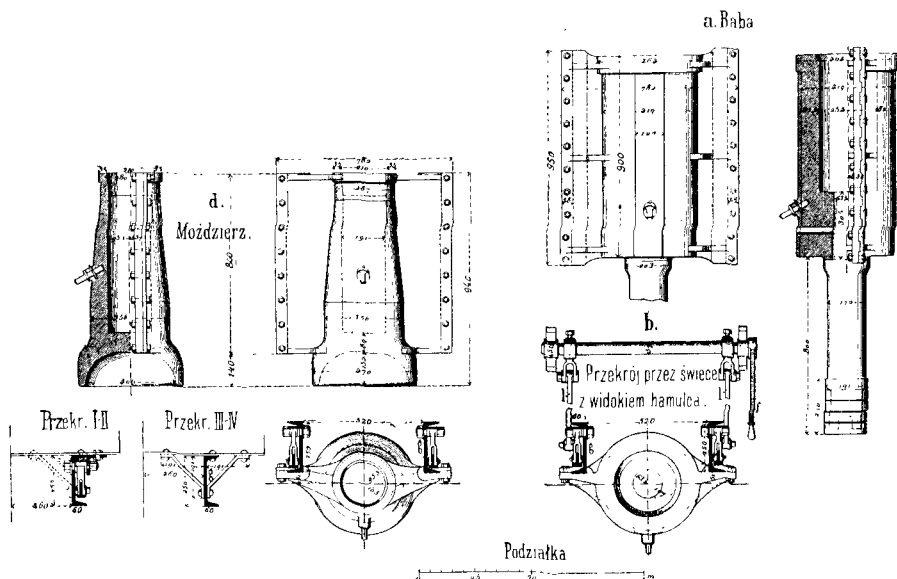
przez 4 ludzi, a 9 razy prędzej niż kafar sznurowy, poruszany przez 27 ludzi. Przytem kafar z windą pracował 6,6 razy, zaś kafar sznurowy 13,8 razy drożej.

8. Kafar wybuchowy systemu Shaw (r. 91, 92). Przyrząd bijący składa się z moździerza (92 *d*) który stanowi działo, i z baby (92 *a*) która jest pociskiem wyrzucanym z działa za pomocą wybuchu naboju prochu. Moździerz waży 870 *kg* i ma u spodu wyłobienie obejmujące głowę pala. Baba z lanego żelaza ma u spodu długi tłok z lanej stali, a na końcu tłoka pierścienie stalowe o średnicy zastosowanej dokładnie do średnicy wnętrza moździerza. Cała baba waży 630 *kg*.

W górnej części baby jest wyłobienie 254 *mm* szerokie, w które wchodzi ciasno tłok *p*, umieszczony stale u wierzchu świec (91 *A*, *B* i *E*). W razie zbyt silnego wyrzucenia baby, tłok ten ogranicza jej bieg; przytem powietrze zamknięte pod tłokiem daje elastyczny opór, bez uderzenia.

Baba i moździerz poruszają się wzdłuż świec żelaznych *g*, wykonanych z wzorówek  $\Gamma$  (98 *D*), których ściany boczne zwrócone są na zewnątrz. Pomię-

92.



dzy temi ścianami umieszczony jest hamulec (92 *b*), składający się z pionowej wzorówki  $\Gamma$ , przyciskanej przyrządem drążkowym *klfb* (91 *A* i *D*). Przy pomocy tego hamulca można zatrzymać babę w dowolnej wysokości.

Postępowanie przy biciu pali jest następujące. Za pomocą małej maszyny umieszczonej na podstawie kafara, podnosi się moździerz wraz z babą tak wysoko, żeby pod nim można pał ustawić. Następnie zatrzymuje się babę za pomocą hamulca, a moździerz spuszcza się na głowę pala. Po tem przygotowaniu wrzuca się do moździerza patron prochu, i puszcza się babę z hamulca. Tłok wchodzi do moździerza, zgęszcza w nim gwałtownie powietrze, i przez rozgrzanie zapala patron. Wybuch patrona wyrzuca babę w górę na wysokość 3,5 do 5,0 *m*; przyczem powstaje ciśnienie na głowę pala, składające się kolejno: z ciężaru baby, z ciśnienia zgęszczonego powietrza, siły wybuchu i ciśnienia ekspānzji gazów, podczas wyrzucenia baby z moździerza. W najwyższym swem położeniu, baba może być znowu zatrzymana za pomocą hamulca; poczem powtarza się powyższe postępowanie, albo też gdy chodzi o szybkie uderzenia, nie używa się wcale ha-

mulca, lecz natychmiast po wyrzuceniu baby wrzuca się nowy patron do moździerza. W takim razie tłok *p* ogranicza skok baby w miarę potrzeby, a uderzenia powtarzają się z prędkością 48 do 50 na minutę.

Wskutek kolejnego działania wymienionych powyżej czterech sił, czas trwania uderzenia wybuchowego jest znacznie dłuższy niż przy uderzeniu zwykłym; pal nie dochodzi prawie wcale do zupełnego spokoju; i wyzyskane są w wysokim stopniu drgania terenu.

Tym kafarem osiągnięto dobre rezultaty w pokładach niezbyt twardych; a więc w warunkach, rzec można zwyczajnych przy biciu pali.

Tak n. p. w League Island (Ameryka), przy budowie bulwaru w r. 1871/2, pale 10,5 *m* długie, 25 *cm* grube, bito w gliniasty muł; przyczem w głębokości 6,5 *m* natrafiano na pokład twardego iłu lub ryniaków. Średnio bito na godzinę 4,3 pala po 5,9 *m* głęboko; na każdy pal potrzeba było średnio 5,2 wystrzałów i 0,23 *kg* prochu. Pale nie doznawały najmniejszego uszkodzenia, a dzielność robocza kafara wybuchowego była 4 do 8 razy większa niż kafara z windą (Civiling. 1872 s. 290, Dingler p. J. 1872 B. CCV. s. 90).

Na wystawie w Filadelfii stwierdzono, że kafar wybuchowy pracował taniej od kafara Nasmytha; a to przebijając pokład kruchej gliny 5,5 *m* gruby, u spodu mieszany z piaskiem i żwirem. Baba spadała z wysokości 3,5 *m*, proch był gruboziarnisty, patrony ważyły 42 do 56 gr. pokryte były cienką powłoką parafiny i grafitu; przy końcu bicia pala, wrzucano niekiedy naraz 2 patrony (D. Bauz. 1877 s. 15, An. d. p. et ch. 1877 I. s. 511).

Natomiast niekorzystne sprawozdanie daje amerykański inżynier Probasco (Czas. Han. 1873 s. 112 i 1874 s. 127), który przy wykonaniu palisady używał tego kafara do przebijania bardzo twardego żelazistego zlepieńca żwiru i piasku, o grubości 4,5 *m*; pod nim leżał twardy ił. Pale bito 4,5 do 4,9 *m* głęboko, co kosztowało 300 wystrzałów po 12,6 hal. Moździerz bardzo silnie się rozgrzewał, na stalowych pierścieniach tłoka powstały do koła pionowe bruzdy, wyżłobione przez gwałtownie wydobywające się gazy; wskutek tego działanie bardzo się osłabiło i tłok został pogięty. Wzmocnienie wymiarów całego przyrządu, a mianowicie grubości tłoka ze 127 na 180 *mm* nie wiele pomogło; wreszcie kafar wybuchowy usunięto, a na jego miejsce postawiono zwykły kafar\*), z babą ważącą 837 *kg*, uderzającą z wysokości 2,4 do 3 *m*. Koszta bicia wypadły natenczas na 1 pal równe kosztom 100 wystrzałów kafara wybuchowego; ale tym nakładem osiągnięto o 57% większą pracę.

Kafary wybuchowe buduje także Riedinger w Augsburgu; są one zupełnie podobne do powyższego, tylko hamulec mają odmienny (D. Bauz. 1875 s. 433).

W Dreźnie używano takiego kafara w r. 1875. Dziennie bito średnio 20 pali na 2 do 2,5 *m* głęboko, w twardy żwir. Dawano 10 do 12 uderzeń na minutę; po 10 uderzeniach konieczna była przerwa, tak dla wyczyszczenia i nasmarowania moździerza, jakoteż dla ostudzenia go. Rozgrzewał się bowiem tak, że patrony wybuchały zaraz po wrzuceniu, bez uderzenia baby. Niekiedy jednak, powodem tego była resztką tłącego się papieru, od poprzedniego patrona. Patrony zawierały 15 *gr* prochu przy początku bicia, a 20 *gr* przy końcu bicia każdego pala.

Przekonano się przy tej budowie, że zastosowanie kafara wybuchowego wewnątrz miast, przedstawia znaczne trudności; huk wystrzałów jest dla mieszkańców nieznośny; nadto straszy konie i ruch wozów staje się niemożliwy. Musiano

---

\*) Zapewne parowy.

zatem przerywać bicie codziennie na kilka godzin. W obec tego, jakoteż w obec bardzo twardego pokładu który przebijano, wynik powyższy uważać należy jako dosyć korzystny.

Kafar kosztował 4800 marek, amortyzację i utrzymanie liczono dziennie na 15 marek i wraz z amortyzacją koszt bicia jednego pała na 2,2 *m* głęboko, wynosił 8,75 marek.

Kafar największego kalibru pozwalający bić pale do 10 *m* głębokości, z babą, o ciężarze 1150 *kg* i moździeżem na 850 *kg*, kosztował wówczas u powyższej firmy 11400 marek.

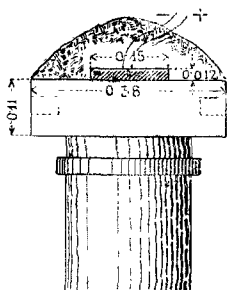
Riedinger ocenia pracę wydaną przez 1 gram prochu pod babą ważącą 1150 *kg*, na 600 *kgm*; jeżeli więc w danym przypadku potrzeba do wbicia pała 950 uderzeń baby ważącej 340 *kg* kafarem sznurowym z wysokości 1,4 *m*; czyli potrzeba pracy 452200 *kgm*, to może ona być wykonana przez  $\frac{452200}{600} = 752 \text{ gr}$  prochu, a więc przez 30 strzałów patronami ważącymi po 25 *gr*.

9. Kafar atmosferyczny syst. Clark i Varley, zbudowany był według tej samej zasady co kafar Chrétien; ale zamiast ciśnienia pary, działało na tłok ciśnienie atmosfery, a to wskutek rozrzedzenia powietrza pod tłokiem (Strukel 1895 s. 191). Kafar ten wydawał podobno dobre rezultaty przy budowie doków w Londynie około r. 1850; ale od tego czasu nie rozpowszechnił się wcale.

Tożsamo powiedzieć można o kafarze pneumatycznym t. j. działającym za pomocą scieżnionego powietrza. Jest on używany tylko w szczególnych warunkach, n. p. przy biciu pali pod wodą przyrządem SooySmitha, opisanym na końcu tego rozdziału.

10. Kafar elektryczny. Zastosowanie siły elektryczności do kafara ważne jest tam, gdzie w pobliżu istnieje już elektrownia dla wytwarzania światła; maszyny jej bowiem zwykle mniej pracują w dzień, i mogą być użyte do innego celu. Również w razie bliskości motorycznej siły wodnej, zastosowanie jej do kafara przez pośrednictwo elektryczności, tańsze i wygodniejsze będzie niż zastosowanie pary, ponieważ maszyny elektryczne łatwiej dają się przesuwać wraz z kafarem niż maszyny parowe z kotłem połączone. Siły elektrycznej używa się nie tylko do poruszania łańcucha, ale także zamiast wychwytu. Podnoszono babę ważącą 3 *t* za pomocą silnego elektromagnesu, który puszczał ją skoro prąd został przerwany. Urządzenie kafara elektrycznego podaje Centralblatt der Bauverwaltung z roku 1891 s. 228 oraz Brennecke 1906 s. 19).

93.



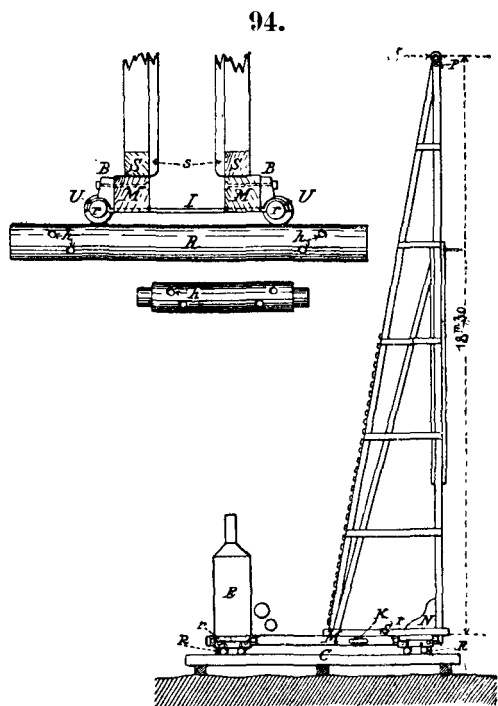
11. Wtłaczanie pali za pomocą dynamitu. Na głowie pała, uciętej gładko i dokładnie prostopadle do osi, położyć należy płytę żelazną (r. 93); na niej patron urobiony w kształcie płaskiej tarczy, a ten pokryć ziemią. Następnie wypalić można patron za pomocą elektryczności lub przez sznurek palny.

Przy budowie elewatora w Budapeszcie używano tego sposobu do sprawdzania wytrzymałości pali wbitych kafarem. Okazało się, że 0,5 *kg* dynamitu Nr. 2 znaczy tyle, co 5 uderzeń baby o ciężarze 750 *kg* z wysokości 3 *m*. Taki wybuch kosztował 7,12 kor. a płyta wytrzymała 20 do 24 wybuchów.

Postępowanie takie może być korzystne do próbowania lub dodatkowego pobijania pali już wbitych, jak w powyższym przypadku, albo też, gdy mamy

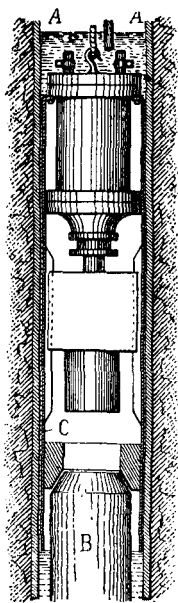


bić nie wielką liczbę pali do małej głębokości. Nie wymaga ono bowiem żadnego rusztowania i prawie żadnych przyborów (Oest. Woch. 1882 s. 262).



do których wsuwać można drążki żelazne, aby wywołać toczenie się wałków i przesuwanie kafara. Pomimo że kafar ten jest wysoki 18,3 m, sprawozdawca zapewnia, że 10 robotników przesuwa go o 0,75 m w ciągu jednej minuty. Do utrwalenia położenia świec służą dwie liny przytwierdzone do dowolnych punktów stałych, przeprowadzone przez krążki *P*, i nawinięte przy *K*.

95.

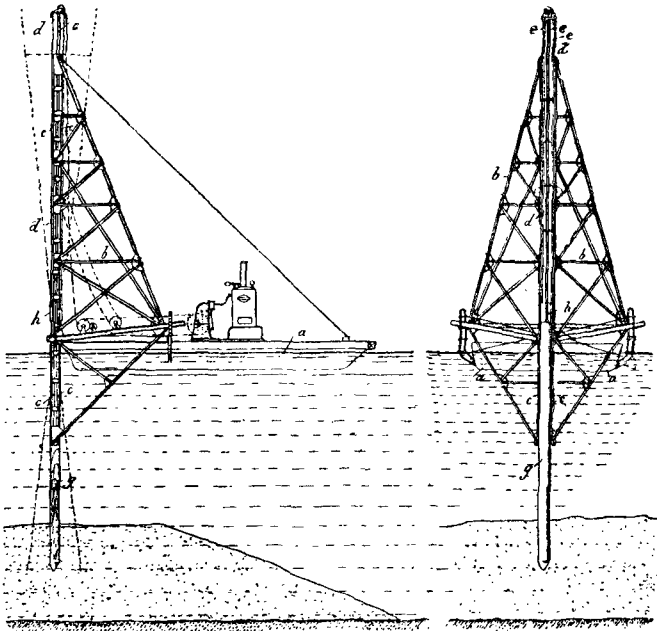


13. Bicie pali pod wodą możliwe jest w razie konieczności za pomocą podstawionego słupka, o którym mowa była pod l. 2 przy kafarze sznurowym; wszelako słupek jest powodem wielkiej straty pracy. Jeżeli zatem większa ilość pali ma być bita pod wodą, przydatny być może następujący przyrząd, pomysłu inżyniera SooySmitha (r. 95 Eng. N. 1902 s. 472 An. belges 1903 s. 412).

W miejscu gdzie ma być wbity pał, zapuszczamy prądem wody rurę stalową *A*, szerszą od pala. Zapuszczamy ją tak głęboko, żeby dolny jej koniec sięgał przynajmniej 1 m niżej żądanego ostatecznego położenia głowy pala *B*. Przez tę rurę przesuujemy pał, a następnie cylinder kafara działającego ścieśnionem powietrzem. Cylinder ten połączony jest z rurą *C*, węższą od *A*, ale również obejmującą pał, i tak długą, żeby w niej mogły się odbywać ruchy baby. Rura *C*, kończy się niżej głowy pala, ale w najniższym położeniu nieco wyżej od spodu rury *A*. Skoro do rury *C* wprowadzimy tyle powietrza, wiele potrzeba aby wypchnąć z niej wodę i odsłonić wierzch pala, to uderzenia baby odbywają się tak jak w otwartym powietrzu. Po

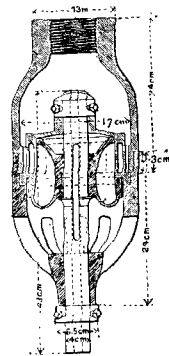
wbiciu pala wyciągamy rurę *A*. Oryginalne sprawozdanie nie podaje więcej szczegółów; ale z opisu powyższego wynika, że dla spokojnego działania kafara, rura *A* musi być tak wysoka, żeby obejmowała cylinder jego w najwyższym położeniu; t. j. na początku zastosowania przyrządu. Jeżeli zaś wyprowadzimy rurę *A* nad powierzchnię wody i osadzimy ją szczelnie w czapce pokrywającej pal, to bez dalszego przyrządu można bić pal każdym kafarem, którego babę wprowadzimy do rury *A*.

96.



Taki przyrząd patentowany w Niemczech (r. 96) opisuje DB. 1903 s. 594, a także Brennecke (1906 s. 10). Rura *d* trzymana między świecami *c*, złożona jest z ćwierćwałcowych wzorówek i z żeber  $\Gamma$ . Te żebra kierują wewnątrz ruchem baby, a zewnątrz przy pomocy kółek trących, kół zębatych

97.



i koła pasowego, służą do podnoszenia i opuszczania rury *d*. Dolny koniec rury wsunięty jest przy pomocy dławika w czapkę na palu. Rura jest z wierzchu przyciśnięta do czapki za pomocą śrub, które przyciągają kliny *k*. To połączenie można zrobić prościej, i w sposób łatwiejszy do rozebrania po wbiciu pala. Natomiast dobrze pomyślany jest żelazny szkielec trzymający świece, zastosowany do oparcia na galarze i pochylany w obie strony.

14. Maszynę wiertniczą (r. 97) działającą prądem wody i ułatwiającą bicie pali w twardych pokładach, wynalazł inżynier Culnane w Fairport

14. Maszynę wiertniczą (r. 97) działającą prądem wody i ułatwiającą bicie pali w twardych pokładach, wynalazł inżynier Culnane w Fairport

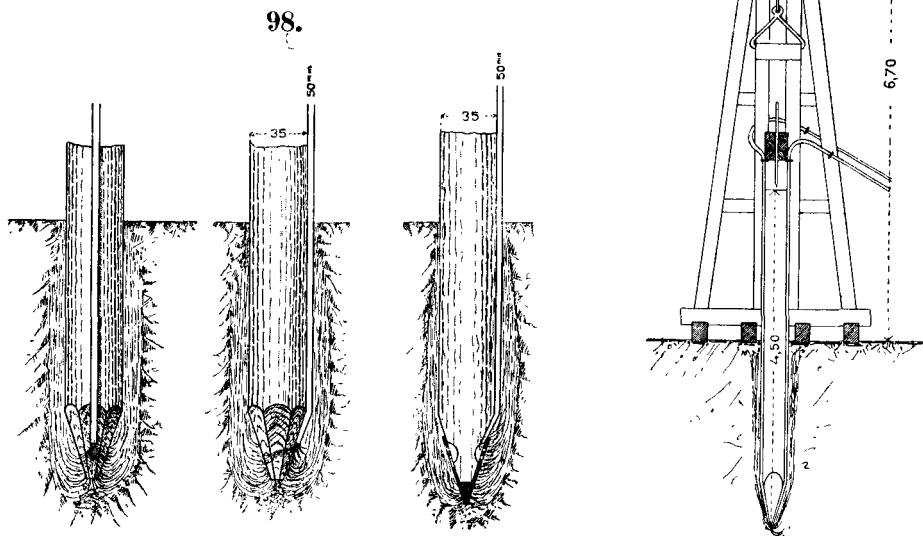
(stan Ontario Am. półn.). Jest to mosiężna puszką walcowa, szeroka 17 *cm*, wysoka 42 *cm*; składa się z dwóch części razem ześrubowanych, i stanowi komorę turbiny. Trzonek turbiny jest pusty i kończy się u spodu świdrem z dwóch płatków spiralnych. Pompa parowa pędzi z góry wodę o ciśnieniu 8 atmosfer, i wprawia w ruch turbinę wraz ze świdrem. Woda odpływająca uchodzi po części przez otwory puszkę, a po części dołem przez pusty trzonek świdra i płucze, pod nim wzruszoną ziemię. Przyrząd zawieszony jest na kierownikach kafara i pogłębia otwór. Gdy świder doszedł do głębokości zamierzonego bicia pała, wyciągają go z otworu, wstawiają pał, i kilkoma uderzeniami wbijają go do ostatecznego położenia. W twardym pokładzie, w którym zwykłym sposobem zaledwie z największymi trudnościami można było bić pale, bito w powyższy sposób 80 do 100 pali w ciągu 10 godzin, do głębokości 6 *m* (?). (CBl. 1899 s. 268).

#### D. Zapuszczanie pali prądem wody.

1. W pokładach piasku lub żwiru o małej twardości, zamiast bicia pali kafarem, można używać następującej metody (r. 98).

Wzdłuż pała przytwierdzamy luźno żelazną rurkę 3 do 7 *cm* szeroką, zgiętą u spodu według zcięcia pała, bez zwężenia jej na końcu, i przez nią włączamy wodę. Prąd płucze piasek pod końcem pała, opór się zmniejsza, i pał zagłębia się; z początku pod własnym ciężarem, potem pod obciążeniem lub pod lekkimi uderzeniami kafara.

W ten sposób można niekiedy osiągnąć oszczędność, a w każdym razie pośpiech w porównaniu do



bicia kafarem. Wewnątrz miast unikamy w ten sposób wstrząśnień przy uderzeniach kafara, niebezpiecznych dla sąsiednich domów; wreszcie unikamy rozbijania pali i otrzymujemy szczelniejsze palisady. Dochodzą już tą metodą do 7 i 8 *m* głębokości.

Wiele zależy na tem, żeby prąd działał centralnie względem pała; w przeciwnym bowiem razie pał zbacza w tę stronę po której płukanie jest silniejsze.

Aby tego uniknąć, można użyć dwóch rurek ustawionych symetrycznie r. 99; jeżeli zaś pale potrzebują trzewików, można zastosować trzewiki dziurkowane; a wtedy wystarcza jedna rurka wpuszczona do trzewika. Rys. 103 c przedstawia trzewik dla pala, r. 103 d, trzewik dla brusa palisady (HZ 79). Przy budowie tam na wybrzeżu morza północnego (CBl. 89 s. 366), gdzie używano tylko jednej rury

łóczonej 27 mm szerokiej, spuszczano tę rurę około 1,5 m niżej końca pala. Pale były tylko 2 do 4 m długie, 20 cm grube; przy większych palach, spuszczano ją tylko 30 do 40 cm niżej końca pala. Rurka przewodnia jest lekko chwycona klamerkami, ażeby ją można było wyciągnąć po ukończonem zapuszczaniu pala.

Prąd wody musi być tak silny, żeby powracająca woda ukazywała się dokoła pala na powierzchni ziemi. Do tego wystarczy ręczna pompa od sikawki pożarnej, jeżeli pal napotyka mały opór; lepsza jednak jest pompa parowa, bo może pracować bez przerwy. Przy większym oporze, potrzeba ciśnienia 1,5 do 3 atmosfer; przy budowie portu w Bremie używano 5 do 6 atmosfer ciśnienia; niezbędna jest wtedy pompa parowa, którą dla oszczędności pary można tłoczyć wodę do zbiornika, ustawionego w odpowiedniej wysokości, jeżeli teren na to pozwala. Zamiast pompy próbowano używać tego samego pulsometru, który czerpał wodę z zagłębienia fundamentu. W ten sposób jednak otrzymano skutek daleko gorszy, bo woda z pulsometru zawiera dużo piasku i mułu, które powiększają opór w rurze tłoczącej. Zastosowanie zaś osobnego pulsometru z wielką banią, który tłoczył czystą wodę, dało dobre rezultaty. Nad morzem Bałtyckim, mianowicie w Nowym Porcie, używano pulsometrów Neuhausa na 250 i 400 l na minutę, przy 10 m tłoczenia (CBl 89 s. 367). Wewnątrz miasta mamy zwykle do rozporządzenia wodę z wodociągu, której ciśnienie wystarcza na wszelkie przypadki. Od najbliższego hydranta prowadzimy do pala węży szerokiego na 8 do 10 cm, a tuż przy palu zwężamy go na 5 cm.

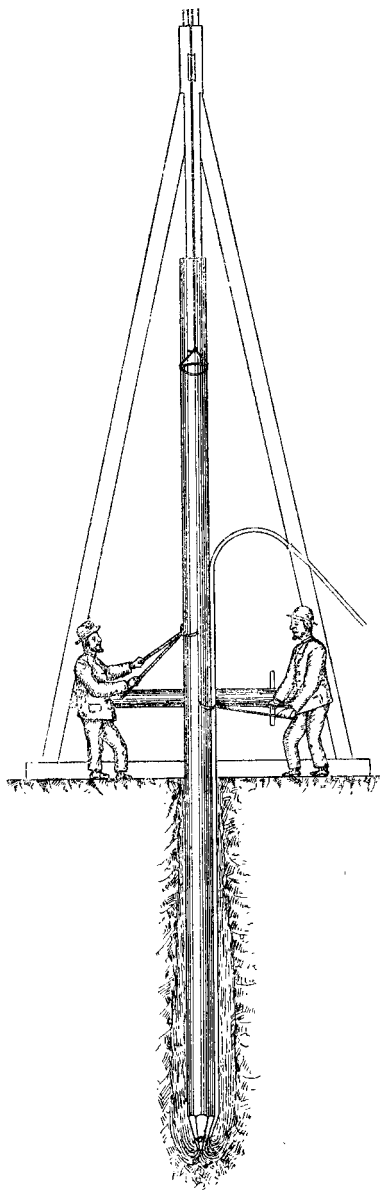
Objętość wody której używano dotychczas w różnych przypadkach, wynosiła 3 do 15 l na sekundę. Jeżeli potrzeba dużo wody, należy uży-

wać szerokich rur tłoczących; przy wielkiej bowiem prędkości wody w rurze, straty ciśnienia będą bardzo wielkie.

Szybkość zapuszczania pala bywa również bardzo rozmaita; postępuje on od 10 do 180 cm na minutę.

Jak wspomniałem powyżej, zapuszcza się pal z początku pod własnym ciężarem; ale prąd powrotny unosi go coraz silniej, i wreszcie przy pewnej głę-

100.



bokości, pal zaczyna jakoby pływać. Od tej chwili ciężar własny nie wystarcza do dalszego zapuszczania, i trzeba pal obciążyć, lub pobijać go kafarem; przy-  
czem stałe obciążenie jest wogóle mniej skuteczne, niż lekkie a szybkie uderze-  
nia kafara.

Prądu wody nie można przerywać, aż do zupełnego ukończenia zapuszczania. Wskutek bowiem przerywania prądu, piasek zatyka rurkę przewodnią; do po-  
nownego więc tłoczenia wody trzeba ją wyciągać i czyścić, co stanowi wielką  
stratę czasu.

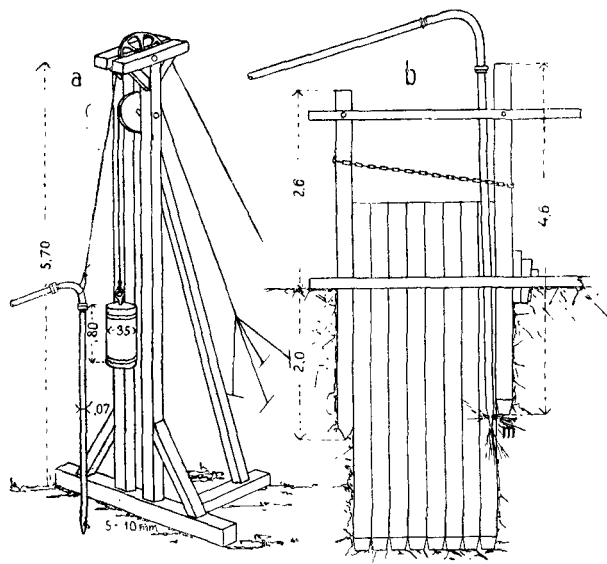
Nadto trzeba bezustannie obracać pal tam i napowrót, za pomocą odpo-  
wiednich kleszczy (r. 100), lub drągą przeprowadzonego poziomo na wskrós pala.  
Zamiast tego można też poruszać rurę przewodnią w kierunku pionowym. No-  
wszemi czasy używano poruszania rury przy biciu palisad, lub małych pali (CBI.  
89); a wtedy rura nie była wcale z palem połączona.

Zapuszczanie pali pochyłych nie zawsze się powodzi; przy budowie no-  
wego portu w Bremie okazało się niemożliwe, albowiem woda powracała na po-  
wierzchnię ziemi w kierunku pionowym; a więc nie w kierunku pala. Natomiast

przy budowie tam na wybrzeżu  
morza północnego (CBI. 89 s. 366)  
zapuszczanie było jednakowo ła-  
twe tak w kierunku pionowym  
jak i w pochyłym. Być może, że  
to się odnosi tylko do małej głą-  
bokości zapuszczania.

Dopóki trwa prąd, łatwo jest  
wyciągnąć każdy zapuszczony  
pal; po przerwaniu prądu, pal  
utrwała się natychmiast. Niekiedy  
jednak, mianowicie gdy rura prze-  
wodnia spuszczone była niżej  
końca pala, zapada się on jeszcze  
przez chwilę. W każdym razie  
trzeba go uderzyć parę razy ka-  
farem, lub obciążyć ciężarem je-  
dnej lub dwóch tonn, ażeby za-  
pobiedz późniejszemu osiadaniu

101.



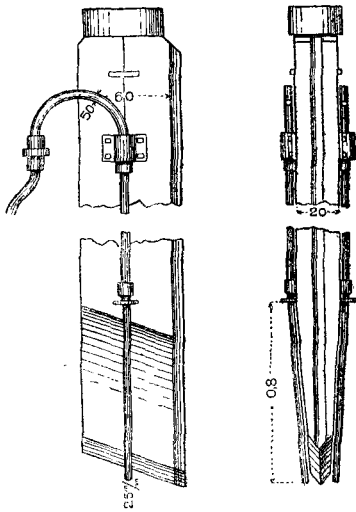
się i upewnić się o jego wytrzymałości. Zapuszczanie jednego pala kosztowało  
dotychczas 1 do 4 kor. na lądzie, a 4 do 8 kor. w wodzie. Rozumie się że naj-  
tańsze są przypadki, w których podczas zapuszczania można się zupełnie obejść  
bez obciążania pala lub użycia kafara; natomiast metoda ta jest zupełnie bezsku-  
teczna w pokładach iltu lub torfu, których prąd wody wcale wzruszyć nie może.

W Brunszwiku zapuszczono 263 pali, przyczem średnio na jeden pal spo-  
trzebowano  $7,6 m^3$  wody z wodociągu miejskiego (CBI. 82 s. 467). Koszta za-  
puszczania wraz z opłatą wody wynosiły na 1 pal 9 kor., koszta bicia kafarem ma-  
szynowym 10,40 kor., zaś koszta bicia kafarem parowym 8 kor. W innych przy-  
padkach, wypadły koszta zapuszczania znacznie niższe od kosztów bicia kafarem.

Oprócz zalet powyżej wymienionych, przedstawia zapuszczanie prądem  
wody tę dogodność, że wczas spostrzegamy kamienie lub inne przeszkody, które  
pal w drodze napotyka.

Gdy napotykamy kamień, należy po jednej stronie wypłukać koło niego ziemię, a następnie zepchnąć kamień w tę stronę. Gdy to nie jest możliwe, można przy pomocy prądu wody rozpoznać dokładnie kształt, wymiary i położenie kamienia lub innej przeszkody; co ułatwia odpowiednie przesunięcie pala, lub wybór innych środków zaradczych.

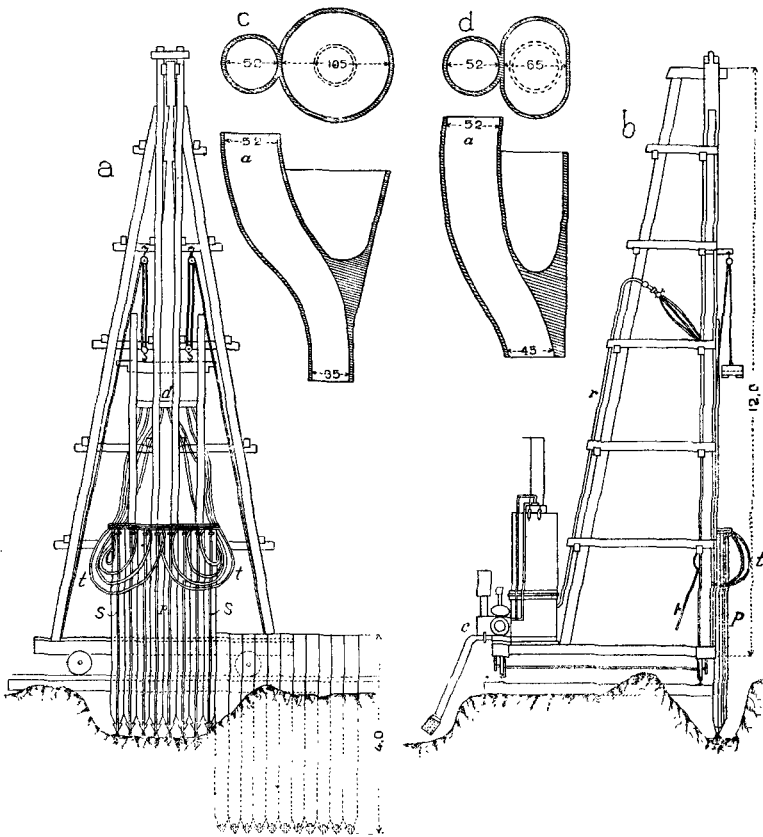
102.



2. Zapuszczanie palisad. Z powodu oporu we wpustach, pomoc kafara jest w tym razie niezbędna. Rura tłocząca może być umieszczona na powierzchni brusów wzdłuż wpustu (r. 101) lub też przy grubych palisadach wewnątrz wpustu. Koniec rury należy spuścić nieco niżej końca brusów. W ten sposób prąd płucze wpusty, nie dopuszcza do nich piasku i kamyków, a przez to powiększa szczelność palisady.

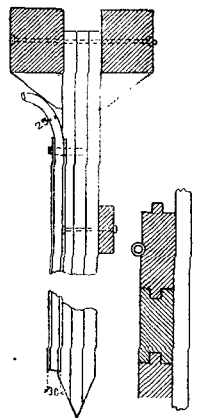
Brusy łączyć należy parami za pomocą klamer i zapuszczać te pary jednocześnie (r. 102). Łączono nawet 5 do 6 brusów w tablicę r. 103 około 1,5 m szeroką, którą bito jednym kafarem (CB. 89 s. 366).

103.



W Calais zapuszczano palisady 15 cm grube, średnio 4,5 m głęboko, a 1 m długości palisady kosztował 12 kor. 40 hal. Łączono 5 do 6 brusów za pomocą kleszczy w tablicę 1,7 m szeroką, a zapuszczanie jej przy pomocy

103 B.



kafara trwało około 14 minut. Po obu stronach brusa przeprowadzono dwie rury tłoczące 30 mm szerokie, które podczas tłoczenia wody poruszano bezustannie

w kierunku pionowym i poziomym. Ciśnienie ręcznej sikawki wystarczało do 2,5 m głębokości; do palisad zaś zapuszczanych 7 do 8 m głęboko, używano 15 m ciśnienia ze zbiornika, albo też używano pompy parowej która dawała dwie atmosfery ciśnienia (CB. 83 s. 7).

W Dunkierce (DB. 89 s. 222) używano dla centralnego płukania trzewików, o których już powyżej wspominałem (r. 103 c, d). Przy *a* wsunięta była rura przewodnia; wszystkie zaś rury przewodnie *s*, łączyły się przy *d* z rurą tłoczącą *r* od pompy. Palisada miała być zapuszczona na 2,5 m; samo płukanie prądem bez pomocy obciążenia, wystarczało do połowy głębokości; poczem stawiano babę na tablicy brusów, a w miarę potrzeby pobijano nią bezustannie.

O poruszaniu rur tłoczących nie wspomina sprawozdanie; w obec powyższego urządzenia nie było ono możliwe, i sądzę, że nie jest konieczne, jeżeli prąd wody jest bezustanny i dosyć silny.

Przy budowie szluzu w Bydgoszczy, miały być bite palisady 20 cm grube, 6—10 m głęboko. U spodu miały one tkwić na 1,5 do 2 m w ile, na którym leżały pokłady żwiru i piasku (r. 104), na przemian z cienkimi warstwami zlepieńca i rudy żelaznej (ZfB. 89 s. 510).

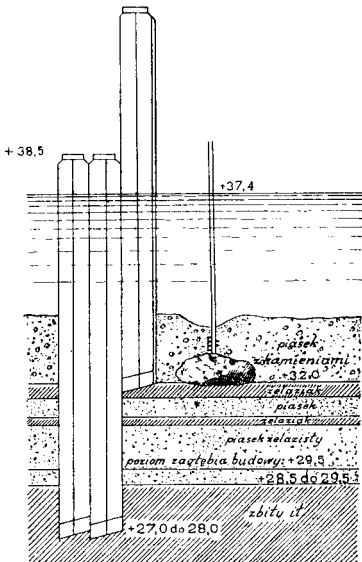
Brusy spajano parami za pomocą kilku klamer; rurę przewodnią 50 mm szeroką umieszczono w połowie szerokości, t. j. na szwie; przytrzymując ją lekko klamerkami (r. 102). U spodu na 0,8 m długości, rura miała zwężenie na 25 mm, i zagięta była według ścięcia brusa. Powyższe zwężenie rury było bardzo niewłaściwe, zużywało bowiem na opory około 7 m ciśnienia. Pompa parowa o ciśnieniu 6 do 8 atmosfer, dawała 5 lt na sekundę; jednocześnie obciążano brusy, a gdy to było uciążliwe i nie skutkowało, bito je kafarem maszynowym o małym spadku baby ważącej 800 kg.

Przebijanie pokładu rudy, przedstawiało jednak wielkie trudności; ażeby je zmniejszyć, zapuszczano przedtem prądem wody dźwigar walcowany 0,2 m szeroki o przekroju  $\text{H}$ , w odstępach 0,5 m. Podnosząc i spuszczając go bezustannie, a w miarę potrzeby pobijając kafarem parowym, przebijano nim warstwy żelaziste. W ten sposób powstawały otwory, w które wstawiano następnie brusy palisady parami spajane.

W tych miejscach w których potrzeba było bić powyższy dźwigar bardzo silnie, stawiano go raz koło razu, i tworząco szparę bez przerwy, w którą wstawiano potem palisadę. Tej pracy dokonywały dwa kafary; jeden z nich przy pomocy prądu wody bił brusy do łu, drugi pobijał je 1,5 do 2 m w głąb łu, gdzie prąd wody nie działałby wcale. Dziennie bito w ten sposób 3 m, potem 6 m palisady a nawet więcej.

W południowo wschodniej części fundamentu napotkano liczne bryły granitu, objętości 0,1 m<sup>3</sup> i więcej, pokryte na 1—2 m piaskiem. Próbowano usuwać je na bok przy pomocy prądu wody, oraz ręcznej bagrownicy; albo też wiercono w nich otwory, i usiłowano podnosić; ale wszystkie te usiłowania były bez-

104.



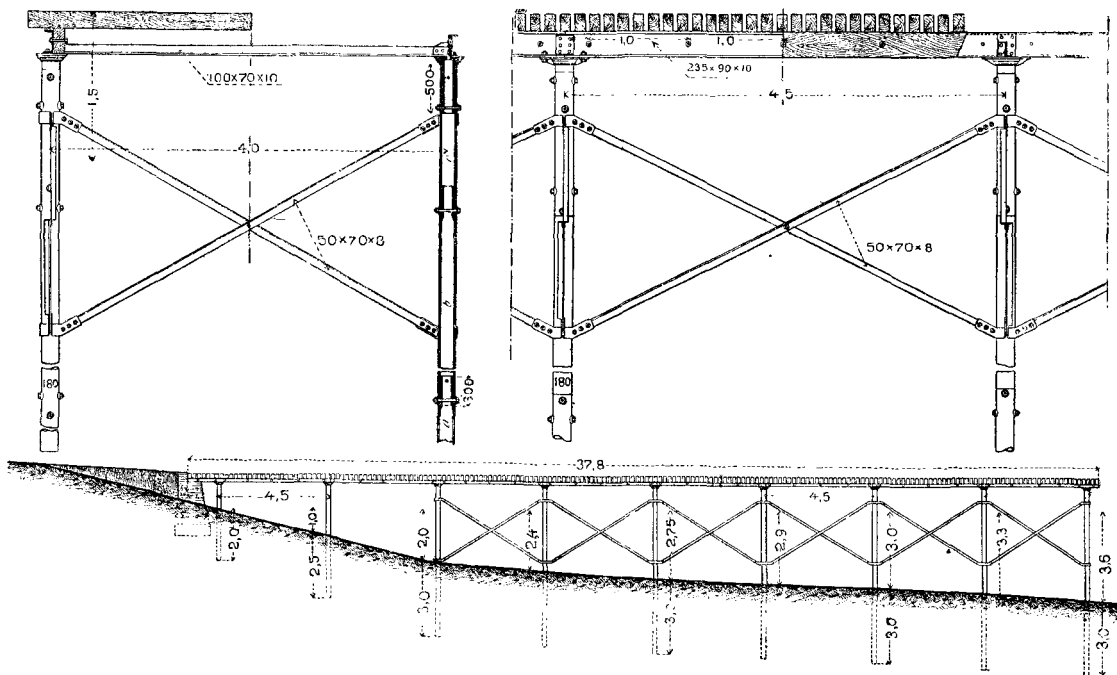
owocne. Wreszcie rozsadzono te kamienie dynamitem; a mianowicie przy pomocy prądu wody spuszczano patron dynamitu na powierzchnię kamienia, i wypalano go za pomocą podwodnego sznurka palnego. Niekiedy potrzeba było kilku strzałów; ale wtedy kamień był tak roztrzaskany, że przez sondowanie nie można było odzyskać żadnych jego śladów.

Również używano dynamitu do przebijania pokładów rudy żelaznej, skoro powyżej opisane środki nie wystarczały. Wykuwano w pokładzie otwór dłutem wewnątrz rury, i przez nią spuszczano patron na 150 do 300 gr dynamitu, który wypalano.

W ostateczności zamieniono palisadę na szereg pali kwadratowych bez wpustów, ustawionych jak można najciaśniej, i użyto kafara maszynowego z babą na 1200 kg, podnoszoną na 2 do 3 m. Tym kafarem dawano po dwa do trzech tysięcy uderzeń na jeden pał; przyczem tylko niektóre pale roztrzaskano.

3. Zapuszczanie rurowych pali żelaznych. W zatoce Ajaccio (Apch. 87 I. s. 273) wykonano pomost na palach żelaznych rurowych 18 cm szerokich; u spodu rury były otwarte i bez zwężenia (r. 105).

105.



Wodę tłoczono ręczną sikawką, której węża spuszczone wewnątrz aż na spód rury; wypłukiwany piasek wypływał wierzchem wraz z wodą. Przy brzegu był to raczej żwir 3—4 mm gruby, który stawiał wielki opór; zapuszczanie postępowało bardzo powoli. Dalej od brzegu piasek był drobny i opór mały; w ciągu jednej godziny zapuszczano rurę na 3 metry.

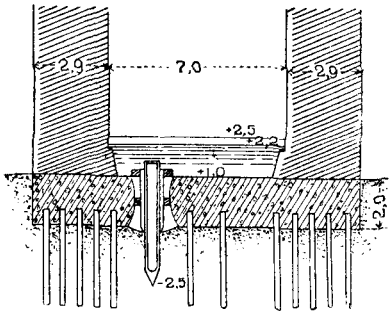
Okazało się że trzeba przerwać prąd wody nieco wcześniej, nim pał osiągnie żądanej głębokości; powstaje bowiem pod pałem jama, w którą pał zapada się znacznie później po przerwaniu prądu. W dalszym ciągu roboty, zawieszano pał w żądanej wysokości, a prąd utrzymywano nieco dłużej; potem jamę i wnę-



trze pała wypełniano czystym grubym piaskiem. W ten sposób powiększono stateczność pała; sprawozdawca zaś posuwa się zbyt daleko utrzymując, że podwójono powierzchnię tarcia. Gdyby rura była znacznie szerszą, można by przypuścić,

że w razie pogłębiania lub podnoszenia jej, rura posuwałaby się po stałym rdzeniu z piasku. Przy danych jednak wymiarach, wskutek zbyt wielkiego tarcia na wewnętrznej ścianie rury w stosunku do ciężaru rdzenia, rdzeń poruszałby się wraz z rurą. Powiększenie jednak ciężaru pali rurowych przez wypełnienie ich piaskiem, było w tym przypadku korzystne, albowiem fale morskie wywierały ciśnienie na pomost od spodu, i mogły go podnieść w razie niedostatecznego ciężaru całej budowy. Jeszcze lepszy rezultat dałoby wypełnienie jamy i rury betonem.

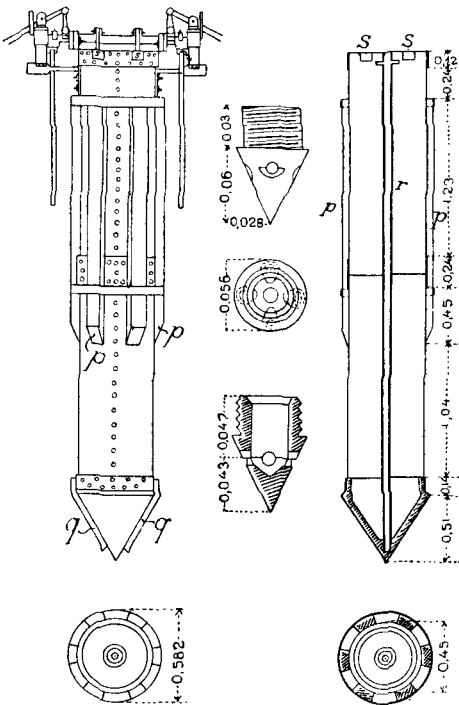
106.



R. 106 przedstawia betonowy fundament wieży pancernej, należącej do fortyfikacji przy ujściu Mozy. Przez beton na 2,0 m a 1,5 m przez twardy piasek pod nim leżący, miały być przeprowadzone rury żelazne 40 cm szerokie, jak wskazuje rysunek. Rury te miały być zapuszczone dokładnie pionowo, a u spodu szczelnie zamknięte; w nich bowiem miały być ustawione 30 cm szerokie cylindry akumulatorów (CBl. 87 s. 186).

Dla wyboru i zbadania metody, która dawałaby pewność dobrego wykonania tej roboty, przeprowadzono liczne doświadczenia poza obwodem fundamentu, a na podstawie tych doświadczeń, których bliższy opis znajdzie czytelnik w przytoczonym powyżej czasopiśmie, przyjęto następujący sposób postępowania.

107.



Dla dokładnego kierowania rury w kierunku pionowym (r. 107), przymocowano na niej za pomocą dwóch żelaznych obręczy sześć pionowych łat drewnianych *p*, o długości 1,9 m. Te łaty przesuwaly się ciasno w dwóch drewnianych wieńcach, z których jeden leżał na powierzchni betonu, drugi wewnątrz otworu wykutego w betonie, o ile możności głęboko.

Rura zakończona była pustym stożkiem lanym, z wierzchołkiem stalowym. Ten wierzchołek miał 4 otwory poziome, i zaopatrzony był w śrubę wystającą wewnątrz rury, na którą zakręcano rurkę gazową *r*, jako przewód dla wtłaczanej wody.

Powyższy stożkowy trzewik uzbrojony był dwiema kątówkami *q*. Podczas tłoczenia wody, obracano rurę bezustannie około jej osi w obu kierunkach, a wtedy kątówki utrzymywały w ruchu piasek, wzruszony przez wodę dokoła stożka.

nie około jej osi w obu kierunkach, a wtedy kątówki utrzymywały w ruchu piasek, wzruszony przez wodę dokoła stożka.

Woda wypływała przez wspomniane 4 otwory poziome, wywiercone w stalowym kolcu, i w ten sposób rozdzielała się jednostajnie dokoła. Po ukończeniu tłoczenia wody i usunięciu pomp, wrzucono do rury przewodniej mały stożek ołowiany, nieco węższy od walcowego otworu kolca; a następnie przez postawiony na nim pręt żelazny, silnemi uderzeniami młota wtłoczono ołów w powyższe 4 otwory, a skoro były należycie zatkane, rura przewodnia mogła być usunięta.

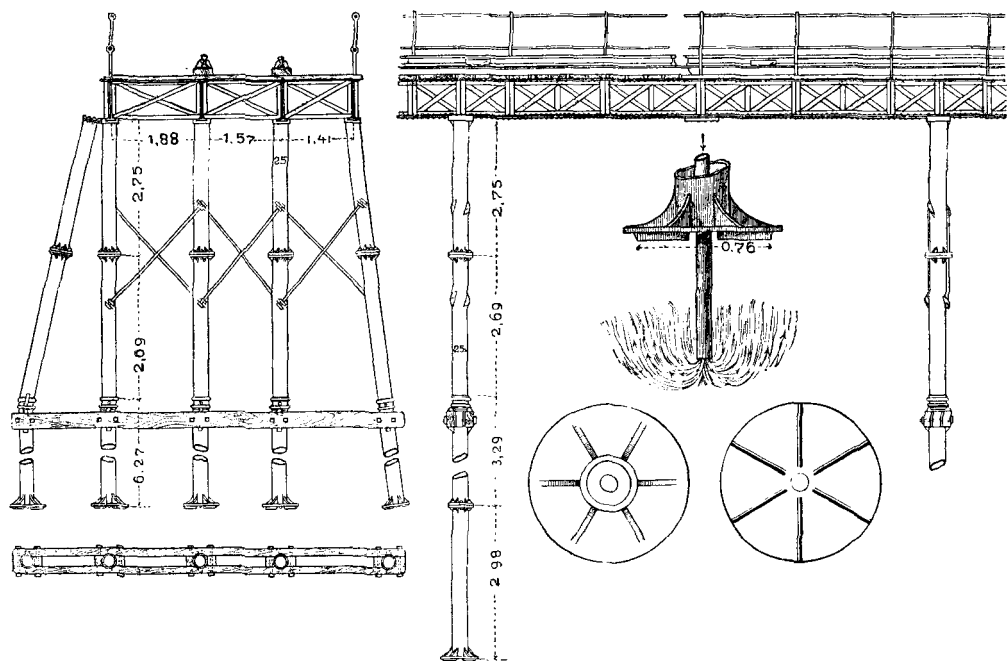
Do obracania zapuszczonej rury, o której wspomniałem, służyły silne drągi żelazne wsuwane w wycięcia s górnego brzegu rury. Pod ciężarem własnym wciskała się rura w piasek na 0,5 m, poczem rozpoczynało się tłoczenie wody. Dzień roboczy z 11 godzin wystarczał na zapuszczenie jednej rury, oraz wszelkie roboty pomocnicze.

Powyższe dosyć zawite postępowanie, wynikało z warunków wyjątkowo trudnych; wymagano bowiem, żeby rura po zapuszczeniu pozostała pusta i była szczelnie zamknięta od spodu.

Ważne jest również zastosowanie prądu wody do zapuszczania pali tarczowych; t. j. rur żelaznych, stojących na szerokiej podstawie kolistej.

Przy budowie kolei na zachodnim wybrzeżu Anglii, wykonano 2 wiadukty nad ujściami rzek Leven i Kent. Składają się one z przeseł po 9 m, opartych na palach rurowych lanych (HZ. 1859 s. 405). Pale mają średnicę wewnętrzną 0,21 i 20 mm grube ściany (r. 108); są na 6 m zapuszczone w piasek, którego pokład wiercony do 21 m nie został zgłębiony.

108.



Podstawę rur stanowi tarcza kolista o średnicy 0,76 m, z otworem w środku na 76 mm, przez który przesunięto 50 mm szeroką rurę przewodnią. Pompa poruszana sześciokonną maszyną, tłoczyła do rury przewodniej wodę, przyczem pale były bezustannie a z wolna obracany w obu kierunkach.

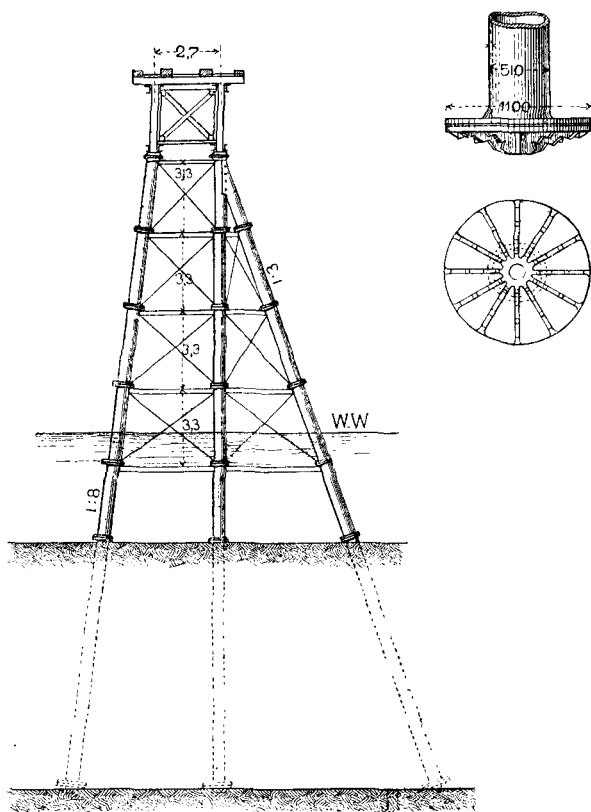
Dolna powierzchnia tarczy ma 6 żeber w kierunku promieni, które w połączeniu z prądem wody wzruszały piasek, i wywoływały zapadanie się pala; a to wynosiło do 1 m na 10 minut.

Z ciężaru budowy wypada ciśnienie około 6 kg na 1 cm<sup>2</sup> powierzchni tarczy.

Ta budowa, wykonana przez inżyniera Brunlees 1853 r., dowodzi, że zapuszczanie pali żelaznych prądem wody, znane było daleko wcześniej, nim zostało zastosowane do pali drewnianych.

Drugi przykład pali tarczowych mamy przy moście kolejowym na rzece Tay, którego główną część zniszczyła burza d. 28. grudnia 1878. Pozostała część

109.



północna składała się z małych przeseł różnej wielkości, opartych na jarzmach z pali tarczowych (r. 109. DJV. 1880 tab.VIII).

Tarcza miała 1,10 m średnicy i składała się z dwóch części; górna była odlana razem z rurą pala, dolna do niej przyśrubowana miała 12 żeber ustawionych w promieniach, i otwór do przepuszczania wody płuczącej. Wodę tłoczono wprost przez pal, nie używając osobnej płuczącej rury. Żebra były zazębione, ażeby się pewniej opierały na skale.

Słabą stroną pali tarczowych jest jama, która podczas tłoczenia wody tworzy się pod tarczą i której nie możemy dokładnie wypełnić, jeżeli tarcza zamyka przekrój rury, i ma tylko otwór dla rury tłoczącej. Jeżeli jednak przekrój będzie otwarty, albo część tarczy zamykającą przekrój rury będzie można usunąć, natenczas po ukończonem zapuszczaniu i po paru uderze-

niach kafara, można tak pal, jak i wspomnianą jamę napełnić betonem; a wtedy ta metoda fundowania będzie bez zarzutu.

4. Zapuszczanie rur żelaznych prądem pary\*). Tego sposobu użyto w Riley (stan Kansas) do wykonania studni rurowej.

Rura była 15 cm szeroka, u spodu na długości 2 m miała otwory 1 cm szerokie. Rurę tę wstawiono w otwór 6 m głęboki, wywiercony zwykłym świdrem; do niej wpuszczono drugą rurę 5 cm szeroką, u spodu zagiętą poziomo i zwiężoną. Do wewnętrznej rury puszczono parę o ciśnieniu 10 atmosfer; prąd pary wzruszał piasek na dnie, a wychodząc przez powyższe otwory wzruszał go także do koła rury zewnętrznej; wkrótce też powstał w tej rurze jednostajny prąd wody,

\*) Brennecke-Ergänzungen. An. d. travaux publ. 1891 s. 79.

wyrzucający do góry piasek i kamienie. Rura zewnętrzna zapadała się, a robotnicy obracali ją bezustannie i przedłużali w miarę potrzeby.

Skoro w odpowiedniej głębokości osiągnięto wody wgłębnej, prąd powrotny przerwał się na chwilę, dopóki najbliższa woda nie rozgrzała się dostatecznie; poczem prąd powstawał na nowo.

Ponieważ chodziło tutaj o czerpanie tej wody, więc zaprzestano dalszego zapuszczania rury, ale pędzono parę dalej. Para wypłukała stopniowo banię wody, przyczem woda wypływająca na zewnątrz zawierała coraz mniej piasku; a skoro była zupełnie czysta, zamknięto dopływ pary i wyciągnięto wewnętrzną rurę przewodnią. Wypełniając rurę 15 centymetrową oraz wypłukaną jamę betonem, możnaby otrzymać w ten sposób bardzo silny pal rurowy.

Zapuszczanie powyższe jest prostsze niż prądem wody, bo odpada zupełnie pompa i motor; ale zużywa ono zapewne więcej pary, a zatem i więcej węgla.

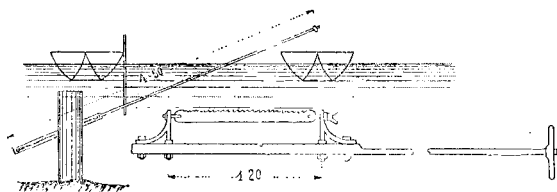
### 3. Ucinanie pali.

Po wbiciu pali, trzeba je zwykle uciąć wszystkie do jednego poziomu (*reception des pieux*). Skoro ten poziom leży nad wodą, ucinanie nie wymaga żadnych wyjaśnień; pod wodą zaś, potrzebujemy do tej czynności odpowiednio urządzonych pił.

Zęby ich muszą być szeroko rozwidzione; mianowicie na 5 do 8 milimetrów; a praktyczniejsze są te odmiany pił, które mogą być łatwo poruszane od ręki, i należyte wyzyskane bez pomocy maszyny. Przy ręcznej bowiem pracy, łatwiej uniknąć zahamowania piły, które wywołuje wielkie straty czasu; w takim razie bowiem trzeba maszynę natychmiast wyłączać, lub zatrzymywać.

Piła drążkowa (r. 110 n. *Stielsäge*), ma ostrze takie, jak zwykła piła dwuręczna, umocowane w dwóch punktach na długim drągu; ten zaopatrzonej jest dwuręczną rękojeścią. Piła ta kierowana być musi z dwóch czołen; t. j. z jednego poruszana, z drugiego przyciskana do pala, i trzymana w odpowiedniej wysokości. Daje ona cięcie pochyłe, i z tego powodu używana bywa tylko do podrzędnych celów.

110.



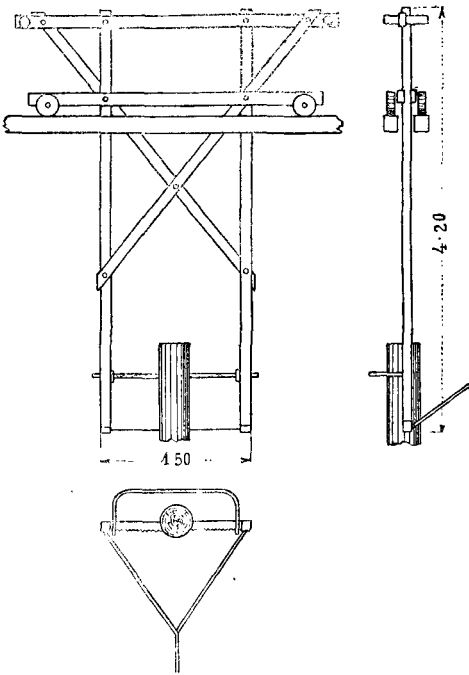
Piła suwakowa albo wózkowa (r. 111 *Gattersäge, Schlittensäge*), kierowana jest w kierunku poziomym za pomocą jednej lub dwóch szyn. Zresztą urządzenie jej może być rozmaite.

Rysunek 111 przedstawia piłę umocowaną na dwóch drągach równoległych, połączonych z wózkiem, który porusza się ruchem powrotnym po szynach. Do pala przyciskana jest ta piła za pomocą dwóch ukośnie trzymany sznurów, ale w silnym prądzie może wystarczyć ciśnienie wody. Potrzeba więc do obsługi przynajmniej trzech ludzi, a dziennie uciąć nią można 16 do 18 pali, w głębokości 1,5 m pod wodą.

Taka piła daje cięcie poziome i gładkie, ale z powodu znacznego ciężaru martwego, mało bywa używana. Inne urządzenie piły suwakowej poznamy w rozdziale o ruszcie na palach.

Piła pasowa (*Bandsäge*), poruszana za pomocą wahacza z rękojeściami (r. 112). Szkielet przyrządu stanowią dwa pionowe słupy *a*, połączone poziomą

111.

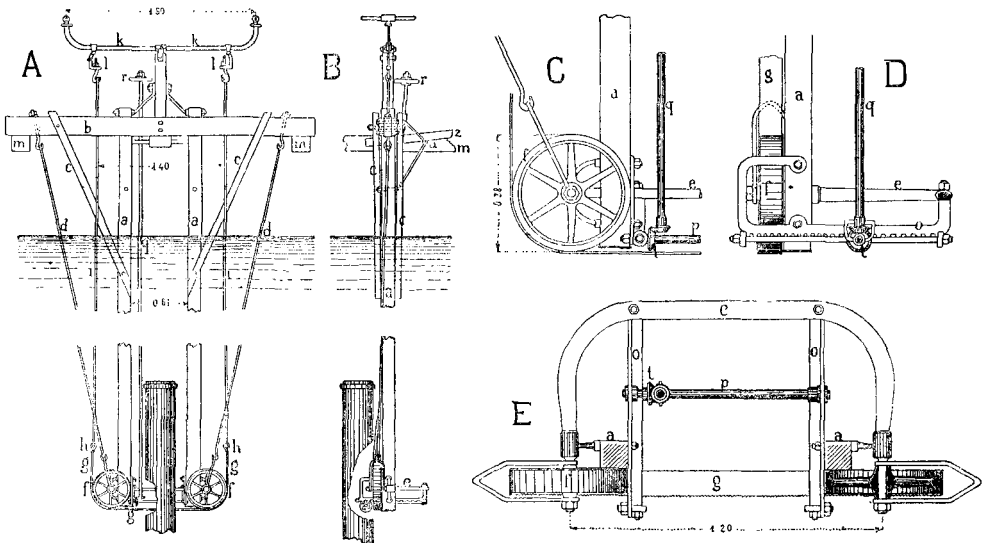


belką *b*, usztywnione zastrzałami *c* i ściągaczami *d*. Słupy *a* połączone są u spodu pałąkiem *e*, którego końce są osiami kółek żelaznych lanych. Na tych kółkach owinięta jest piła *g*, połączona z wahaczem *k* za pomocą prętów *i*. Przy *l* znajdują się śruby służące do naprężania piły.

Belka *b* oparta na podkładkach *m* jest u spodu zaokrąglona; wskutek czego cały przyrząd może się wahać około *b*. Słupy *a* połączone są żelazną poprzeczką *u*. Skoro drąg *z* (urwany na r. *B*), podłożony zostanie pod *b* i oparty na *u*, natenczas piła przyciska się do pala. W tym celu podczas ucinania pala, koniec drąga *z* obciążony bywa ciężarem.

Głębokość cięcia można w razie potrzeby ograniczyć. Do tego służą dwie sztaby zębate *o* (r. *D*, *E*), na których oparty jest ruchomy wał *p*; odległość jego od brzegu piły, określa możliwą głębokość cięcia. Do przesuwania wału *p* służy pionowy pręt *q*, na którym u góry osadzona jest kołowa korba *r*, a u spodu kółko zębate, poruszające kółko *t* na wale *p*. Pale kwadratowe 38 cm grube, ucinano tą piłą w ciągu 3 do 4 minut,

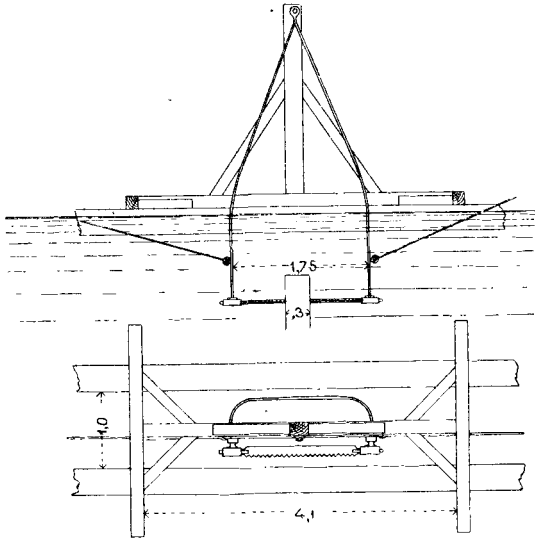
112.



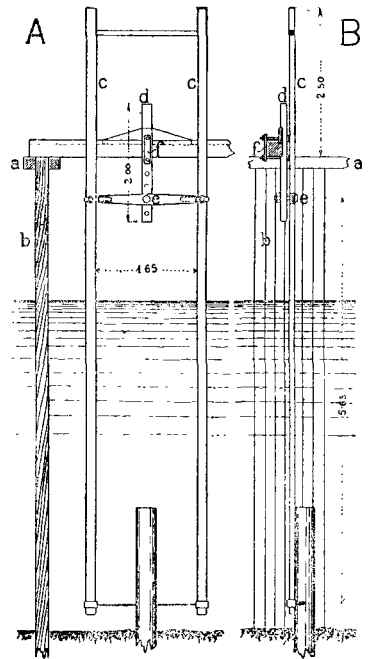
a dziennie ucinano około 40 pali. Obsługa składała się z 4 robotników i pod-majstrzego; nadto jeden robotnik usuwał i zbierał odcięte części pali. W zwykłych warunkach ostrzono piłę po ucięciu 40 pali.

Piła wahadłowa (r. 113 *Pendelsäge, scie oscillante*) tworzy wraz z oprawą trójkąt, wiszący na osi umieszczonej w wierzchołku. Ruch nadają jej dźwigi ukośne, poruszane przez dwóch lub czterech robotników. Cięcie tworzy się wprawdzie szerokie i nie zupełnie płaskie; wszelako przyrząd ten jest wygodny, i chętnie bywa używany.

113.



114.



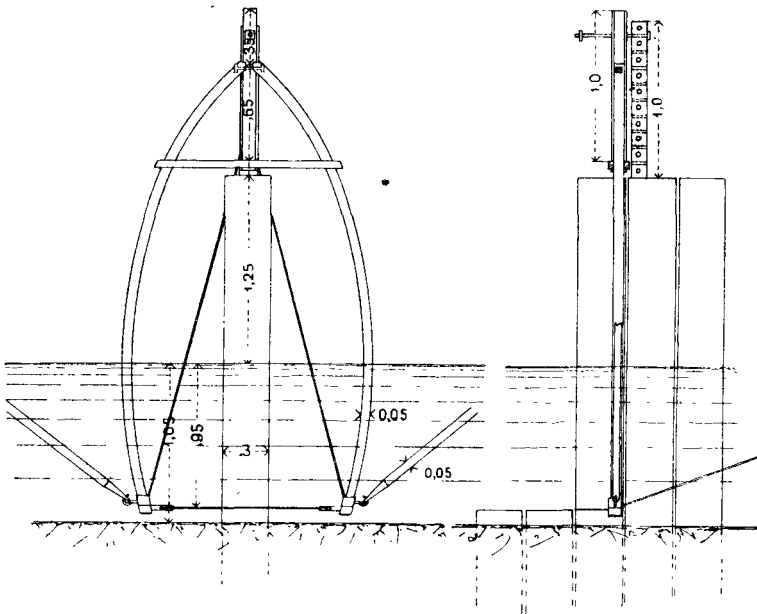
Mniej miejsca wymaga urządzenie według r. 114 używane przy budowie mostu na Wiśle pod Grudziądzem. Tym przyrządem i przy pomocy trzech robotników, ucinano

w ciągu 12 godzin, średnio 15 pali, w głębokości 5 m.

Przy budowlach portowych, używając zwykłej piły wahadłowej i czterech ludzi, ucinano dziennie: 10 pali w głębokości 6 do 7 m, 35 pali w głębok. 1,5 m.

Rysunek 115 przedstawia piłę wahadłową, z oprawą żelazną, opartą na palu

115.

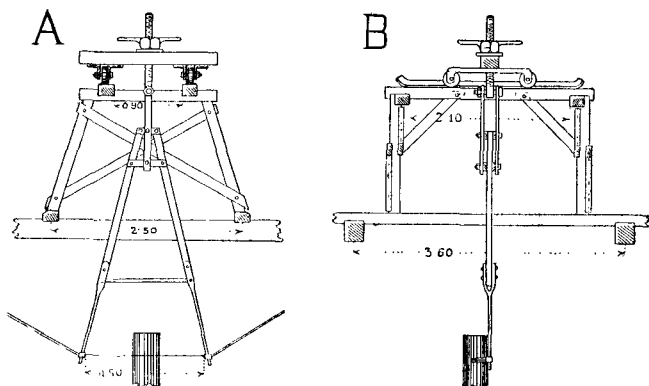


i nie wymagającą rusztowania. Słup z otworami, który ją trzyma, utkwiony jest w palu kołcem żelaznym, opuszczonym na rysunku. Otwory w słupie ułatwiają zawieszenie piły w odpowiedniej wysokości. (Deb. tab. 15).

Rys. 116 przedstawia kombinację wózka i śruby, dla przesuwania piły w kierunku poziomym i pionowym.

Piła odcinkowa (*Segmentsäge* r. 117) ma kształt odcinka koła; a za pomocą dwóch ramion w promieniach umieszczonych, połączona jest z osią. Oś trzymana jest przez drewniany słup, zawieszony na wózku; ramię *a* z rękojeścią, osadzone na osi, służy do poruszania piły. Przyciskanie jej do cięcia w palu, najlepiej wykonywać od ręki, za pomocą sznura lub drąga. Przy zastosowaniu śruby, robotnik mniej czuje zahamowanie piły.

116.

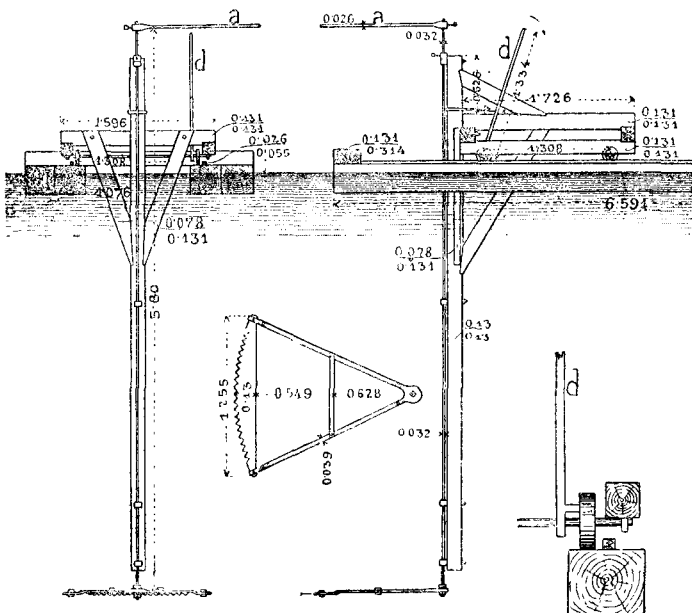


W przypadku do którego się odnosi załączony rysunek (HZ. 1876), przyciskanie piły miało się odbywać za pomocą drążka *d* z odnogą poziomą. Dolny koniec jego opierano o oś wózka, a odnogę wsuwano między szprychy kółka, jak wskazuje dołączony szkic tej części.

Ten prosty przyrząd, wygodny przy wszelkich głębokościach, jest przy budowach bardzo chętnie używany. Przyłożenie siły jest wygodniejsze, i wymaga

mniej miejsca niż przy pile wahadłowej lub suwakowej; przytem przy swym ruchu powrotnym, porusza ona mniej wody niż tamte odmiany.

117.



Przy budowach portowych w Kiel, dwóch robotników ucinano tą piłą dziennie: 9 pali w głębokości 2 do 3 m, 5—6 pali w głębokości 4 do 5 m, albo 8—10 brusów palisady w głębokości 4 m.

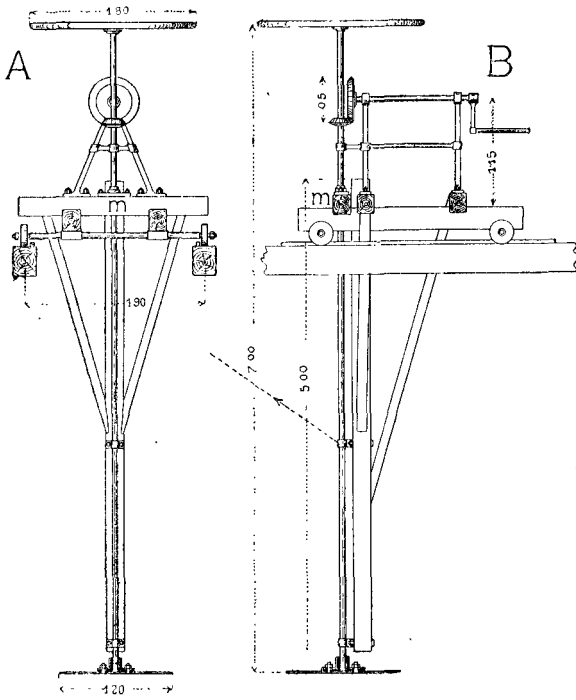
Z tego wynika, że ta piła pracuje drożej niż poprzednie, a używana jest raczej dla zalet powyżej wymienionych.

Piła kolista albo tarczowa (*Kreissäge*) pracuje ruchem obrotowym (r. 118). Siła poruszająca, przeniesiona być może na oś piły za pomocą pary kół stożkowych. Na osi poziomej zaś, może być osadzona korba ręczna, albo koło pasowe dla maszyny, to koło jednak, może być także osadzone wprost na osi piły (r. 119). Przy robocie ręcznej, bywa na osi u góry, umieszczone małe koło rozpędowe. Podnoszenie

Piła kolista albo

i ustawienie piły co do wysokości, odbywa się na r. 118 od ręki; łożysko przesuwane jest przy *m*. Na r. 119 piła jest wraz z oprawą zawieszona na wielokrążku,

118.



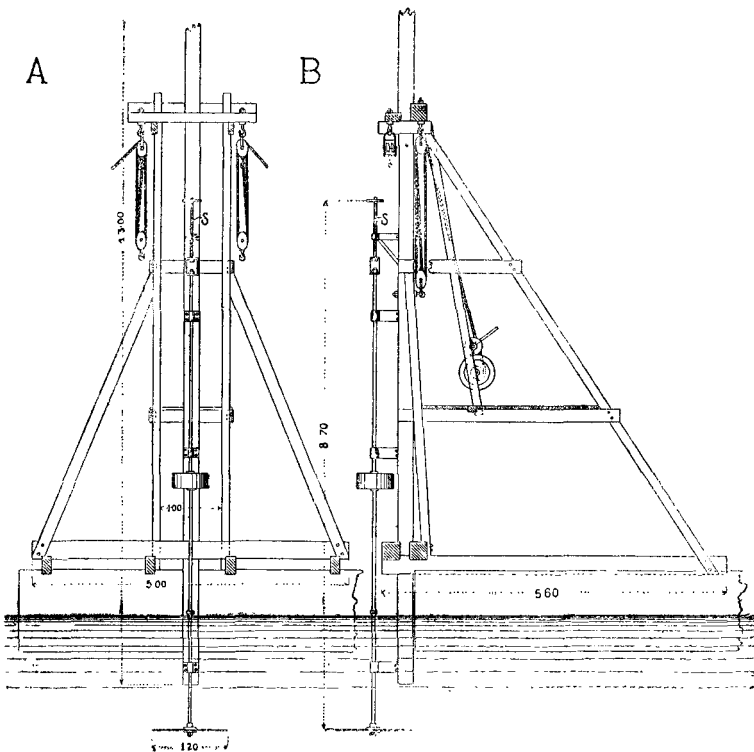
który wraz z małą windą ustawioną na wyższym pomoście, służy do przybliżonego ustawienia piły; do dokładnego zaś uregulowania wysokości, służy śruba *s* połączona z osią.

Poziome przesuwanie piły i przyciskanie jej do pala najłatwiej wykonać za pomocą liny założonej na oś wózka, i jednostajnie przyciąganej od ręki. Na stałym rusztowaniu i przy robocie ręcznej, nie przedstawia to żadnej trudności.

Przy robocie maszynowej, maszyna poruszać się musi wraz z piłą; przesuwanie musi być wtedy bardzo jednostajne, od ręki wprost wykonać się nie da, lecz wymaga windy ręcznej.

Często jednak stawiana bywa piła kolista na galarze; albowiem łatwiej niż każda inna wy-

119.



konywa ona wszelkie obroty, i pracuje w ciasnym miejscu. W takim razie przesuwa się piła wraz z galarem, a o jednostajność ruchu w tym przypadku najtrudniej.

Rys. 120 przedstawia ucinanie palisady przy długim bulwarze w Kiel. Ciężar maszyny stanowi tutaj bezpieczną przeciwwagę w obec ciężaru cieszki trzymającej piłę, która wystaje po za bulwar. Cały przyrząd poruszał się po dwóch szynach równoległe do



bulwaru, a ruch ten wywoływała ręczna korba, za pomocą kół zębatach *a*. Oś piły 8 cm gruba, miała łożyska przy *b* i *c*, i za pomocą przesyłki pasowej wykonywała tylko 250 obrotów na minutę, ponieważ nie było pod ręką większego koła pasowego do maszyny. Tarcza piły mająca 1 m średnicy, 3 mm gruba, kierowana była wzdłuż palisady za pomocą kółek *c*, umieszczonych pod dolną belką poprzeczną.

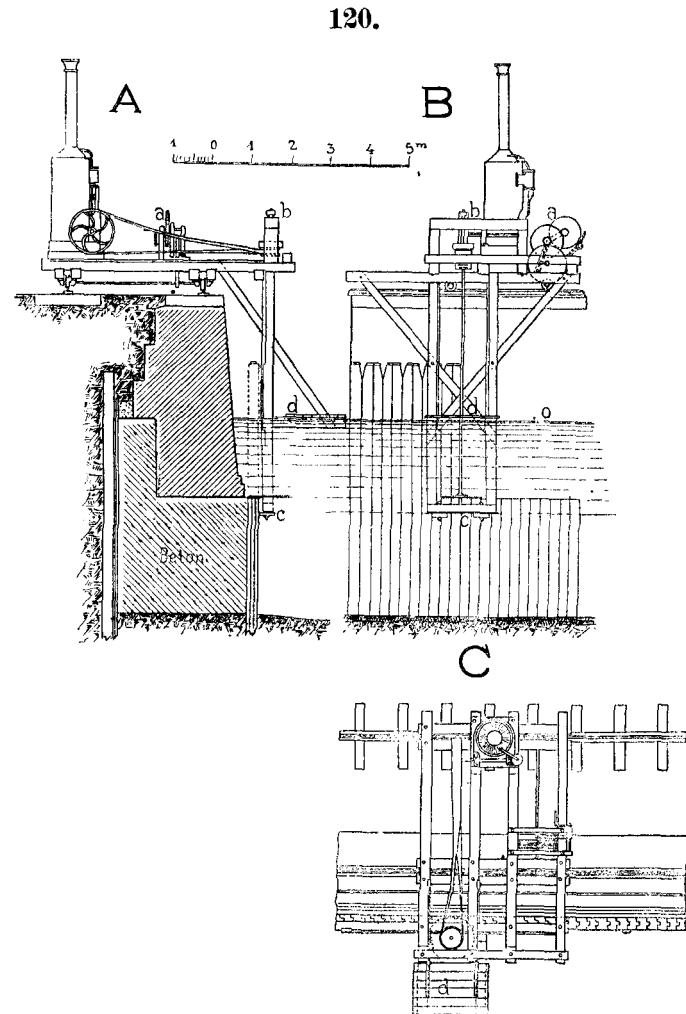
Ażeby te kółka należycie przycisnąć do palisady, obciążano balastem podługę *d*, która zawieszona była na słupach i sżywniach ciesiołki.

Wskutek nieregularności palisady, potrzeba było niekiedy przesuwać nieco maszynę w kierunku prostopadłym do lica bulwaru; te maleńkie ruchy wykony-

wano z łatwością przez podparcie z boku dwiema wimdami.

Z początku ucięcie jednego metra palisady kosztowało 2,11 mk. ucięcie jednego pała 0,6 mk. Później, gdy obsługa nabyła wprawy, koszt te wynosiły 0,7 i 0,15 marek.

Przy naprawie filarów mostu Inwalidów w Paryżu, uszkodzonych przez wezbrania i kry, używano do ucinania pali piły kolistej ustawionej na promie (r. 121 Prtf. éc. d. mach. 1881). Maszyna parowa umieszczona była pod dachem na tyle promu, z przodu zaś pracowała piła. Ponieważ prom 10 m długi a tylko 3 m szeroki nie był dosyć stateczny, przeto połączono go z dwiema dodatkowymi tratwami *A* długości 15 m. Na promie położono belki poprzeczne jako podwaliny, a na nich pomost wystający na przodzie o 3,50 a po bokach



0,60. Pomost łączy się z tratwami za pomocą kleszczy *B*, słupków *E* i żelaznych ścięgna *D*; nadto podparty jest przez ścianki *F*. Na pomoście *B* stoją 3 windy służące do ustawiania galaru, winda podnosząca piłę, łożysko piły i jej mechanizm. Do utrwalenia 6 cm grubej osi *K* w płaszczyźnie pionowej, służą sżywnie *N* i *P* wykonane z rur od gazociągu tej samej grubości.

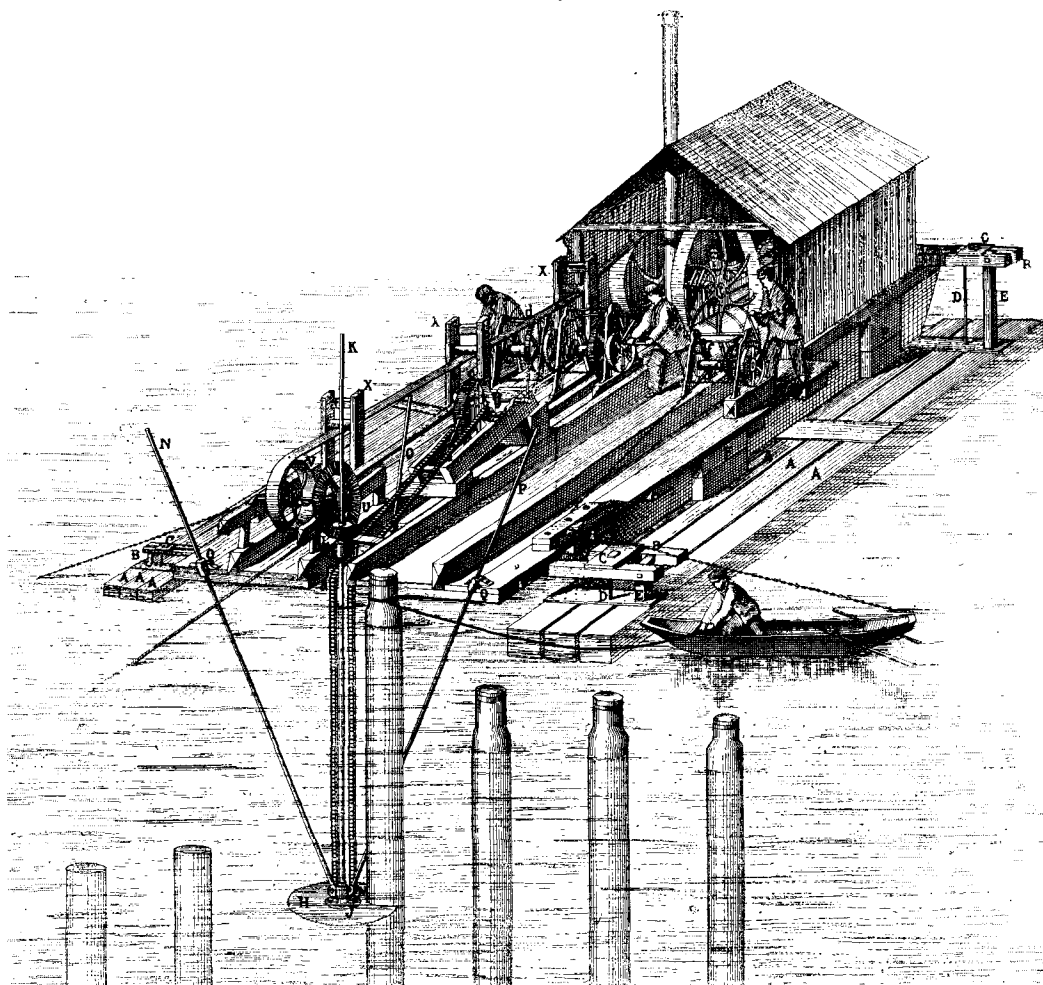
Tarcza była 5 mm gruba, miała 1 m średnicy i 60 zębów 18 mm głębokich a 29 mm długich. Wykonywała około 150 obrotów na minutę i na 42 obrotów tłoka lokomobili. Do podnoszenia jej służyły dwa płaskie łańcuchy przepro-

wadzone przez kółka *a*, a poruszane przez pierwszą windę ręczną *bc*. Koła stożkowe na osi poruszane były przez koło pasowe *V* i przez pas kierowany w trzech punktach przez wodzidła *X*.

Trzy kotwice trzymały prom; do łańcuchów bocznych kotwic przeznaczone były windy *d* i *f*, do przedniej kotwicy winda *e*.

W dzień praca była niemożliwa, z powodu bezustannych fal jakie tworzą na Sekwanie parowce, przechodzące co parę minut; pracowano zatem wyłącznie w nocy. Ucięcie jednego pala o grubości 30—35 *cm* trwało 6 do 7 minut. W ciągu

121.



7 godzin pracy nocnej ucinano 10 do 12 takich pali i 40—50 brusów palisady, 10 $\frac{1}{2}$ *cm* grubych.

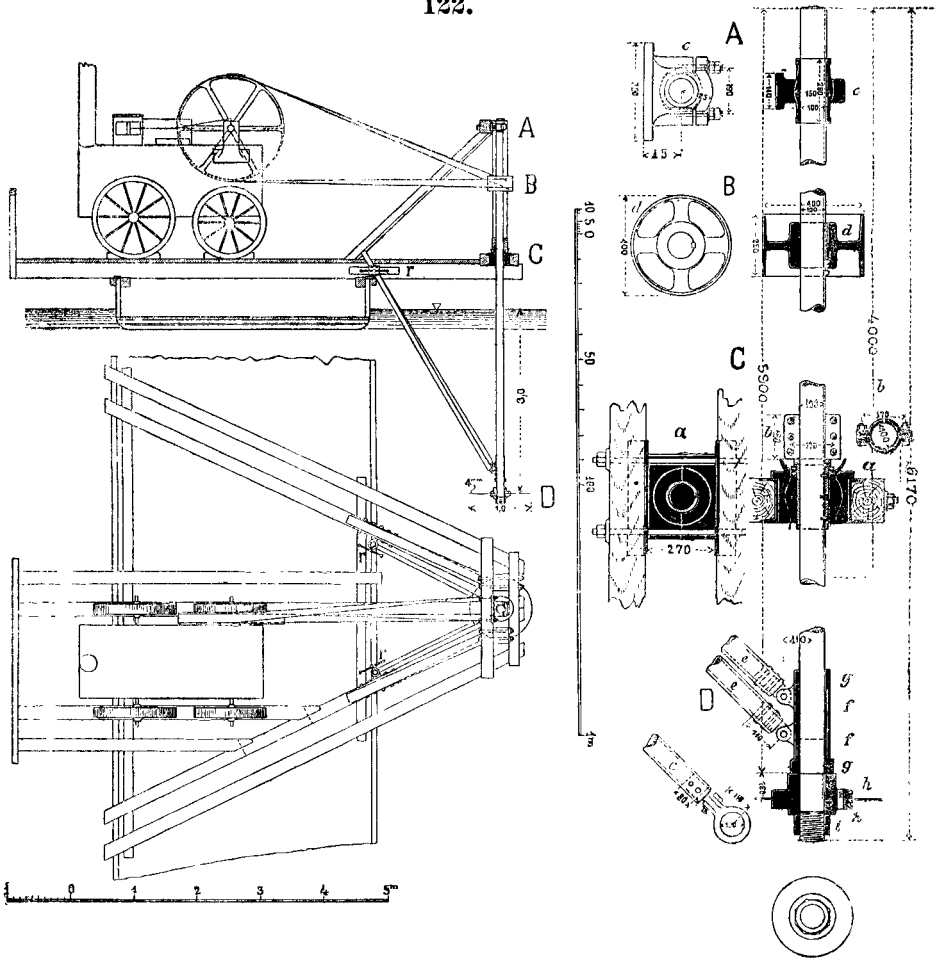
Koszta robót w ciągu jednej nocy były następujące:

- |  |          |
|--|----------|
| 1. Zużycie maszyny, wartości 4000 fr. licząc 20% rocznie i 300 dni roboczych — a więc dziennie . . . . . | 1,12 fr. |
| 2. Zużycie piły i mechanizmu wartości 1650 fr. licząc podobnie . . . . .                                 | 0,45 „   |
| 3. Oświetlenie promu . . . . .   | 0,80 „   |
| 4. 1 cieśla podmajstrzy poruszający zarazem środkową windę, 7 godzin nocnych . . . . .                   | 13,30 „  |

5. 1 maszynista, nie licząc ogrzewania maszyny przez 8 godzin nocnych . . . . .	6,30 fr.
6. 3 robotników wioślarzy do pomocy, 21 g. nocnych . . . . .	25,20 „
7. Do łupania odcinków drzewa z poprzedniej nocy, na opał maszyny 20 godz. dziennych . . . . .	10,00 „
	razem . . . . . 57,17 fr.

Następujący opis zastosowania piły kolistej (r. 122) podaje CBl. 1886 s. 511/13. Rusztowania były już usunięte; zachodziła więc konieczność ustawienia piły na galarze. Galar o wymiarach 18 i 4 m mający 28 tn udźwigu, pokryto dre-

122.



wnianym pomostem, na którym ustawiono lokomobilę. Dawał on 10 koni rzeczywistych, przy 120 obrotach tłoka na minutę.

Na przeciwko maszyny, na dwumetrowym wysoku pomostu, ustawiono oś piły; ruchy galaru odbywały się za pomocą sześciu wind i łańcuchów, połączonych z punktami stałymi.

Do pionowego przesuwania piły używano osobnej windy, która chwytała pod koło pasowe *B*. Otwierano wtedy przyciski *r*, dźwigano oś do góry i przesuwano klubę *b*; poczem spuszczano oś na powrót i zamykano przyciski; wreszcie przesuwano koło pasowe do odpowiedniej wysokości.

Dla umocowania klinami łożyska środkowego  $C$ , kluby  $b$  i koła pasowego  $B$ , oś miała na całej długości żłobek.

Pierwszą pracę tego przyrządu stanowiło ucięcie  $50,8 m$  palisady  $18 cm$  grubej, przy fundamentach mostu, średnio  $1,4 m$  pod wodą. Ta praca zajęła 9 dni, dwa dni jednak zeszyły ra próbach, a właściwa praca trwała 7 dni. Dziennie ucinano zatem  $7,3 m$ , przyczem piła pracowała średnio po 5 godzin, a 2,5 godziny schodziło na wymienianie stępionych tarcz, których w całości stępiono 8. Jednym ostrzeniem tarczy ucinano zatem  $6,4 m$  palisady. Kolejno używano 3 tarcz, jedno ostrzenie kosztowało 10 marek, a w razie pogłębiania zębów 12 marek.

Obsługę stanowili: maszynista palacz, i 6 robotników. Robocizna kosztowała 215 mk., materiały do utrzymania i opału maszyny 37 mk., razem 252 mk., czyli okrągło 5 mk. na  $1 m$  cięcia palisady.

Przy innym fundamencie ucięto tym samym przyrządem  $35,2 m$  palisady  $20 cm$  grubej, średnio  $2,6 m$  pod wodą. Ta robota trwała 4 dni, a więc dziennie ucinano  $8,8 m$ , czyli znacznie więcej niż w poprzednim przypadku, pomimo większej głębokości cięcia pod wodą. Dziennie pracował przyrząd  $7\frac{3}{4}$  godzin, z czego  $4\frac{1}{2}$  godziny schodziło na wymienianiu tarcz. Jedna wymiana trwała  $2\frac{1}{4}$  godziny. Zużyto 8 ostrzeń, a więc na jedno ostrzenie przypada  $4,4 m$  cięcia, to jest znacznie mniej niż w pierwszym razie. Nadto dodano jeszcze jednego robotnika, który zajęty był usuwaniem odciętych brusów, przenoszeniem stępionych i świeżych tarcz i innymi robotami ubocznymi.

Robocizna kosztowała 104 mk., materiały 16 mk, razem 120 mk., a więc  $3,4$  mk. na  $1 m$  cięcia. Druga robota była zatem znacznie tańsza od pierwszej; a to wskutek wprawy robotników, oraz częstszego ostrzenia piły. Świeżo naostrzona tarcza pracuje bowiem 2 do 3 razy prędzej niż stępiona.

W obu razach koszta są wysokie, a to z powodu licznych załamania palisady, które wymagały częstego obracania i przesuwania przyrządu. Przy długich prostych, oraz przy ustawieniu piły na stałym rusztowaniu, robota będzie znacznie tańsza.

Bardzo ważnem jest zupełnie jednostajne przesuwanie piły w miarę pogłębiania cięcia. Wskutek zbyt szybkiego przesuwania piły zostaje natychmiast zahamowana; a wtedy trzeba maszynę zatrzymać, piłę zupełnie wyjąć z palisady i rozpocząć nowe cięcie nieco wyżej od poprzedniego. Tego łatwiej uniknąć na rusztowaniu stałym i przy robocie ręcznej, niż na galarze i przy robocie maszynowej, albowiem galar poruszać się musi wraz z piłą. W tym celu także powiększono w powyższym przypadku grubość cięcia, czyli rozwiedzenie zębów z 5 na  $8 mm$ .

Piła kolista systemu E. Meyera (patent niemiecki l. 74898) obmyślana jest głównie do ucinania palisad, których wierzch wystaje około  $1 m$  nad wodę. Szkielet żelazny  $n$ , który trzyma piłę, przesuwa się wzdłuż dźwigara  $b$ , przyśrubowanego do palisady, i jest na nim zawieszony; przytem opiera się szkielet na palisadzie za pomocą dwóch kółek. Korba  $k$  porusza piłę  $h$  za pomocą pary kół stożkowych; a z tych koło poziome trzyma oś piły za pomocą klina. Położenie osi w kierunku wysokości określa pierścień opierający się na szkielecie poniżej  $c$ ; stosownie więc do głębokości w jakiej ma być wykonane cięcie, oś może być przesuwana w kierunku pionowym.

Oś składa się z dwóch części połączonych za pomocą rękawka  $c$ ; skoro ten zostanie ze spojenia usunięty, dolna część osi, wraz z piłą i dolną częścią

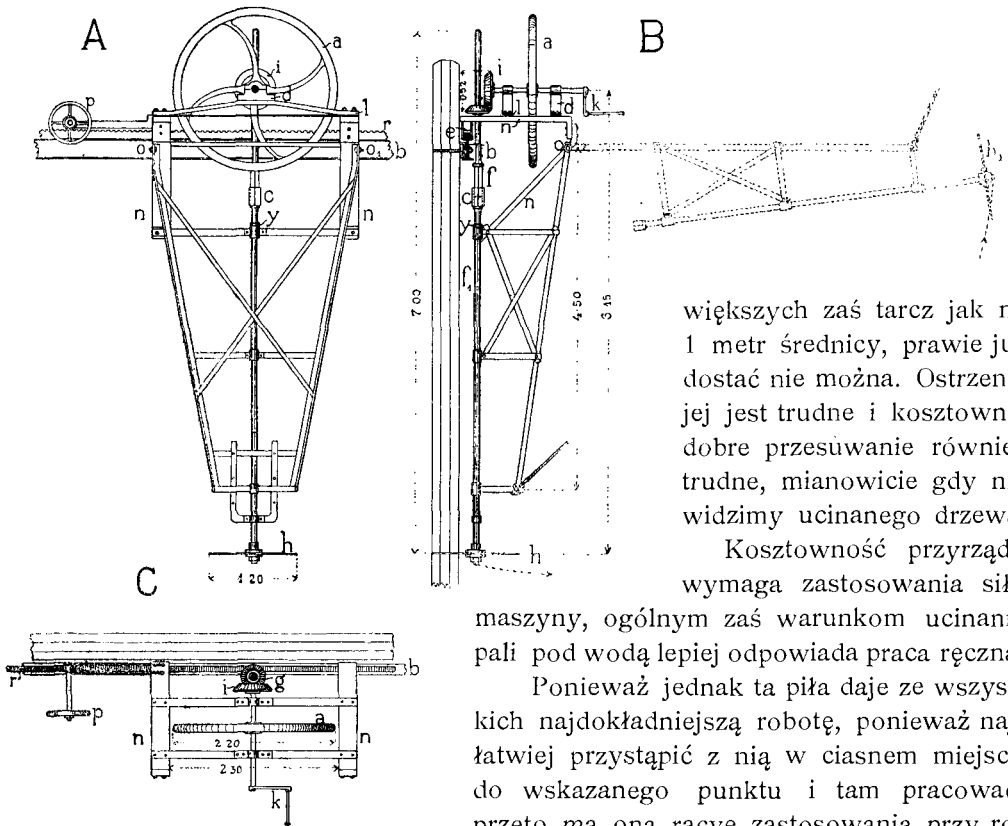
szkieletu, może być obrócona do położenia poziomego, około zawiasów  $O$  i  $O_1$ ; wtedy tarcza znajduje się nad wodą, i może być z łatwością wymieniona.

Według powyższego, wierzch palisady powinien leżeć o tyle nad wodą, żeby praca ludzi przy korbie była możliwą. W przeciwnym razie można przytwierdzić dźwigar  $b$  do poziomej belki, umieszczonej w płaszczyźnie palisady, i w odpowiedniej wysokości nad wodą.

Piła ta nie wymaga zresztą żadnego pomocniczego rusztowania i może być z łatwością zastosowana do ucinania oddzielnych pali.

Z powyższych opisów widzimy, że piła kolista jest kosztowniejszą od innych, tak pod względem ceny samego przyrządu jako i obsługi jego. Średnica tarczy musi być prawie równa potrójnej grubości przecinanego pala lub palisady,

123.



większych zaś tarcz jak na 1 metr średnicy, prawie już dostać nie można. Ostrzenie jej jest trudne i kosztowne, dobre przesuwanie również trudne, mianowicie gdy nie widzimy ucinanego drzewa.

Kosztowność przyrządu wymaga zastosowania siły maszyny, ogólnym zaś warunkom ucinania pali pod wodą lepiej odpowiada praca ręczna.

Ponieważ jednak ta piła daje ze wszystkich najdokładniejszą robotę, ponieważ najłatwiej przystąpić z nią w ciasnym miejscu do wskazanego punktu i tam pracować, przeto ma ona rację zastosowania przy ro-

botach większych rozmiarów, gdzie jest pod ręką wprawny robotnik i motor który potrzeba wyzyskać. Przytem właściwsza jest do palisad, niż do oddzielnych pali.

Wyjątkowe urządzenie piły kolistej podaje ZfB. 1890 s. 366, z budowy mostu pod Hamburgiem. Wóz trzymający piłę stał tam na palisadzie i posuwał się po części jeszcze nie uciętej. Przyrząd był kosztowny, zawiły i niewygodny; a usprawiedliwiony jedynie zmiennym stanem wody, zależnym od przypływu i odpływu morza (Brennecke Ergänzungen s. 10).

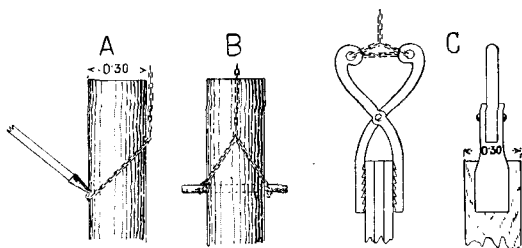
#### 4. Wyciąganie i urywanie pali.

Pale white krzywo, lub rozłupane przy biciu, musimy napowrót wyciągać. Podobnie pale z rusztowań, grodzy i dawnych budowli, o ile są z jakiegobądź

powodu na przeszkodzie; albo jeżeli jako drzewo, przedstawiają odpowiednią wartość. W innych przypadkach, wszelkie pale które mają być usunięte, można uciąć lub urwać mniejszym kosztem niż wymagałoby wyciąganie (patrz l. 7).

Opór pala przeciw wyciągnięciu, o którym jeszcze raz mówić będziemy w dalszym ciągu, zależy od grubości jego, od głębokości wbicia i od rodzaju pokładów. Napotymano już opory od 8 do 20 tonn, a na 1 metr głębokości wbicia liczyć należy w glinie od 1,2 do 2,0 tonny oporu. W łańcuchu potrzeba zatem nawet w łatwych warunkach, około 15 mm grubości żelaza; a używano już łańcuchów o grubości 38 mm (DB. 1877 s. 334). Możliwość wyciągnięcia pala zależy więc przedewszystkiem od tego, czy jest w danym razie dosyć silny łańcuch, lub czy można go zastąpić innymi środkami.

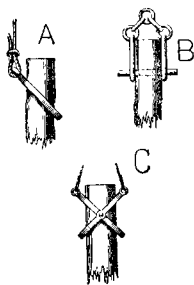
124.



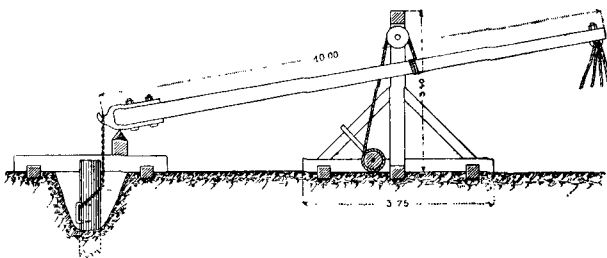
Przymocowanie łańcucha wyciągowego do pala (r. 124 i 125). Gdy powierzchnia pala jest dosyć szorstka, wystarcza niekiedy samo okręcenie łańcucha o pal; w przeciwnym razie, wbić należy kłammer nad opaską łańcucha. W najtrudniejszych przypadkach, przebijamy pal kołkiem żelaznym (r. 124 i 125 B); to jednak

kosztuje dużo czasu, i pal zostaje uszkodzony. Używany bywa do tego celu pierścień zębaty (r. 125 A). Jest to pierścień nieco eliptyczny, z dwoma zębami i uchem do łańcucha. Przy naprężeniu łańcucha zęby wciskają się w drzewo. Pierścienie wygodne są wtedy, gdy wszystkie pale mają prawie jednakową grubość; a drzewo w nich jest zdrowe. Jeżeli pal jest cienki, pierścień może wierzch pala ułamać; jeżeli zaś jest nadgniły, zęby wydzierają drzewo i pierścień zesuwa

125.



126.



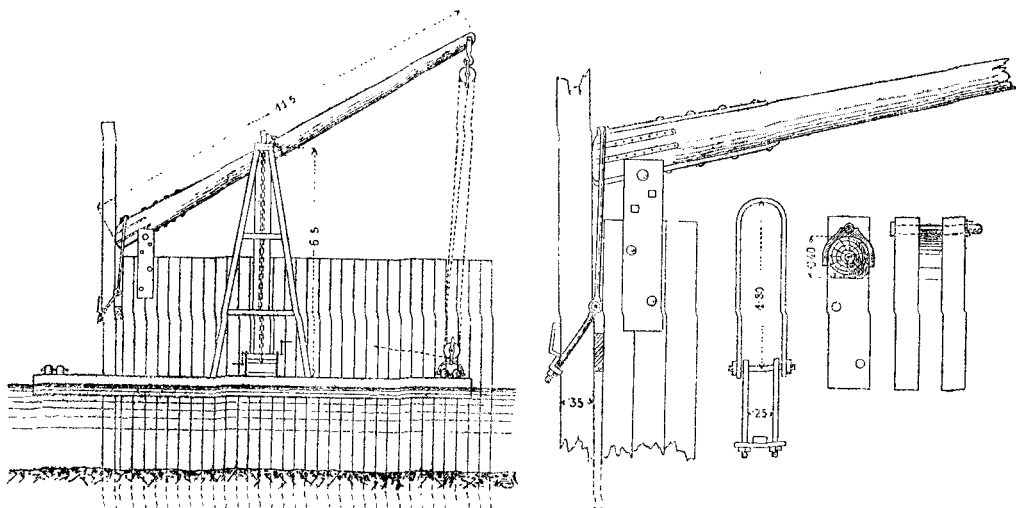
się z pala. Dwie lub cztery kłammer są w takim razie skuteczniejsze. Z dwóch pierścieni można zrobić kleszcze zębate (r. 125 C), które pozwalają ciągnąć pal osiowo; to samo jednak można osiągnąć za pomocą dwóch klamer, mianowicie przy wyciąganiu brusa z palisady.

Większe trudności przedstawia założenie łańcucha, jeżeli głowa pala znajduje się pod wodą. Wtedy to pierścień lub kleszcze stają się konieczne, bo można je założyć w niewielkiej głębokości; kłammer zaś wbić niepodobna. Niekiedy nawet trzeba w takim razie użyć nurka; osobny zaś przyrząd podamy w dalszym ciągu.

Dźwignia (*Wuchtbaum* r. 126), jest to silna belka uzbrojona po stronie pala w żelazny trzewik, zakończony hakiem do założenia łańcucha. Po przeciwnej stronie przyczepione są do niej postronki dla robotników. Przydatna jest do pali wystających nieco z wody, lub leżących w małej głębokości.

Długie ramię dźwigni musi być przedewszystkiem podniesione w górę za pomocą windy; potem wstawiamy silną podporę pod trzewik i zakładamy na niego łańcuch od pala, jak można najkrócej uwiązany; wreszcie zwalniamy windę; a robotnicy przyciągają postronki. Po ściągnięciu dźwigni do ziemi, powtarza się powyższa czynność kilka razy, a każdym razem trzeba łańcuch niżej na pału zakładać, lub skracać; przytem wstrząsanie pala silnemi uderzeniami młota, pomaga

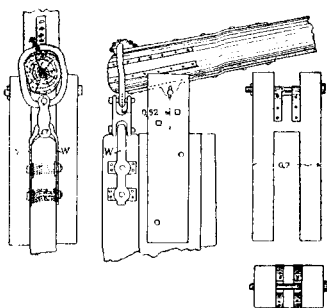
127.



działaniu dźwigni. Czasem też trzeba obciążyć drąg i dłuższy czas czekać, zanim pal się ruszy.

Zamiast postronków można z korzyścią użyć wielokrążka, jeżeli znajdziemy nisko położony silny punkt stały. Taki przypadek odnoszący się do wyciągania brusa z palisady, przedstawia rys. 127. Wielokrążek jest przytwierdzony do tratwy, obciążonej wieżą od kafara; użytą w tym razie do podnoszenia dźwigni.

128.



Jeżeli brus był z obu stron zaciśnięty między sąsiednimi, natenczas używano przyrządu według r. 128 który chwycił brus osiowo. Siła rozkłada się tutaj na dwa trzpienie wideł *w* i *na* 8 śrub osadzonych w żelaznych płytach; w ten sposób unikano wydarcia włókien w brusach, pomimo, że używano do 40 tonn siły.

Trzewik dźwigni oparty jest w tym razie na łożysku kształtu wideł, postawionem na sąsiednich brusach palisady. Na brus wyciągany założono obręcz żelazną zamiast łańcucha i przytrzymano ją kłamrą. Obręcz zawieszono na dwóch prętach żelaznych. Pręty takie nie przedłużają się przy naprężaniu jak łańcuch, a stąd stracone ruchy dźwigni prawie zupełnie odpadają.

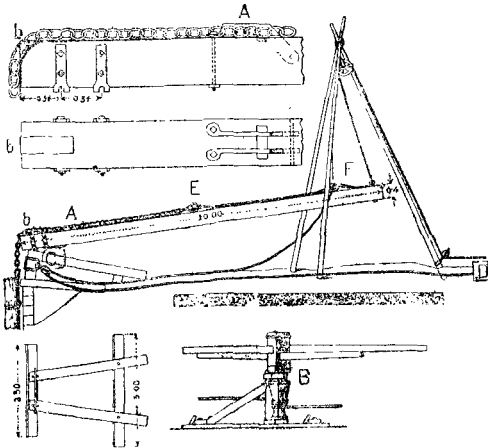
Brusy miały wymiary  $19 \times 29$  do  $19 \times 43$  *cm* i były  $6,6$  *m* głęboko wbite. Wyciąganie kosztowało z początku po 7 marek, później po wprawie 5 marek od sztuki (HZ. 1853/4 Notitzblatt).

Inne urządzenie wielkiej dźwigni podaje Hagen; wymiary jej widzimy z r. 129. Ma ona na oporze dwa żłobki, w odległości 31 i 62 *cm* od końca; na pierw-

szym opieramy ją z początku, gdy potrzeba największej siły; potem gdy już opór pala zmniejszy się, używamy drugiego, ażeby robotę przyspieszyć.

Łańcuch idący od pala leży na końcu dźwigni w rowku żelaznym, przy *A* przechodzi przez korytko z otworami z obu stron i łączy się z wielokrążkiem *EF*; który za pomocą liny *FCD*, pozwala łańcuch silnie naprężyć. Winda *B* podnosi dźwignię, poczem napręża się linę wielokrążkiem, następnie przez *A* przy-

129.

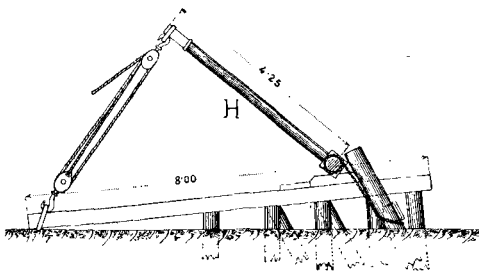


tyka się kołek żelazny tak, żeby jednocześnie przeszedł przez ogniwo łańcucha, i zwalnia się wielokrążek. W ten sposób naprężenie łańcucha przenosi się na korytko *A*; ale nie jest jeszcze dostateczne. Zwykle wbija się nadto na zagięciu łańcucha przy *b* kliny dębowe. Wreszcie winda opuszcza dźwignię, a gdy jej ciężar własny nie wystarcza, obciąża się ją w miarę potrzeby.

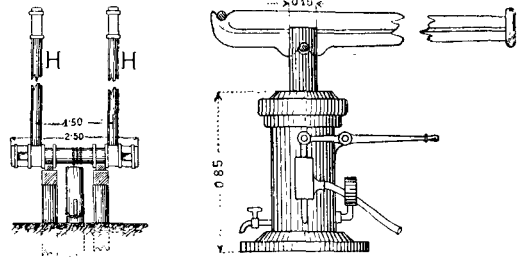
Rys. 130 przedstawia przyrząd używany przy budowie portu w Bremie. Łańcuch jest tutaj okręcony na poziomym dębowym wale, który leży tuż za wyciąganym palem i ma z każdej strony po dwa otwory, w kierunku

do siebie prostopadłych. Za pomocą dwóch silnych ramion *H*, oraz przyczepionych do nich wielokrążków, wał ten wprawiany był w ruch obrotowy i wyciągał pal. Przytem zmniejszono opór, płucząc koło pala ziemię prądem wody. W porównaniu do poprzedniego przyrząd ten jest o tyle lepszy, że nie wymaga ciągłego skracania łańcucha.

130.



131.



Prasa hydrauliczna może być z łatwością zastosowana do wyciągania pali w ten sposób, że dźwignia oparta jest na tłoku prasy (r. 131).

Winda słupkowa (*Wagenwinde*), śruba, winda śrubowa zwyczajna lub różnicowa\*), są również przydatne do tego celu. Łańcuch od pala należy okręcić na środku silnej belki, którą z obu końców podpierają wspomniane przyrządy i podnoszą ją w górę wraz z palem (r. 132, 133). Zwykle śruby się podnoszą, a naśrubki są stałe. Rys. 134 przedstawia urządzenie na dwie belki i cztery śruby.

\*) Dingler politech. Journal 1880 III. s. 276.



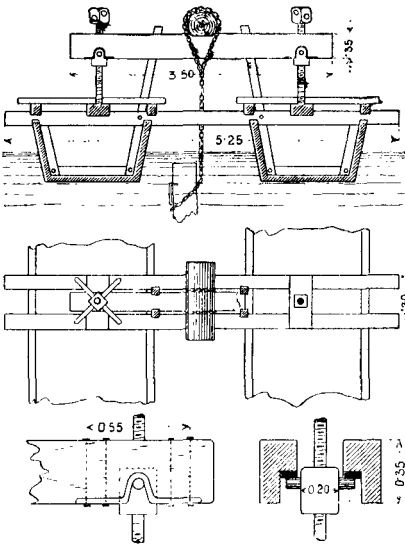
Jeżeli zaś wielkiej siły nie potrzeba, to lepiej zamiast dwóch śrub użyć jednej i umieścić ją pionowo nad pałem (r. 135).

Powyższe rysunki zastosowane są do galarów; ale bez zmiany, lub nawet w prostszej formie użyć można tych samych przyrządów na rusztowaniu. Jeżeli woda mocno faluje, dobrze jest dawać czopy na oporach belek (r. 131).

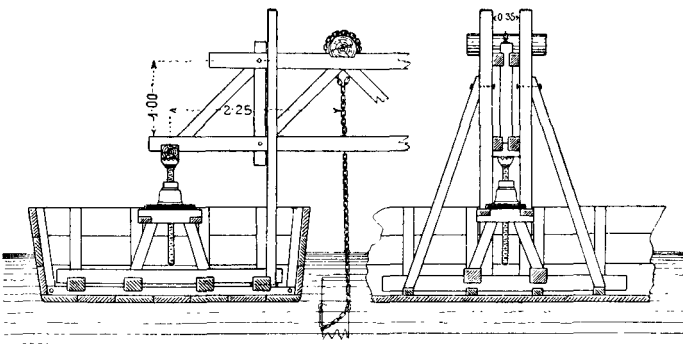
Zastosowanie ciśnienia hydrostatycznego (Br.). 1. Mając pod ręką wielki galar, można w nim na spodzie położyć szyny, i postawić na nich wóz kolejowy. Wóz ten obciążyć kamieniami i przysunąć go do końca galara. Galar silnie się przechyli, i w tem położeniu przywiązany będzie do pała. Jeżeli potem przesuniemy wóz z kamieniami w drugi koniec galara, — a więc pod spadek, na co trzeba sił odpowiednich, — to moment tego ciężaru względem środka ciśnienia wody może pał wyciągnąć. Ten rzecz można starożytny sposób, wymaga dużo kosztownych przygotowań i wyjątkowo tylko może być dogodny, mianowicie gdy

pale stawiają mały opór; a więc zamiast wozu kolejowego, wystarczy dowolne małe obciążenie, lub nawet ciężar robotników. Przytem ruch galara trzeba kierować w osi podłużnej, t. j. w płaszczyźnie pionowej przechodzącej przez pał; bez tego eksperyment ten jest wręcz niebezpieczny. Po

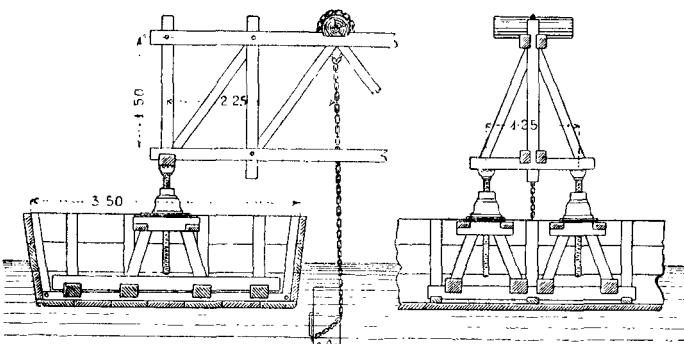
132.



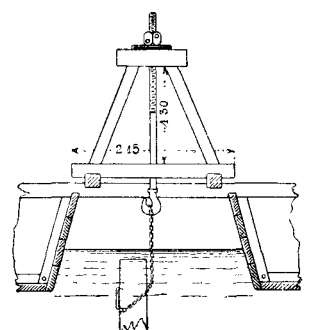
133.



134.



135.



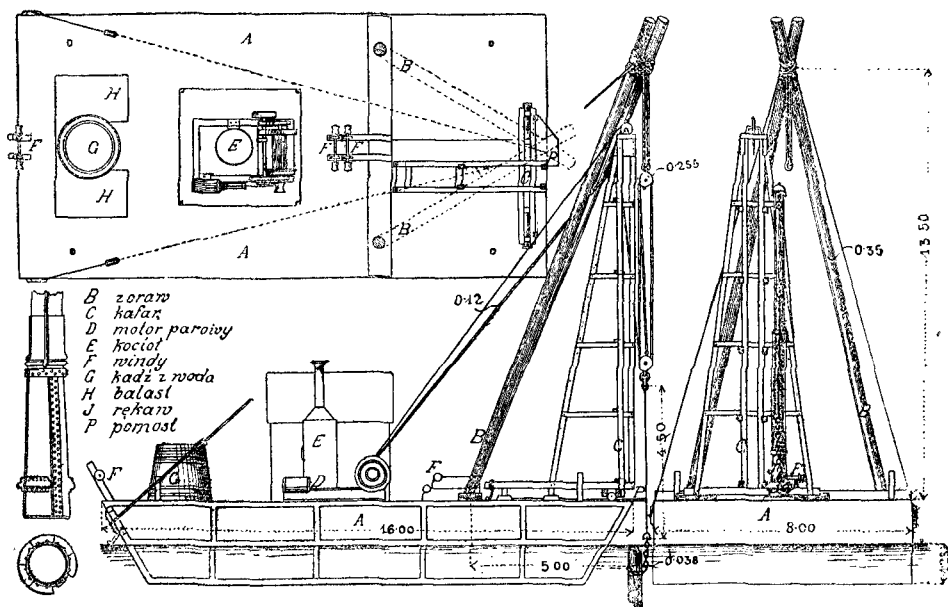
wyrwaniu pała przechyliła się galar w odwrotną stronę; ten ruch również niebezpieczny, trzeba także powstrzymać przez odpowiednie urządzenie, jeżeli używamy ciężaru martwego a nie ciężaru robotników.

2. Dwa duże galary, o ile możności napełnione wodą, ustawia się środkiem po obu stronach pala, i łańcuch od niego okręca się na belce poprzecznej, sięgającej przez oba galary. Przez wypompowanie wody z galarów wywołuje się ciśnienie wody, które podnosi galary i pal wyciąga. Jest to sposób prostszy od poprzedniego; ale możliwy tylko tam, gdzie jest niezajęta silna pompa parowa, którą potrzeba zatrudnić, a nadto gdy galary mogą mieć przystęp do pala z obu stron.

3. Przyptyw i odpływ morza wyzyskano do wyciągania pali w Hamburgu. Przy najniższym stanie odpływu, pal zostaje przywiązany do dwóch galarów, tak jak w poprzednim przypadku; następnie przyptyw morza podnosi galary i wyciąga pal. Ten sposób pozornie tani, pozwala wyciągnąć dwoma galarami tylko dwa pale na dobę. Jest to zatem tylko curiosum, tak jak oba poprzednie.

Zastosowanie siły pary jest wtedy korzystne, gdy mamy wyciągać wielką liczbę pali, i głębokość wody jest znaczna. Wtedy bowiem maszynę parową i wszelkie przybory ustawić można na galarze, i łatwo je przesuwac.

136.



W tym celu przy regulacji Dunaju, postawiono na jednym końcu galara wysoki trójnog, na drugim lokomobilę z bębniem do łańcucha. Łańcuch przeprowadzono u góry przez wielokrążek, zawieszony wysoko na trójnogu, a u spodu wiązano go do pali. Dziennie wyciągano w ten sposób 25 do 40 pali, 8 do 9 m długich; wszelako wierzchy pali leżały przeważnie nad wodą i założenie łańcucha nie przedstawiało trudności. Wielkie natomiast trudności sprawiają pale, których wierzchy leżą w znacznej głębokości pod wodą. Pracę nurków jako bardzo kosztowną, można zastosować tylko do małej liczby pali; w przeciwnym razie potrzeba osobnego przyrzędu, i dlatego jako przykład opiszemy ten, który używany był w zatoce San Francisco (DB. 1877 s. 344),

Na promie (r. 136) o wymiarach  $16 \times 8$  m, który pod pełnym obciążeniem zanurzał się na 1,25 m ustawiono na jednym końcu wysoki żoraw, a obok niego wieżę od kafara. Przeciwagę stanowiła na drugim końcu wielka kadź z wodą,

oraz materiał opałowy dla motora; wreszcie 20-konny motor i kocioł stanęły w środku promu.

Żóraw składał się z dwóch okrągłaków o średniej grubości 35 *cm* opartych na silnej podwalinie, a na wysokości 13,5 *m* skrępowanych razem liną. Od szczytu żórawia szły dwie linki druciane do przeciwnego końca promu. Wielokrążek był 4-krotny, o średnicy krążków 25,5 *cm*; nadto jeszcze jeden krążek znajdował się przy bębnie motora. U wielokrążka zawieszony był pręt żelazny 5 *cm* gruby, a stosownie do głębokości wody 3 lub 4,5 *m* długi. Na nim wisiał łańcuch mający 38 *mm* grubości żelaza.

Do chwytania pala pod wodą, używano dwustronnego rękawa (na r. 136 widok i rzut poziomy po lewej stronie). Dolna jego część nieco stożkowa, 1,37 *m* wysoka, nitowana z blachy 2 *mm* grubej, jest u spodu 46 *cm* szeroka. W odległości 25 *cm* od końca, jest na niej kołnierz na dół zagięty, przeznaczony do zatrzymywania pętlicy łańcucha, a na długości 17 *cm* wycięty, ażeby łańcuch przeszedł obok niego prosto w górę.

Część górna rękawa była lana, 33 *cm* szeroka, znitowana z częścią dolną. W nią wstawiano 8 do 10 *m* długą żerdź okrągłą, 30 *cm* grubą, połączoną nadto z rękawem za pomocą dwóch prętów żelaznych 4,50 *m* długich, które chwytały u spodu za pierścień z liny drucianej, owinięty na rękawie. Podnoszenie i spuszczenie żerdzi wraz z rękawem, wykonywała wieża kafara.

Ażeby uchwycić pal przedtem już wyszukany, zakładano na rękaw tuż pod kołnierzem pętlicę z łańcucha wyciągowego; podnoszono go w górę wraz z żerdzią, i przysuwano prom do pala. Przy pomocy żerdzi łatwo trafić rękawem na pal, i nasunąć go aż do należytego oparcia; wtedy łańcuch wyciągowy opuszcza się o tyle, żeby się zesunął z rękawa i objął pal. Puszczając potem maszynę bardzo powoli, zaciskamy łańcuch na palu, albowiem ciężar rękawa i żerdzi wstrzymują zesunięcie się jego z pala; w ten sposób pal zostaje wyciągnięty.

Do obsługi potrzeba było wraz z maszynistą i palaczem 9 ludzi; ci wyciągali w ciągu 10 godzin 40 do 42 pali.

Zentr. bl. d. Banv. 1903 str. 231 podaje ogólny opis innego przyrządu z budowy mostu na Elbie, w którym lokomobil parowy działał na dwa wielokrążki.

We wszystkich trudniejszych przypadkach i przy sprzyjających warunkach, należy używać prądu wody do zmniejszenia oporu pala. Rurę tłoczącą zapuszcza się tuż obok pala, w miarę zapuszczania jej opór zmniejsza się stopniowo, i wreszcie prosta dźwignia lub wielokrążek działający jednocześnie, wystarcza do wyciągnięcia pala. Bardzo korzystne doświadczenia otrzymano w ten sposób w Nowym Porcie (CBl. 1889 s. 367) i w Bremie (HZ. 1889 s. 439).

## 5. Przyrządy do pompowania wody.

### A. Pompy tłokowe

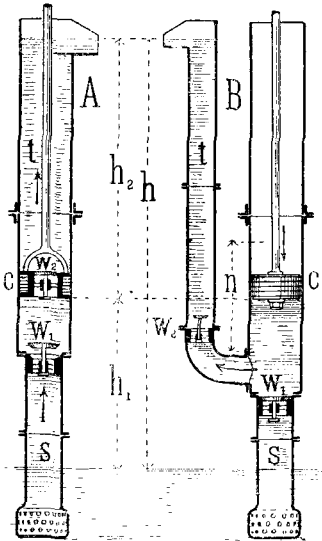
*Kolbenpompen f. pompes à piston.*

Wewnątrz naczynia kształtu przeważnie walcowego, zwanego z tego powodu cylindrem pompy, porusza się tam i na powrót szczelnie przystosowany tłok. Działa on naprzemian ssąco i tłocząco; a to przy pomocy wiedzich wentylów, których każda pompa wymaga przynajmniej dwa.

Ponieważ ventyle lepszego ustroju niszczą się od wody z piaskiem, przeto do fundamentów praktyczne są tylko najprostsze i najtańsze odmiany pomp. Szkice zwyczajnej pompy przedstawia r. 137 *A* i *B*.

Cylinder *c* albo rura ssąca *s* zanurzona jest w wodzie. Cylinder połączony jest z rurą ssącą przez ventyl wstępny  $w_1$ , a z rurą tłoczącą *t* przez ventyl wypustowy  $w_2$ . W przypadku *A* ventyl  $w_2$  umieszczony jest w otworze tłoka; w przypadku *B* natomiast tłok jest pełny, a ventyl  $w_2$  leży z boku w rurze tłoczącej.

137.



W pierwszym razie, przy podnoszeniu tłoka, pompa dźwiga bezpośrednio słup wody  $h_2$ , a sie jednocześnie słup  $h_1$ . Motor pokonywa zatem słup  $h_1 + h_2 = h$ , t. j. słup o całej wysokości wydźwigu, oprócz oporów. Przy opadaniu tłoka pompa nie pracuje, a woda zawarta w cylindrze przechodzi ponad tłok. Z tego powodu nazywamy to urządzenie pompą ssąco dźwigającą o działaniu pojedynczem.

W przypadku *B*, przy podnoszeniu tłoka, pompa ssie słup  $h_1$ ; a przy opadaniu tłoka, tłoczy słup  $h_2$ . Pompa jest teraz ssąco tłocząca, o działaniu również pojedynczem.

Pompy o działaniu podwójnem są te, które przy jednym ruchu tłoka, jednocześnie ssą i tłoczą. Do tego potrzeba większej liczby wentylów.

Wysokość ssania  $h_1$  jest ograniczona ciśnieniem atmosfery; praktycznie nie przekracza 8 *m*. Pożądanem jest ustawić cylinder tak, żeby  $h_1$  wynosiło mniej niż połowę całej wysokości wydźwigu *h*; drugą zaś połowę tej wysokości przeznaczyć na tłoczenie. O ile takie ustawienie pompy będzie możebne, użyjemy odmiany *B*. Maximum dla wysokości tłoczenia  $h_2$  nie istnieje teoretycznie; praktycznie zaś, zależy ono od wielkości siły poruszającej i od wytrzymałości części składowych pompy.

Przy małych wartościach *h*, i wtedy gdy nam wygodniej mieć cylinder u góry, użyjemy odmiany *A*; przytem  $h_2$  często zupełnie odpada i pompa staje się tylko ssącą. Przez połączenie dwóch cylindrów, można wtedy otrzymać jednostajny opór i jednostajne działanie motora.

Jeżeli *F* jest przekrój tłoka a *s* droga jego, to teoretycznie podnosi pompa o pojedynczem działaniu  $Fs$  za każdym podwójnym ruchem tłoka; t. j. ruchem tam i napowrót. Praktycznie zaś objętość ta wynosi  $\mu Fs$ , gdzie współczynnik  $\mu$  pochodzi z nieszczelności i niedokładności budowy tłoka i wentylów. Dla najlepszych pomp  $\mu = 0,90$  do  $0,95$ , dla zwykłych  $= 0,80$  do  $0,85$ ; dla takich zaś jakie mamy przy fundamentach  $\mu = 0,75$ .

Jeżeli tłok wykonywa *n* podwójnych ruchów na minutę, to na sekundę podnosi pompa

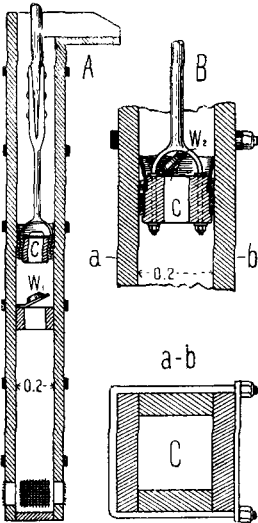
$$Q = \mu \frac{n}{60} Fs$$

Średnia prędkość tłoka wynosi zwykle 0,2 do 0,5 *m* na sekundę, wyjątkowo dochodzi do 1 *m*. Przytem mniejsze prędkości odpowiadają większym wartościom dla *h*.

Gdy  $Q$  i  $h$  wyrażamy w metrach, to siła motora w koniach maszynowych będzie

138.

$$k = \varphi \frac{Qh}{75 \cdot 60} 1000;$$



gdzie dla najlepszych pomp  $\varphi = 1,25$ , dla średnich  $\varphi = 1,33$ , dla takich o jakich tu mowa  $\varphi = 1,4$  do  $1,5$ .

Rysunek 138 przedstawia drewnianą pompę skrzynkową ssąco dźwigającą, bardzo rozpowszechnioną przy budowach.

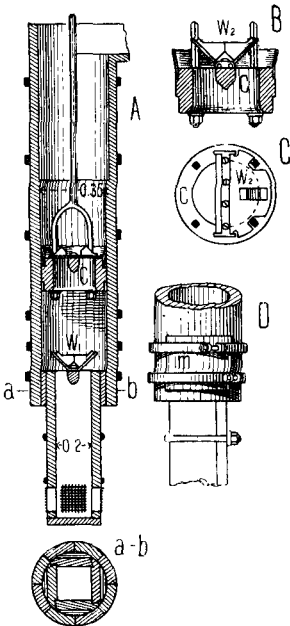
Cylinder, albo raczej rura tłoka, jest w przekroju kwadratowa, 15 do 30 *cm* szeroka, złożona z 4 brusów 5 *cm* grubych, wewnątrz gładko heblowanych, spajanych śrubami, i uszczelnionych na spojeniach w dowolny sposób. W odstępach co pół metra, rura może być nadto ściągnięta w miarę potrzeby żelaznymi obręczami.

Ażeby otrzymać szczelność bez pomocy innych środków, skutecznem jest ugnieść i zmiążdżyć nieco włókna brusów na tych powierzchniach, które mają być zetknięte. Wykonać to można przez wałkowanie żelaznym ciężarkiem, lub przez gładzenie tych powierzchni dłutem, silnie przyciskając. Po ześrubowaniu, włókna pęcznieją napowrót, i szew uszczelnia się. W miarę potrzeby można jeszcze podłożyć pasek bibuły.

Rura powyższa jest zarazem rurą ssącą. U spodu zasłonięta jest od piasku siatką drucianą, koszykiem z wierzbiny lub dziurkowaną deszczułąką. Rys. 142 przedstawia skrzynki na ten sam cel przeznaczone.

Rura powyższa jest zarazem rurą ssącą. U spodu zasłonięta jest od piasku siatką drucianą, koszykiem z wierzbiny lub dziurkowaną deszczułąką. Rys. 142 przedstawia skrzynki na ten sam cel przeznaczone.

139.



Wentyle są to zwykle kłapki skórzane, przyśrubowane do obciążających je płytek żelaznych; na osi obrotu są przytwierdzone gwoździemi. Wentyl ssący  $w_1$  osadzony jest na rurce drewnianej z otworem prostokątnym lub kolistym, wsuniętej w rurę tłoka. Jest ona ku górze lekko zwężona dla szczelnego osadzenia; a czasem u spodu wystaje nieco z rury tłoka, jak na r. 139, aby ją można wyjąć i oczyścić wentyl.

Tłok jest zwykle drewniany, z otworem czworokątnym lub kolistym (r. 138 B); na nim osadzony jest wentyl taki jak poprzedni. Szczelność tłoka otrzymujemy przez okręcenie powrozem, albo przez skórzany kołnierz przytwierdzony do górnego brzegu i szerszy ku górze. Pręt żelazny stanowiący trzonek tłoka, jest przymocowany do żelaznego pałąka umieszczonego nad tłokiem. Górna część tłoka może być drewniana.

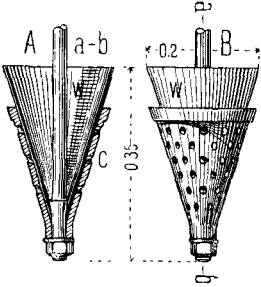
Do poruszania tłoka służy rączka na trzonku umieszczona, albo też dwuramienny drąg czyli wahacz, daleko wygodniejszy, bo pozwalający ciągnąć z góry na dół.

Rura tłoka może też być kolista (r. 139), a rura ssąca czworokątna. Na załączonym rysunku, na tej części, w której chodzi tłok, rura jest o 25 *mm* węższa niż wyżej, ażeby ułatwić wyjmowanie zużytego tłoka,

i wsuwanie nowego. Wentyle są to podwójne klapki skórzan; do wentyla wstępnego  $w_1$  daje przystęp otwór  $m$  szczelnie zamknięty. Szczegóły tłoka przedstawia r. *B* i *C*.

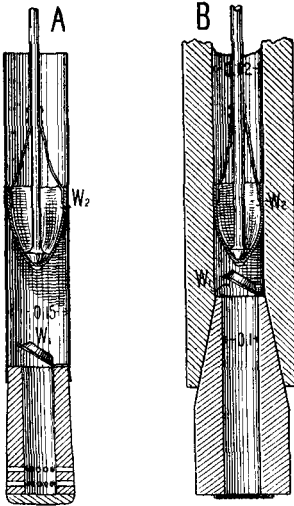
R. 140 przedstawia tłok stożkowy zwany we Francji tłokiem Letestu. Składa się on z dziurkowanej powłoki żelaznej  $c$ , i wsuniętego w nią skórzanego stożka  $w$ . Przy podnoszeniu tłoka, stożek skórzan zamyka otwory w części żelaznej, a opierając się górnym brzegiem o rurę, daje szczelność tłoka. Przy opadaniu tłoka, prąd wody uchyla skórę i otwiera sobie drogę przez otwory. Ten tłok jest praktyczny do wody z piaskiem (Skl.).

140.



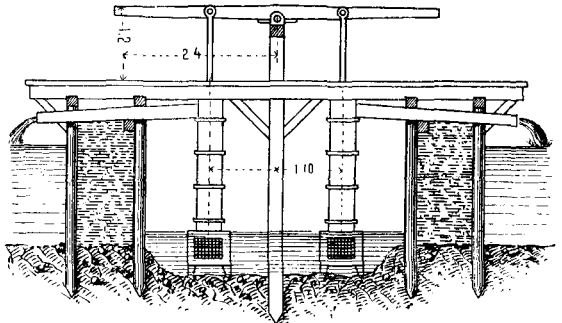
R. 141 przedstawia pompę blaszaną z tłokiem workowym. Cylinder jest rurą blaszaną, wentyl osadzony jest na dodatkowej rurce drewnianej. Tłok jest workiem skórzanym; do dolnego końca drewnianego trzonka przymocowany jest silnym gwoździem, górny zaś brzeg worka zawieszony jest na trzonku na trzech lub czterech rzemieniach. Worek działa tak, jak w poprzedniej pompie stożek skórzan (Skl.).

141.



Podobnież można zastosować worek skórzan do

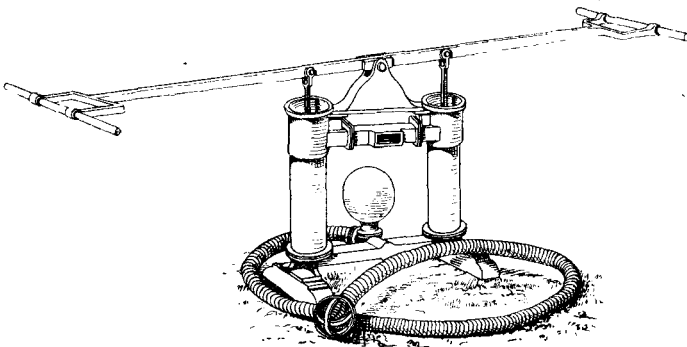
142.



pompy złożonej z dwóch wierconych rur drewnianych (r. 141 *B*).

Według każdego z powyższych typów można wykonać pompę podwójną, t. j. o dwóch cylindrach. Tłoki działają wtedy na przemian i siła motoru może być lepiej wykorzystaną (r. 142). W takich razach jednak, chętniej używamy pomp żelaznych.

143.

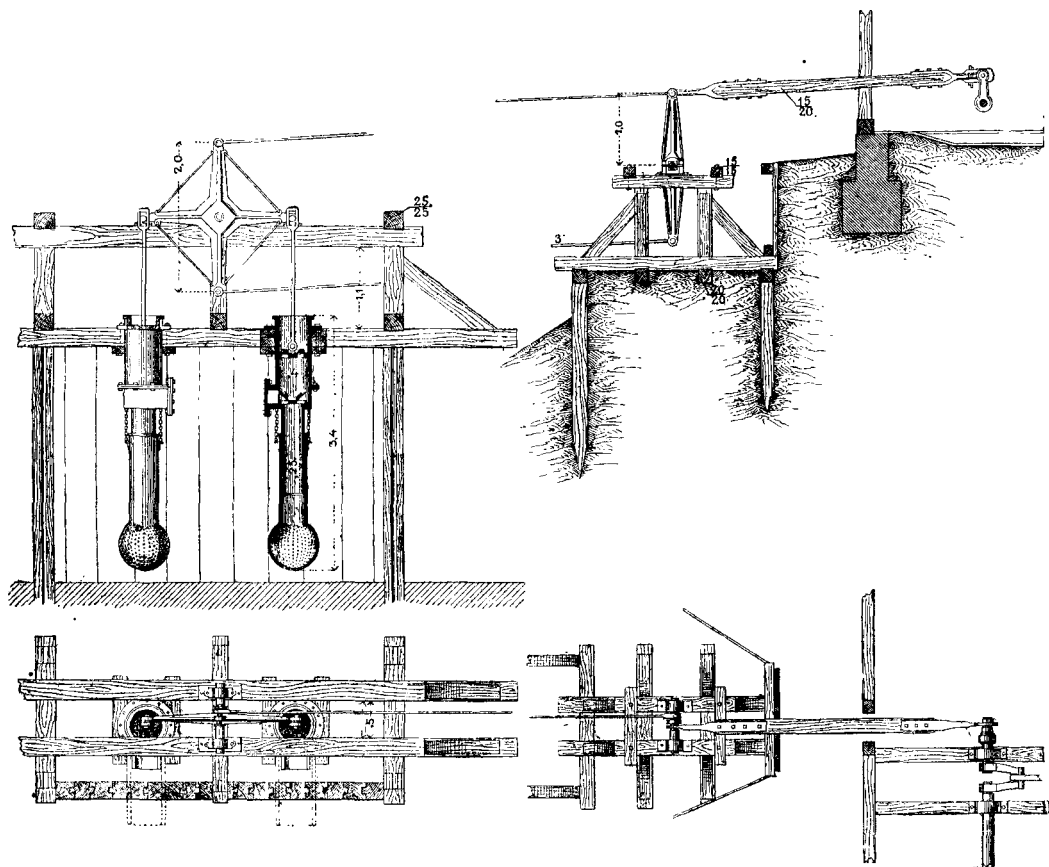


Pompa podwójna według r. 143, ma cylindry 15--18 cm szerokie; poruszana przez 4--6 ludzi, podnosi 3 do 4,5 litrów n. s. Między cylindrami widzimy ssącą pompę powietrzną, która wyrównywa dopływ, a u góry wspólną rynnę dla odpływu.

Wąż kauczukowy 6,5 do 8 *cm* szeroki, albo parciany 10 *cm* szeroki, kosztuje 18—20 kor. na 1 *m* długości. Kuliste sito mosiężne na zakończeniu węża, umieszczone jest w siatce drucianej; kosztuje 12 do 16 kor.; a sama pompa 200 do 240 kor.

Dalsze rysunki (144 i 145) przedstawiają proste urządzenie przesyłki siły,

144.



przy pomocy którego motor może być daleko odsunięty od pompy, aż do wygodnego na ten cel miejsca.

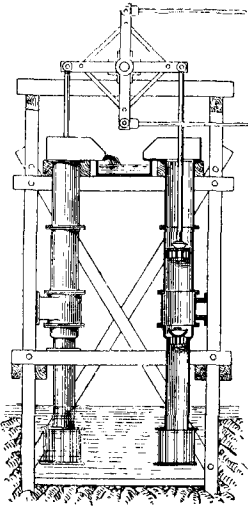
Wreszcie r. 146 przedstawia wentyl pomysłu Warren Sly, przydatny do pomp tego rodzaju. Wentyl *A* wraz z obsadą *B*, umieszczony jest we wnętrzu stożkowego kurka *C*, który również ma stożkową pochwę *E*. Otwory tej pochwy są dokładnie równe otworom kurka; a w rurze ssącej przysposobiony jest stożkowy rękaw służący za obsadę pochwy *F*.

*C* i *F* mogą być szczelnie przyciągnięte do swych obsad za pomocą osobnych śrub. Kurek *C* nie może się obracać wewnątrz *F*; ale *F* obraca się wewnątrz swego rękawa.

Jeżeli więc chcemy obejrzieć wentyl nie wypuszczając wody z pompy, obracamy *F* o 90°; przez co rura ssąca jest ku górze szczelnie zamknięta. Odkręcamy następnie śrubę, która przyciska kurek *C* do pochwy *F*, i możemy kurek wyjąć wraz z wentylem (Br.).

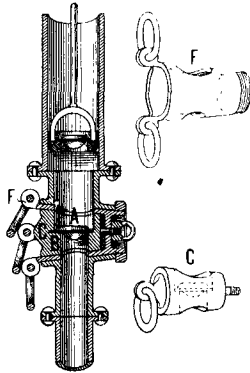
Pompa Geerta (r. 147) obmyślana jest do wody z piaskiem. Ma dwa tłoki poruszające się jednocześnie w kierunkach przeciwnych. Tłoki są kształtu tarczy, i znacznie mniejszej średnicy niż cylinder. Powstające ztąd odstępy, są wypełnione przez pierścienie skóry, silnie połączone tak z tłokami jako i z cylindrem; możliwy jest zatem tylko

145.



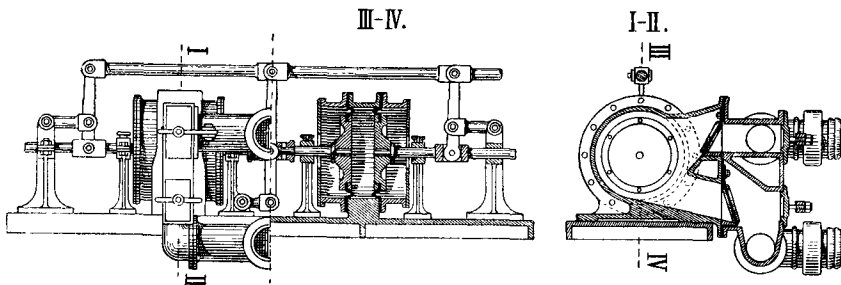
mały ruch tłoków, na który pozwala elastyczność zgiętej skóry. Każdy trzonek tłoka spoczywa na dwóch panwiach, a przeciwne ich ruchy wynikają z odpowiedniego urządzenia dźwigni, widocznego na rysunku; wskutek tego, zwykły ich ruch powrotny porusza pompę.

146.



jest za pomocą klap z rurą ssącą i z rurą tłoczącą. Rura ssąca leży u góry, ażeby miała większy spadek i bezpieczniejsza była od osadów piasku.

147.



Pompa ta podnosi taką objętość wody, jak zwyczajna pompa o działaniu pojedynczym, i dwa razy tak długim skoku tłoka.

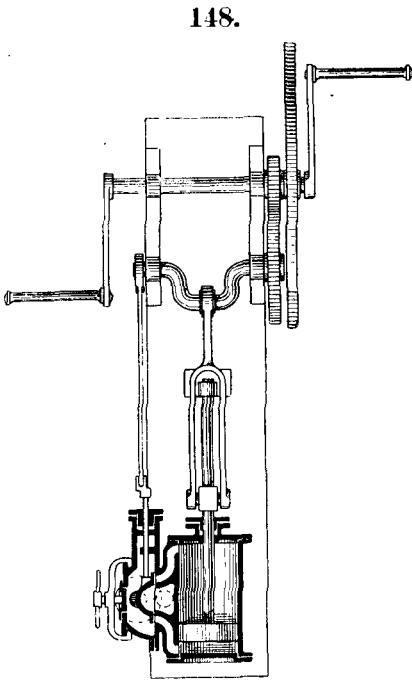
### Pompy tłokowe bez wentylów.

Pompa suwakowa. Miejsce obu wentyli zastępuje suwak, poruszający się równoległe do osi cylindra; a poruszany nie przez ciśnienie wody, lecz przez mechanizm pompy.

Działanie jest pewniejsze, a zanieczyszczenie mniej możliwe niż przy wentylach. Natomiast otwieranie i zamykanie otworów idzie wolniej, a poruszanie suwaka zużywa dużo siły. Prędkość tłoka może być większa, wypada zatem mały cylinder; ale w takim razie kanały dla wody około suwaka muszą być obszerne. Tego rodzaju jest pompa kloaczna przedstawiona na r. 148, a do fundamentów bardzo przydatna. Jest to pompa o działaniu podwójnem.



Pompa systemu Weyhe (r. 149) nie ma ani wentylów ani suwaków. Tłok ma kształt rury, w której trzonek osadzony jest w połowie długości. Po obu stronach osady tłoka i po przeciwnych stronach osi, rura jest podłużnie wycięta. Oprócz podłużnego ruchu, wykonywa tłok także obrotowy ruch powrotny, podczas którego zamyka on i otwiera naprzemian kanały dla dopływu i odpływu. Przy poruszaniu pompy od ręki, ruch ten wywołuje pochyła tarcza *S*, umieszczona na trzonku tłoka.



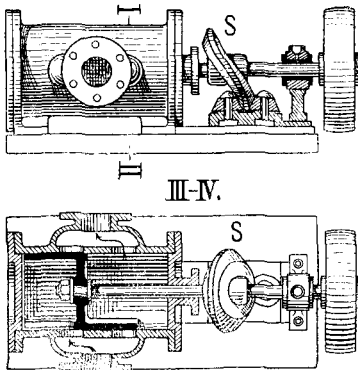
148.

Ze względów ustroju podlega ta pompa licznym zarzutom; ale przy fundamentach jest praktyczna (FL.).

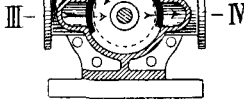
Pompa parowa systemu Tangye (r. 150). Tłok pary *a* połączony jest wspólnym trzonkiem z tłokiem podwójnie działającej pompy *b*; odbywają więc oba ten sam ruch. Suwak parowy *c* poruszany jest przez dwa tłoki *d* i *d*<sub>1</sub>, a mianowicie: skoro główny tłok *a* przy końcu swej drogi przesunie wentyl *f*<sub>1</sub> poza wylot kanalik *e*<sub>1</sub>, natenczas para zamknięta za tłokiem *d*<sub>1</sub> uchodzi przez cylinder, razem z parą tam zużyta. Drugi tłok *d* jest

149.

tymczasem pod ciśnieniem świeżej pary; a więc *dd*<sub>1</sub> i *f* przesuwają się na prawo. Przy znacznej odległości od kotła do miejsca pompowania, przesyłka pary bywa wygodniejsza, a dla małej pracy nawet tańsza od przesyłki linowej lub innej. To jest powodem używania pomp parowych przy fundamentach.

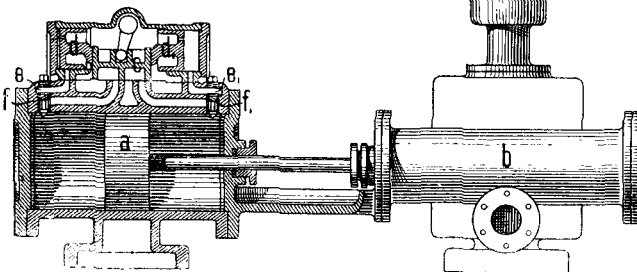


I-II.



III-IV.

150.



Pompa elektryczna. Za pomocą kombinacji cewek, w których krążą różnoimiennne prądy, osiągnął Van Depoele ruch powrotny żelaznego trzonka, który może być wprost trzonkiem tłoka pompy. W ten sposób bez pośrednictwa jakiegokolwiek mechanizmu, otrzymujemy ruch tłoka. Prędkość ruchu zależy od elektromotoru, który specjalnie do tego celu

musi być zbudowany; a polega na zastosowaniu wirujących szczotek.

Skutek pożyteczny takich maszyn jest wprawdzie niski, ale za to są one

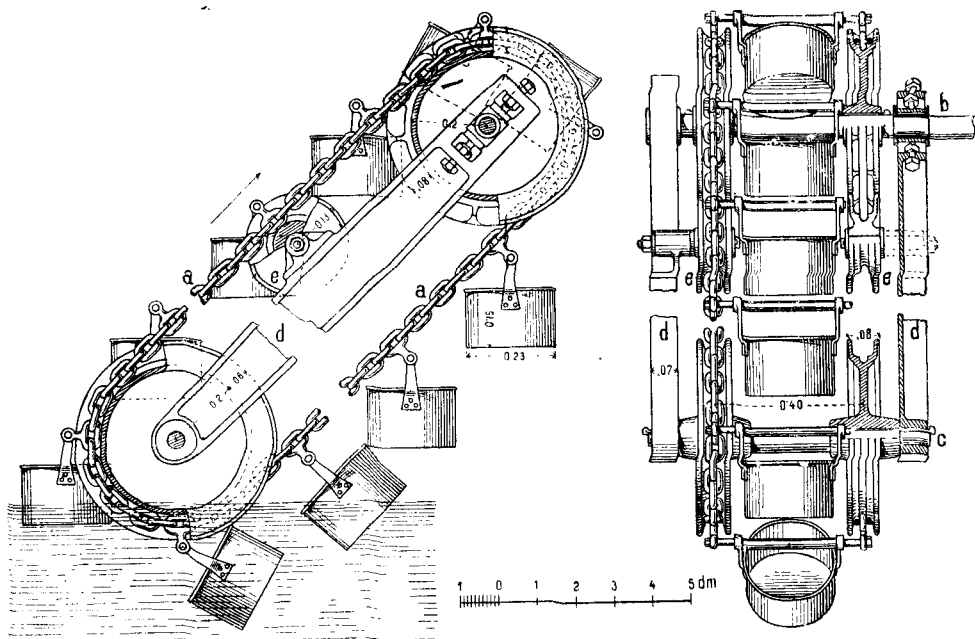
wygodne w zastosowaniu, co dla urządzeń przy fundamentach bywa nader cennem. W razie konieczności pompa elektryczna może leżeć nawet pod wodą. Pompa wyrzucająca na 1 minutę 227 litrów na wysokość 35 m, składa się tylko z zamkniętego żelaznego cylindra i waży tylko 365 kg. Łatwiej ją zatem ustawić niż każdą inną; przewód siły jest również prostszy niż w każdym innym systemie (Br.).

## B. Czerpaki

(n. *Schöpfwerke*, według Hartmanna „*Die Pumpen*“).

Czerpanie odbywa się za pomocą naczyń, które motor zanurza w wodę, napełnia i podnosi. Albo też, za pomocą poruszania odpowiednich powierzchni, które popychają wodę w stałej rynnie lub w kanale. W obu przypadkach woda

151.



może być nadto wyrzucana; a to dla osiągnięcia większej wysokości wydźwigu (n. *Förderhöhe*), niż ta która wynika z drogi przebytej przez naczynie.

Gatunki czerpaków są: czerpak właściwy, żłób, kubeł, koło czerpakowe i śruba wodna. Tylko ostatnia ważna jest w zastosowaniu do fundamentów, a nadto na wzmiankę zasługuje łańcuch kubłów. Opisy innych przyrządów tej grupy, znajdzie czytelnik w książce Hartmanna, oraz Strukla: *der Grundbau*.

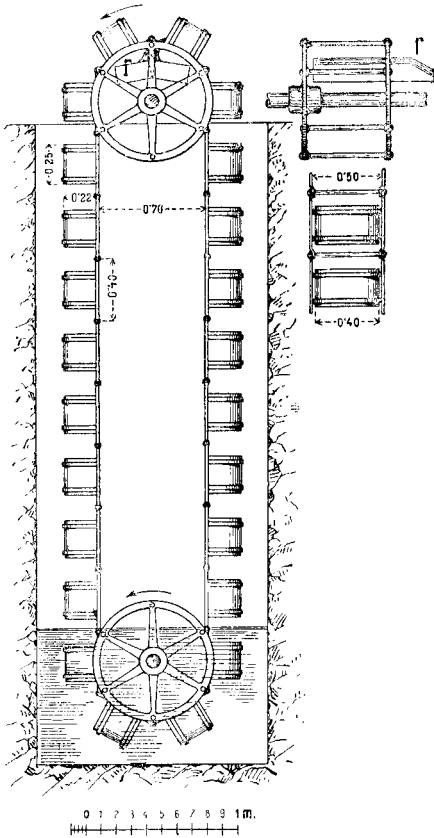
Łańcuch kubłów (r. 151) zwany z włoskiego noria, składa się z szeregu naczyń żelaznych lub drewnianych, które tworzą razem łańcuch bez końca, opierający się u góry i u dołu na bębnach. Kubły tworzą ogniwa łańcucha, albo też zawieszane są między dwoma łańcuchami na poprzecznych łącznikach.

Motor przyłożony do osi górnego bębna, wprawia łańcuch w ruch; łańcuch może mieć przytem położenie pionowe lub pochyle. Kubły schodzą na dół próżne, u dołu zaczerpują wodę i podnoszą się napełnione, a u góry wylewają wodę do podstawionej rynny. Przy pochylonym łańcuchu, część wznosząca

się musi być oparta na belkach, które nadają kubłom ruch spokojny: część opadająca wisi swobodnie.

Jedno z nowszych urządzeń pochyłego łańcucha przedstawia r. 151 wyjęty z Hartmanna. Łańcuchy *a* przeprowadzone są u góry przez dwa koła zazębiane według ogniów łańcucha, u dołu zaś przez koła gładkie. Pierwsze są stałe osadzone na osi *b*, poruszanej od ręki albo maszyną; drugie siedzą luźno na osi *c*. Łożyska kół spoczywają na belkach *d*, których kąt nachylenia zmienia się stosownie do wysokości wydzwigu. Kubły są wiszące; u góry opierają się o oś *b*, wskutek tego przechylają się, wypróżniają i przerzucają na przeciwną stronę tej osi. Kółka *e* podpierają łańcuch, przez co wstrzymują kołysanie jego i prowadzą go w jednej płaszczyźnie.

152.



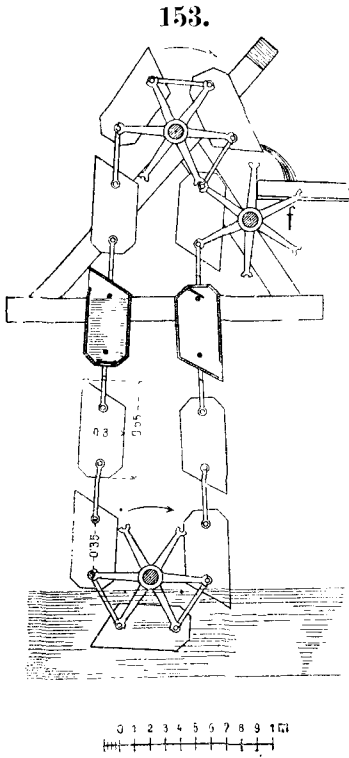
Rysunek 152 przedstawia łańcuch pionowy; długość jego musi być zastosowana do wysokości wydzwigu, co sprawia znacznie więcej zachu niż zmiana kąta nachylenia w poprzednim urządzeniu. Natomiast łańcuch pionowy zabiera daleko mniej miejsca niż pochyły; co jest ważne przy wykonaniu fundamentów. Dobre umieszczenie rynny odpływu przedstawia przy łańcuchu pionowym trudności. Jeżeli kubły są stale połączone z łańcuchem, i wypróżniać się mają wskutek przechylania się w najwyższym położeniu, natenczas rynna *r* jest równoległa do osi górnego bębna, i wsunięta wewnątrz odstępu między obiema częściami łańcucha r. 152. Wskutek tego symetryczne podparcie łańcucha z obu stron nie jest możliwe. Część jego leżąca po stronie rynny nie może się opierać na osi; a nadto musimy podnosić wodę znacznie wyżej niż wymagają warunki odpływu. Lepsze są kubły wiszące na łańcuchu, albowiem można je wypróżniać nim dojdą do szczytowego punktu łańcucha. W tym celu przytwierdzamy nad rynną drążek wchodzący

w drogę kubłów w ten sposób, że zaczepiają się o niego i przechylają w żądanej wysokości.

Rynna może też być ustawiona zewnątrz łańcucha, prostopadłe do osi roboczej; ale wtedy kubły schodząc pionowo na dół zaczepiałyby o rynnę. Zapobiega temu urządzenie według Gateau (r. 153) w którym dodaną jest oś *f*, a na niej osadzone szprychy dwóch kół bez wieńców. Szprychy są zakończone widełkami, które chwytają łańcuch i przesuwiają go w kierunku poziomym, o ile tego wymaga podsunęta rynna.

Kubły stale połączone z łańcuchem mają nadto tę wadę, że przy zanurzeniu dnem do góry, powietrze w nich zawarte wstrzymuje wstęp wody. Przeciw temu dodajemy w dnach kubłów klapki otwierające się na wewnątrz (r. 153).

Prędkość z jaką poruszamy łańcuch może być najwyżej 1 m. Przy większych bowiem prędkościach opieranie się łańcucha na kołach jest niedokładne; przytem powstają wahania, i część wody wylewa się z kubłów. Ten warunek sześcienia znacznie graniczy w których przyrząd może być używany. Drugą jego wadą jest znaczny ciężar własny, proporcjonalny do wysokości wydzwigu. Łańcuch kubłów wydaje 0,6 do 0,7 rzeczywistej pracy motora, a z powodów powyżej przytoczonych jest mało używany.



Śruba wodna (r. 154) (n. *Wasserschnecke*). Powierzchnia śrubowa trzy- lub czterokrotna, osadzona na silnym trzpieniu, zamknięta jest w powłoce walcowej stale z nią połączonej.

Przyrząd tworzy zatem długi walec z obu końców otwarty, który ustawiamy pochyło, zanurzając dolny koniec w wodę nieco więcej niż do osi. Skoro ten walec wprawimy w obrót niezbyt powolny, w toku odwrotnym od toku śruby, natenczas powierzchnie śrubowe zaczerpują wodę i podnoszą ją w kierunku osi walca.

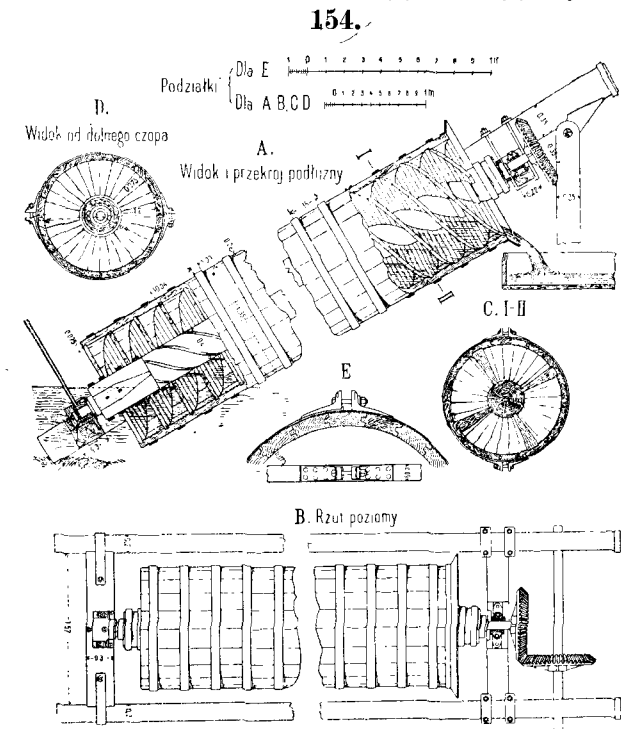
Jest to ulepszenie starożytnej śruby Archimedesowej, która była rurą zgiętą według linii śrubowej, a działała zupełnie tak samo. Jeżeli śruba jest wykonana z drzewa, natenczas deszczułki które ją składają, są wpuszczone około 2,5 cm w oś a 1

do 1,5 cm w płaszcz śruby; pomiędzy sobą są łączone kłami.

Łaty płaszcz są sosnowe, 4 do 5 cm grube, a około 10 cm szerokie; w odstępach co 60 cm ściągnięte żelaznymi obręczami. W miarę potrzeby można je nadto uszczelnić konopiami lub piłnią.

W żelaznej śrubie oś może być blaszana lub lana. Na blaszanej osi przynitowana jest kątówka kształtu linii śrubowej; do niej zaś przynitowane blachy składające powierzchnię śrubową, wycinane według jednego wzoru i łączone nitami.

Oś lana ma wystające żebro kształtu linii śrubowej, do którego blachy powyższe są



przyśrubowane. Na takiej śrubie może być osadzony płaszcz drewniany lub blaszany.

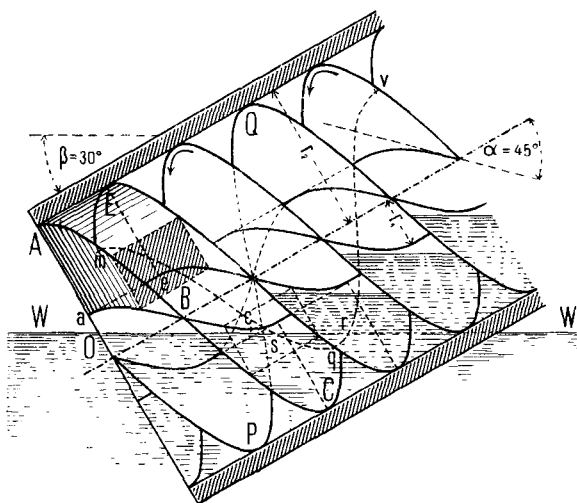
Śruby wielkich rozmiarów są zwykle żelazne jako trwalsze od drewnianych i łatwiej zachowujące szczelność. Mniejsze natomiast bywają drewniane, jako tańsze i łatwiej pozwalające na wymianę części wadliwych.

Oś śruby jest silnie obciążona ciężarem własnym przyrzędu, oraz ciężarem wody; zamiast nadawać jej bardzo silne wymiary, lepiej oprzeć płaszcz na kółkach. Również można podzielić wysokość wydzwigu na dwie części i użyć dwóch śrub zamiast jednej tak, żeby dolna wylewała wodę do małego zbiornika, z którego czerpie górna śruba. Tego środka używano z korzyścią przy śrubie holenderskiej poniżej opisanej.

Śruba wodna używana bywa do wydzwigu najwyżej 5 m; a największe okazy widzieć można przy stałych urządzeniach dla osuszeń, gdzie średnice dochodzą do 1,75 m, a długości do 10 m.

Według teorii Kröhnkiego, oznaczając promień osi przez  $r_1$  a promień płaszczu przez  $r_2$ , (r. 155) należy obierać  $r_2 = 3r_1$ , a kąt nachylenia stycznej linii śrubowej do tworzącej walca o promieniu  $r_1$  ma być  $\alpha = 45^\circ$ .

155.



Najkorzystniejszy kąt nachylenia osi do poziomu jest  $\beta = 30^\circ$ , a nadto dla dobrego działania powinien być zachowany warunek

$$\alpha + \beta \leq 90^\circ.$$

Śruba wielokrotna czerpie prędzej niż pojedyncza, ponieważ każda powierzchnia śrubowa czerpie osobno. Objętość zaczerpnięta zależy od wymiarów śruby, i od zanurzenia jej w wodę. Rys. 155 przedstawia przyrząd w najkorzystniejszym zanurzeniu. Śruba OPQ zaczerpnęła właśnie całą możliwą objętość, a przy dalszym

obrocie według strzałek, będzie ją odtąd podnosić. Punkt P jest najniższym punktem kanału w którym woda wypełnia część leżącą poniżej punktu C na trzpieniu. Podczas obrotu śruby w toku strzałek, punkty C i P posuwają się w górę; woda zatem zajmująca zawsze najniższą część kanału śrubowego, jest również podnoszona, bo już przy małej prędkości obrotu, opór przeciw wypłynięciu wody ze śruby, jest większy od oporu przeciw wznoszeniu się jej po powierzchni skrętów.

Poziom wody WW nie dosięga punktu c, który jest najniższym punktem śladu następnej śruby ABC na trzpieniu. Wskutek tego, pozostaje nad wodą w pobliżu punktu c mały otwór, pozwalający na swobodny przepływ powietrza ponad wodą. W przeciwnym bowiem razie, t. j. gdyby punkt c był zanurzony w wodzie, powietrze zawarte wewnątrz skrętów śruby byłoby od zewnętrznego oddzielone wodą, i mogłoby być chwilowo ścieśnione. Stąd powstawałyby oscylacje i niespokojny ruch wody; a zatem opory zmniejszające wydajność przyrzędu.

Powyższy warunek określa granicę wielokrotności śruby. Kröhnke znajduje, że dla  $\alpha = 45^\circ$ ,  $\beta = 30^\circ$ ,  $r_2 = 3r_1$ ; gdy  $r_2$  wynosi od 0,1 do 1,17 m, śruba po-

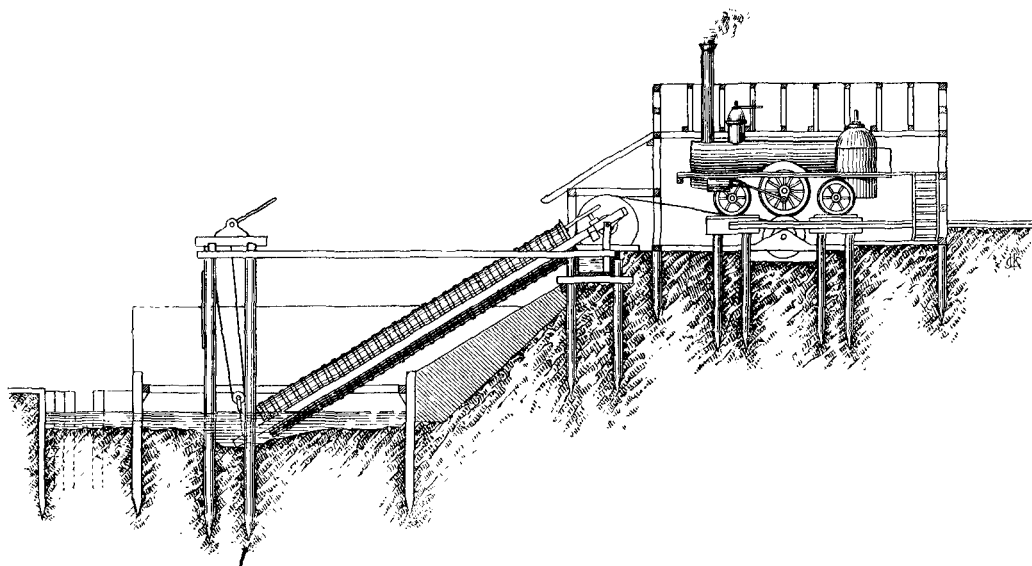
\*) Deutsche Bauzeitung 1876 s. 377 i 386.

winna być 4-krotna; gdy  $r_2 > 1,17$  śruba ma być pięciokrotna. Przy powyższych założeniach, objętość wody zaczerpnięta przy jednym obrocie, wynosi dla śruby 4-krotnej  $Q=2,0048 r_2^3$ , dla śruby 5-krotnej  $Q=2,1084 r_2^3$ .

Przy obrachowaniu tych wartości Kröhnke uważał skręty śruby jako kanały o przekroju prostokątnym  $AEea$  (r. 155). Środki ciężkości wszystkich przekroi leżą na linii śrubowej  $msqv$ , z której część  $sqr$  jest zanurzona w wodzie. Długość  $sqr$  najłatwiej znaleźć z rysunku rozwinięcia; a mnożąc ją przez powierzchnię prostokąta  $AEea$  otrzymamy objętość wody zaczerpniętą przez jeden kanał. Mnożąc następnie tę objętość przez liczbę skrętów śruby, otrzymamy  $Q$ .

Objętość wody zaczerpnięta na sekundę, zależy od szybkości obrotu. Spostrzeżenia wykazały, że największa prędkość obwodowa płaszczka, praktycznie możliwa, wynosi około  $2,2 m$ ; przy większej prędkości, cząstki wody przylega-

156.



jące do płaszczka są porywane ponad poziom wody wewnątrz śruby, następnie spadają na powierzchnię wody, i uderzając o nią, wyrzucają część wody na zewnątrz. W ten sposób powstaje niespokojny ruch i pożyteczna praca zmniejsza się. Według powyższego otrzymuje Kröhnke, że najkorzystniejsza liczba obrotów na minutę, jest:

$$n = \frac{21}{r_2}$$

a objętość zaczerpniętej wody wynosi na minutę:

dla śruby czterokrotnej .  $M=0,70 r_2^2$   
 „ „ pięciokrotnej .  $M=0,74 r_2^2$ .

Doświadczenia okazały, że śruba wodna wykonana według powyższych zasad, daje 0,88 do 0,89 rzeczywistej pracy motora.

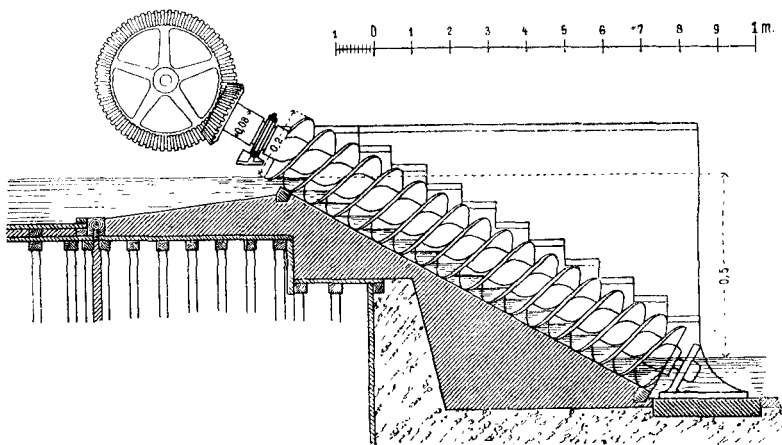
Przyjmując dla pewności wydatek 0,84, wyrachował Kröhnke dla czterokrotnych śrub tabelę, której skrócenie załączam.

Średnica śruby . . . . .	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2
Ilość obrotów na na 1 min. . . . .	105	70	52	42	35	30	26	23	21	19
Objętość wody $m^3/s$ . . . . .	0,028	0,063	0,112	0,175	0,253	0,344	0,449	0,568	0,702	0,849
Ilość koni masz. na 1 m wydzwigu . . . . .	0,44	1,00	1,78	2,78	4,00	5,46	7,13	9,00	11,15	13,48

Powyższe liczby odnoszą się do najkorzystniejszego zanurzenia śruby, które opisałem powyżej; a ponieważ przy rozpoczęciu pompowania stan wody wewnątrz fundamentu zmienia się, więc praktycznie jest zawiesić dolny koniec śruby na rusztowaniu, ażeby go można podnosić i spuszczać w miarę potrzeby (r. 156).

Holenderska śruba wodna (r. 157, 158) powstaje z powyższej przez odrzucenie płaszczka. Sama śruba porusza się w korycie o przekroju półkolistym

157.

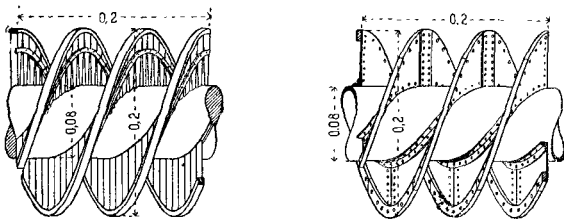


z grą około 5 mm.

Pochylenie osi bywa jak przedtem 30°; nachylenie gwintu na powierzchni trzpienia 70–75°, na obwodzie śruby 35°.

Przyrząd pracuje korzystnie przy małych wysokościach wydzwigu, t. j. przy małych długo-

158.



ściach trzpienia śruby. Im dłuższy trzpień, tem się mocniej wygina, tem większej gry wymaga pomiędzy śrubą i korytem; przez co procent uciekającej wody wzrasta. Aby tego uniknąć, dzielono wysokości większe od 4 m na dwie części i ustawiano dwie śruby

jedną nad drugą. Dolna śruba wylewała wodę do małego zbiornika, z którego czerpała górna śruba. W ten sposób osiągnięto dobre wyniki przy budowie morskiego kanału północno-wschodniego (Br. Ergänz.).

Objętość wody uchodzącej przez szparę jest proporcjonalna do obwodu, a więc do średnicy śruby. Objętość zaś wody zaczerpniętej jest proporcjonalna do przekroju, a więc do kwadratu ze średnicy. Przy jednakowej zatem szerokości szpary, praca pożyteczna będzie tem większa, im większą przyjmiemy średnicę śruby.

## Pompy centryfugalne albo wirowe

n. *Centrifugalpumpen, Kreiselpumpen, f. pompes centrifuges.*

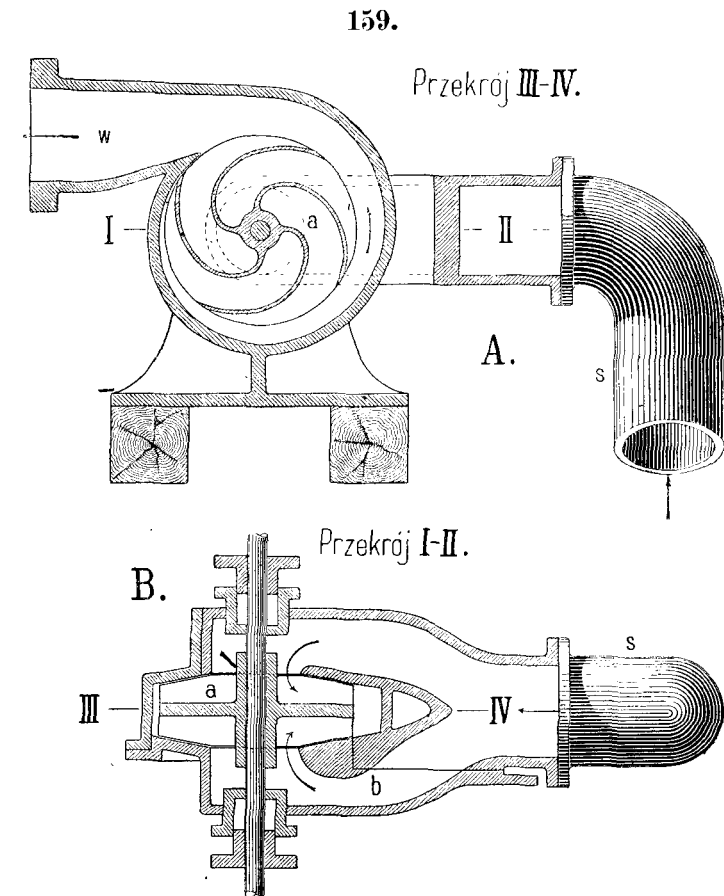
Koło z łopatkami, poruszane zwykle maszyną parową, i szybko wirujące, przenosi siłę żywą na wodę w niem zamkniętą. Siła ta musi być tak wielka, żeby wystarczyła do podniesienia wody na żadaną wysokość, i do pokonania powstających przytem oporów.

Koło powyższe działa odwrotnie od turbiny; idąc zatem za przykładem innych, będę je nazywał dla skrócenia turbiną.

W komórkach turbiny *a* (r. 159), pod wpływem siły odśrodkowej, porusza się woda od środka ku obwodowi; wchodzi przytem przez rurę *s* w kie-

runku osi, a wypływa przez rurę tłoczącą w kierunku stycznej. Oś turbiny przechodzi za pomocą dławika przez ścianę obudowy. Na niej osadzone jest koło na pas do motora. Rura *s* jest zakrzywiona na dół (r. 160), jeżeli pompa ma jednocześnie ssać i tłoczyć.

Skoro obrót turbiny jest dosyć szybki, a wewnątrz niema wody, siła odśrodkowa rozrzedza powietrze w rurze ssącej, a następnie ssie wodę. Wygodniej jest jednak naprzód napełnić wodą turbinę i rurę ssącą. W tym celu jest zwykle w obudowie turbiny odpowiedni otwór zamknięty śrubą, albo połączony rurą i kurkiem z ejektorem parowym.



U spodu rury ssącej potrzebny jest wentyl (r. 161), oraz koszyk drewniany jak przy innych pompach. Przy większych wysokościach tłoczenia, jest nadto potrzebny wentyl w rurze tłoczącej, ażeby wstrzymywał uderzenie tłoczonego słupa, i zapobiegał wypróżnieniu rury, w razie zatrzymania pompy.

Wysokość ssania może być tak wielka jak przy pompach tłokowych; zwykle jednak nie przekraczamy 6 m.

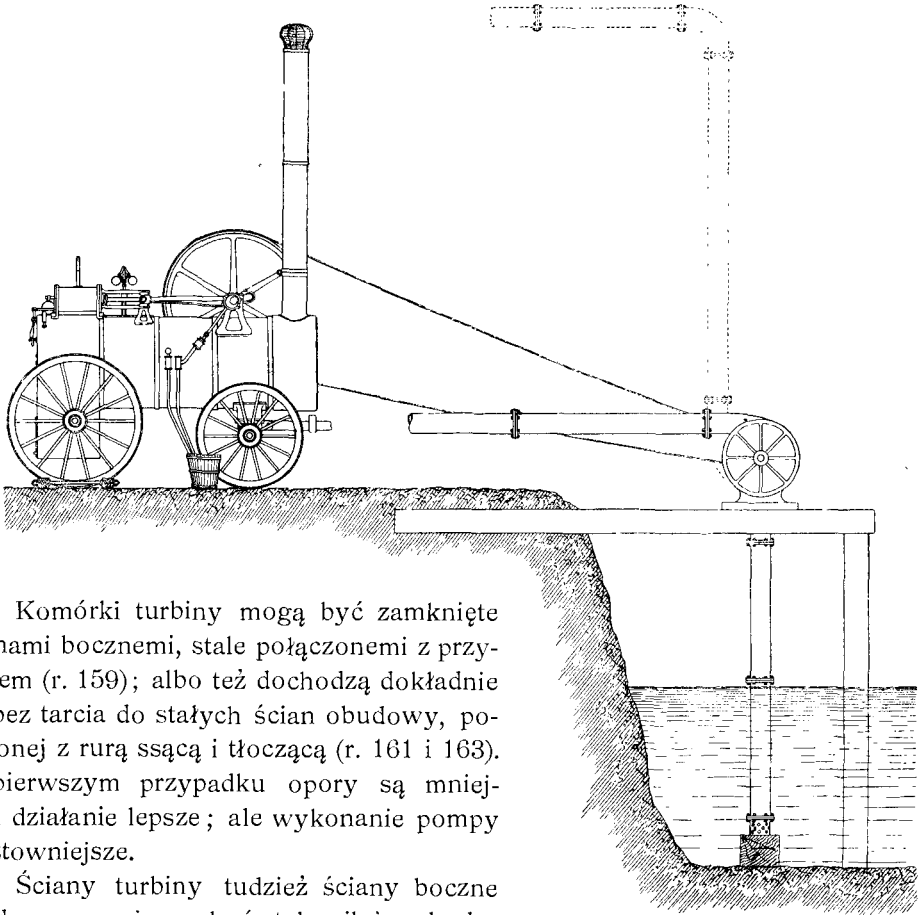
Oś turbiny może być pozioma, jak przy powyższych przykładach, lub też pionowa jak na r. 162 i 163. Pompy o osi pionowej mają tę ważną praktyczną zaletę, że turbinka może być ustawiona z łatwością pod najniższym stanem wody;



a wtedy ssanie jest zupełnie usunięte, i pompa działa tylko tłoczaco. Jest to bardzo pożądané w tych przypadkach, gdy pompa ma pracować z częstymi przerwami; wszelako pompy o osi poziomej są więcej używane, bo łatwiej zastosować je do rozmaitych wysokości wydzwigu.

Większe pompy o osi poziomej, mają zwykle dwustronny wstęp wody (r. 159). Turbina *a* jest wtedy tarczą z komórkami z obu stron; obustronne zatem ciśnienia hydrauliczne znoszą się. Gdy oś jest pionowa, wstęp wody może być tylko jednostronny t. j. od spodu.

160.



Komórki turbiny mogą być zamknięte ścianami bocznymi, stale połączonymi z przyrządem (r. 159); albo też dochodzą dokładnie ale bez tarcia do stałych ścian obudowy, połączonej z rurą ssącą i tłoczącą (r. 161 i 163). W pierwszym przypadku opory są mniejsze i działanie lepsze; ale wykonanie pompy kosztowniejsze.

Ściany turbiny tudzież ściany boczne obudowy powinny być tak silnie zbudowane, żeby wytrzymały ciśnienie tłoczonego słupa wody.

Turbina może mieć szerokość stałą (r. 161) lub zmniejszającą się ku obwodowi (r. 159, 163). W pierwszym przypadku, składowa prędkość wody w kierunku promienia, zmniejsza się ku obwodowi w stosunku odwrotnym do promienia. W drugim, przy odpowiednich stosunkach zmiany szerokości, może ta składowa być stałą.

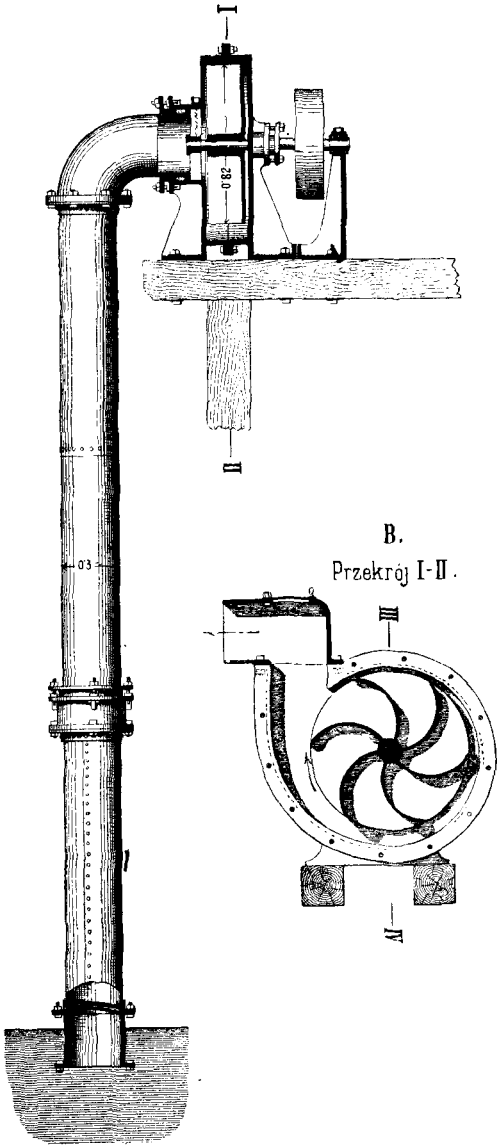
Krzywizna łopatek jest zwykle wypukłością zwrócona w stronę ruchu wody, i wykonana według spiralnej Archimedesza. Jednakże teoretyczne względy zalecają łopatki odwrotnie zakrzywione (Ht).

Turbina o osi poziomej bywa niekiedy otoczona stałym wieńcem krzy-

wych komórek, jak *B* na r. 164, których krzywizna odpowiada kierunkom nici wody wychodzących z turbiny. Jest to korzystne dla większych wysokości tłoczenia, i używany bywa ten środek dla większych pomp. Przy pompach o osi

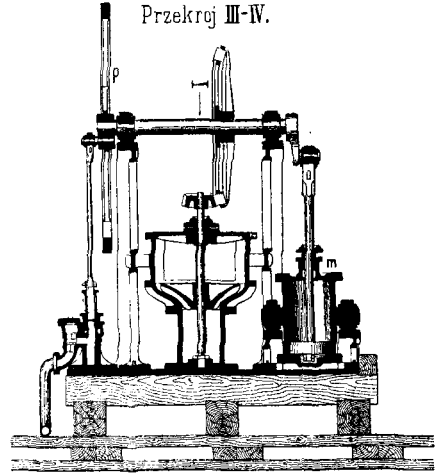
161.

A.  
Przekrój III-IV.



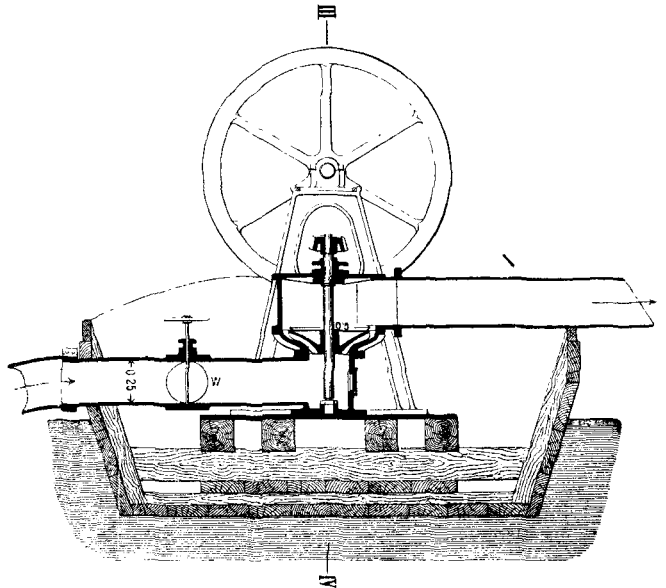
162.

A.  
Przekrój III-IV.



Liczba obrotów 220 na 1min  
Wysokosc ssania 4 m

B.  
Przekrój I-II.

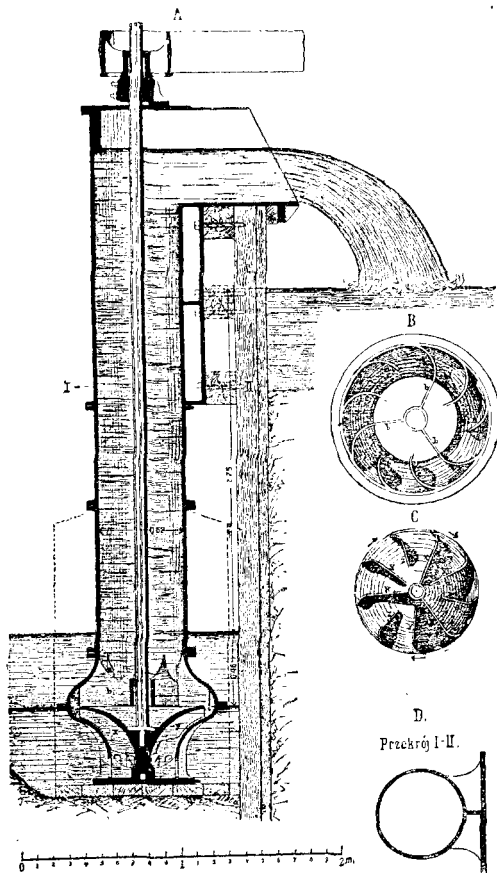


pionowej (r. 163), znajduje się taki system komórek powyżej turbiny; rzut *B* przedstawia te komórki, *C* jest rzut turbiny.

Pompy centryfugalne wymagają w ogóle bardzo szybkiego obrotu; a według podanych w dalszym ciągu tabeli *A* i *B*, potrzebna liczba obrotów na mi-

nutę wzrasta według pierwiastku kwadratowego z wysokości podnoszenia wody. Według tabeli *B* przy 30 *m* wysokości, potrzebują małe pompy około 2000

163.

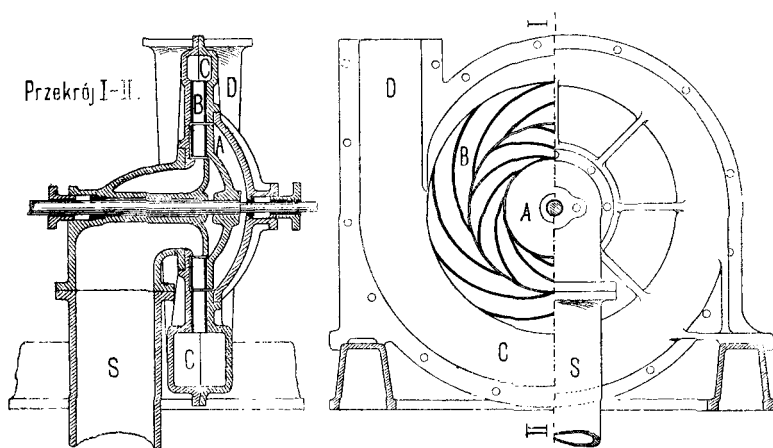


obrotów duże około 600 obrotów na minutę. Ta właściwość jest uciążliwa; przytem wielka siła odśrodkowa szkodzi dobremu przyleganiu pasa do koła pasowego. Prędkość pasa nie powinna przekraczać 10 *m*, szerokość pasa należy zachować ściśle według przepisu fabryki dostarczającej pompę.

Ażeby zmniejszyć szybkość obrotu, sprzęgano kilka turbinek bądź to na jednej osi, bądź też w ten sposób, że rura tłocząca dolnej turbiny, była rurą ssącą bezpośrednio wyższej. R. 165 przedstawia cztery turbinki sprzęgnięte na jednej osi. *S* jest rura ssąca, *D* rura tłocząca; łopatki jednostronne są 1 *cm* grube, 2,2 *cm* wysokie, tarcza 1,3 *cm* gruba. *I* są żebra wstrzymujące obrót cieczy znajdującej się w obudowie na zewnątrz turbiny. Przy takim urządzeniu, osiągamy rzeczywiście tę samą wysokość tłoczenia, mniejszą liczbą obrotów niż przy pompie pojedynczej; wszelako co do ekonomii pracy, zdania są podzielone. W Niemczech zarzucono ten sposób; Hartmann podaje (s. 474) że opory są tutaj większe niż przy pompie pojedynczej, i radzi uży-

wać pomp centryfugalnych tylko do 30 *m* wysokości; do większych zaś zaleca pompy tłokowe. Berthot natomiast (s. 133) wspomina, że według doświadczeń Durand-Claya, sprzężone pompy dają większą pracę pożyteczną niż pojedyncze.

164.



Z powyższego wynika, że pompy centryfugalne są najwłaściwsze wtedy, gdy trzeba podnosić wielką objętość wody na małą wysokość. Zwykle maximum



**B) Pompy patentowane o wolniejszym biegu, według tegoż katalogu co poprzednie s. 95.**

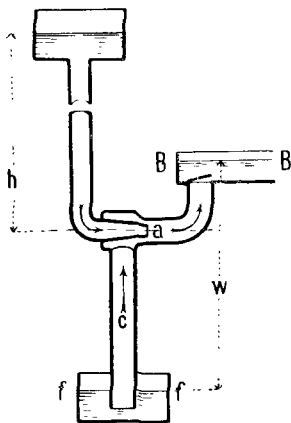
N. pompy	1	2	4	6	8	10	12
Obj. wody na 1 min. w litrach . . . . .	150	300	1200	2800	5000	17000	25000
Cena kompletnej pompy (1896) kor. . . . .	250	360	570	1010	1950	3890	8200
Koło do pasa:							
średnica <i>mm</i> . . . . .	105	130	210	350	500	1000	1500
szerokość <i>mm</i> . . . . .	65	90	120	185	260	370	600
Licz. obr. na 1 min. na wys. dźwigniania 2,5 <i>m</i> . . . . .	700	570	420	290	220	190	140
15 „ . . . . .	1430	1160	860	590	450	390	290
30 „ . . . . .	1960	1590	1180	815	620	—	—

**Pompy prądowe**

(n. *Wasserstrahlpumpen*).

Przy fundowaniu szluz, jazów i innych budowli przeznaczonych dla robót wodnych, mamy często do rozporządzenia spadek i wodę odpływającą bez pożytku. Pracę mechaniczną zawartą w takiej wodzie, podobnie jak pracę zawartą w wodzie płynącej pod ciśnieniem wodociągu, możemy zużyć do podnoszenia większej od niej objętości wody na mniejszą wysokość; albo też mniejszej objętości na większą wysokość.

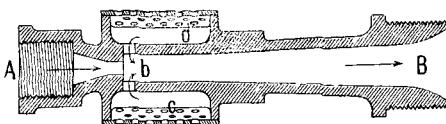
166.



Dla robót przy fundacjach ważny jest tylko pierwszy rodzaj pomp prądowych; albowiem one tylko mogą jednocześnie ssać i tłoczyć, czego wymagają zwykle miejscowe warunki. Główną ich zaletą jest, że gdy raz są dobrze złożone, nie wymagają żadnych starań ani kosztów utrzymania.

Rys. 166 przedstawia ogólny szkic takiego urządzenia. Woda robocza spada z wysokości *h* w rurze pionowej poziomo zagiętej, i na końcu zwężonej. Przy wylocie *a* wychodzi woda z wielką prędkością; ten prąd ssie powietrze z rury *c*, wskutek czego woda zewnętrzna z poziomu *ff* podnosi się w rurze *c* do wylotu *a*, gdzie zostaje porwana i wypchnięta wraz z wodą roboczą do poziomu *BB*. W dalszym ciągu poznamy bliżej szczegóły urządzenia przy wylocie *a* rury spadkowej.

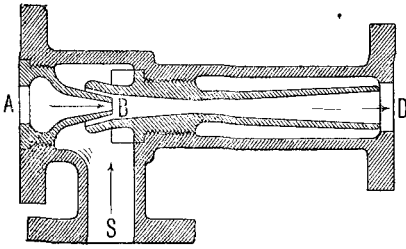
167.



Pompa Körtzinga w Hanowerze (r. 167). Wodociąg roboczy łączy się z pompą przy *A* na gwint śrubowy. Woda robocza wychodzi przez wylot pod ciśnieniem, porywa ze sobą wodę zewnętrzną wstępującą do koła przez otwory *b*, i pędzi ją do rury tłoczącej przy *B* (Ht.).

Przyrząd może być wprost zanurzony w wodę którą ma podnosić; a wtedy wstępuje ona przez sito *c*. Jeżeli zaś pompa ma działać ssąco, natenczas rura *d* ma pełną ścianę i do niej przytwierdza się rurę ssącą, zaopatrzoną u spodu w gęsty druciany koszyk. W ten sposób można ssąć do 3 m wysoko. Wymieniona powyżej firma wykonywa cztery różne wielkości takich pomp, na objętości wody od 1—10 m<sup>3</sup> na godzinę, czyli od 0,3 do 3 lt na sekundę.

168.



Dla stałych natomiast urządzeń przeznaczonych do celów przemysłu, wykonywa tażsama firma pompy według r. 168, w których wylot

mosiężny jest osadzony w oprawie żelaznej. Według dokonanych spostrzeżeń i odnośnie do r. 166 dla

$$\frac{h}{w} = 2 \quad 3 \quad 4 \quad 6 \quad 9 \quad 12,5 \quad 20 \quad 30 \quad 50 \quad 75 \quad 100$$

pompy te podnoszą na 1 litr wody roboczej,

0,3 0,7 1,0 1,4 2,0 2,5 3,3 4,4 6,0 7,5 9 litrów;

wydają one zatem

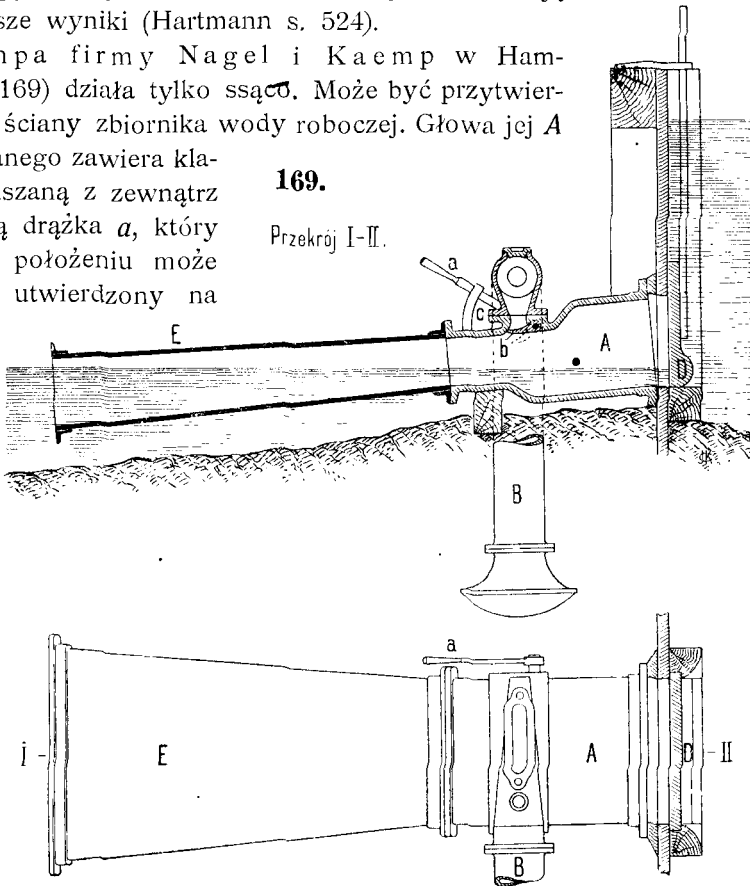
0,15 0,23 0,25 0,23 0,21 0,20 0,16 0,15 0,12 0,10 0,09 pracy zużytej.

Pompy takiego ustroju jak wskazuje r. 168 dają nieco gorsze wyniki (Hartmann s. 524).

Pompa firmy Nagel i Kaemp w Hamburgu (r. 169) działa tylko ssąco. Może być przytwierdzona do ściany zbiornika wody roboczej. Głowa jej *A* z żelaza lanego zawiera kłapę *b*, poruszaną z zewnątrz za pomocą drążka *a*, który w każdym położeniu może być stale utwierdzony na

169.

Przekrój I-II.

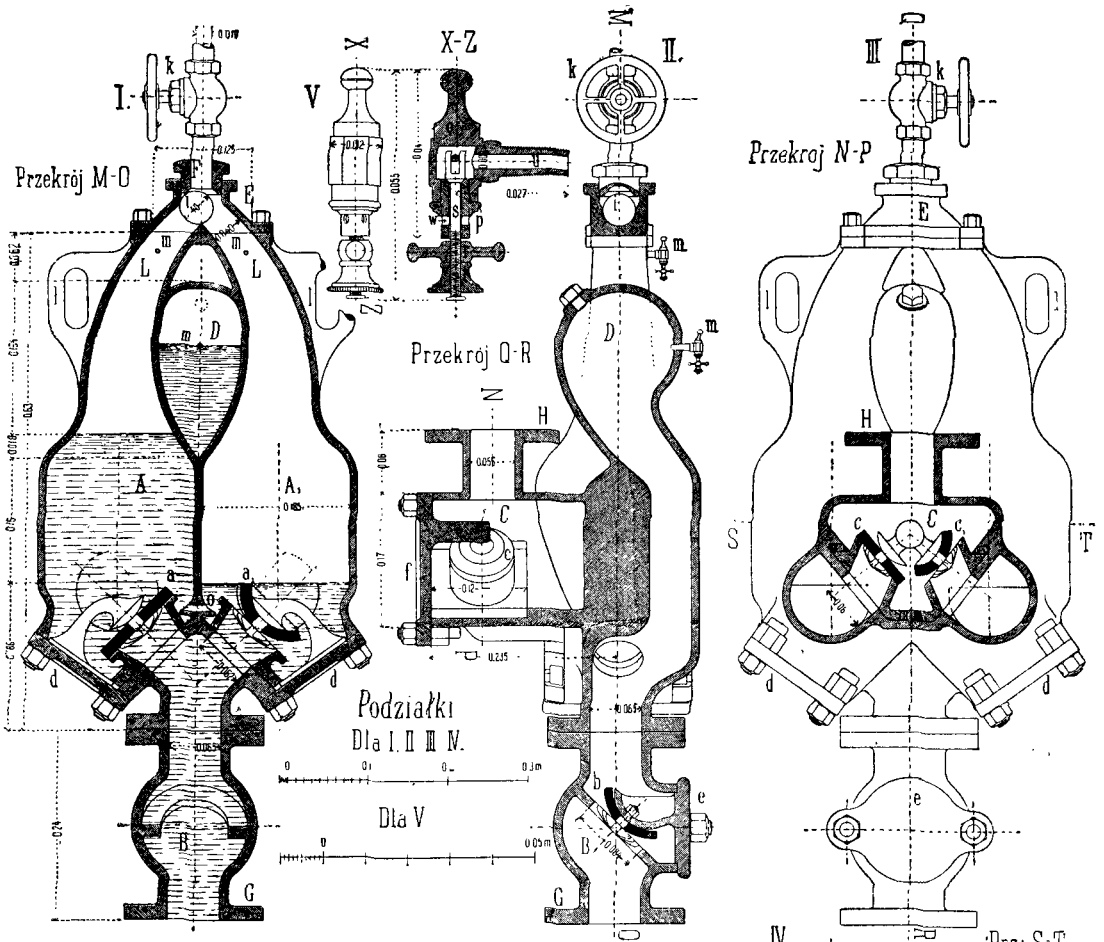


kierownicy łukowej *c*. Nad tą kłapą zaczyna się rura ssąca *B*, spuszczone na spód fundamentu i zakończona drucianym koszem.

Kłapa *b* reguluje dopływ wody ssanej, zaś stawidło *D* dopływ wody roboczej.

Lejkowaty kanał odpływu *E*, bywa zwykle wykonany z blachy i kąteków; przy większych rozmiarach wymaga on usztywnienia za pomocą pionowych podłużnych ścian przedziałowych. Ta część może być jednak wykonana z dowolnego materiału; tylko głowa *A* musi być żelazna.

170.



### Pulsometr.

W tym przyrządzie, para o odpowiednim ciśnieniu, wprowadzona do naczynia zamkniętego zawierającego wodę, działa wprost na jej powierzchnię i wypycha ją do rury tłoczącej. Następnie wskutek rozszerzenia i oziębnienia, para się skrapla i tworzy próżnię, która wsysa wodę z rury ssącej. Na tej zasadzie, a przy pomocy odpowiedniej kombinacji wentylów i przewodów, odbywa się pompowanie wody.

Pulsometr wynaleziony został w r. 1869 przez amerykańнина Halla; ale już przedtem w r. 1702 Savery\*) zastosował tę samą zasadę do ustroju pompy o bezpośrednim działaniu pary.

\*) Berthot str. 162.

Od czasu wynalezienia powstało bardzo dużo odmian pulsometru. Najwięcej zbliżone do pierwotnego urządzenia są wyroby firmy Neuhaus i Spółka w Berlinie. Według tych pulsometr (r. 170) składa się z dwóch komórek pompujących  $A$  i  $A_1$ , z komórki ssącej  $B$  i z bani ssącej  $D$ . Wszystkie te części są połączone w jednym odlewie, który u spodu zawiera nadto dwa wentyle ssące  $a$ .

W drugiej części osobno odlanej, znajduje się wentyl podstawowy  $b$ ; a w trzeciej komórka tłocząca  $C$  i dwa wentyle tłoczące  $c$ .

Powyższe wentyle składają się z płyt gumowych; przystęp do nich dają pokrywy  $d$ ,  $e$  i  $f$ . Wążkie szyje  $L$  komórek pompujących  $A$ , schodzą się w osobno odlanej głowie  $E$ , zawierającej kulę  $i$ . Ta kula spoczywa na siodełku mającym tylko parę milimetrów szerokości; a przesuwał się po niem, zamyka zawsze jedną lub drugą komórkę.

Z góry wchodzi do głowy  $E$  przewód pary  $F$ , zamykany wentylem  $k$ . Przy  $G$  i  $H$  widzimy kołnierze dla przymocowania rury ssącej i tłoczącej; zaś  $I$  są uszy służące do zawieszenia pulsometru.

Przyrząd działa w następujący sposób: kula  $i$  będąc w spoczynku, zamyka zawsze jedną z komórek; a więc do drugiej otwarty jest wstęp pary. Jeżeli otwarta komora  $A_1$  jest napełniona wodą, natenczas po otworzeniu wentyla  $k$ , para wchodząc do  $A_1$  wypycha wodę przez  $C$  do rury tłoczącej przy  $H$ . Wentyl  $a_1$  będzie przytem zamknięty.

To działanie tłoczące pary trwać będzie aż do chwili, w której powierzchnia wody zniży się do szczytu otworu przed wentylem  $c_1$ ; ten stan wody widzimy na rysunku. Od tej chwili część wody wtłoczonej do  $C$  i  $H$  spada napowrót, miesza się z parą i skrapla ją. Wskutek tego wentyl  $c_1$  zamyka się, ciśnienie w  $A_1$  nagle się zmniejsza, a gdy się stanie mniejsze niż w  $A$ , wtedy kula  $i$  przerzuca się i zamyka komorę  $A_1$ .

W zamkniętej komorze  $A_1$  powinno teraz powstać ciśnienie o tyle mniejsze od atmosferycznego, żeby możliwem było wessanie świeżej wody przez wentyl  $a_1$ . Tymczasem zaś odbywa się w komorze  $A$  opisane powyżej tłoczące działanie pary, a następnie wskutek skroplenia jej powstaje tam próżnia; poczem kula  $i$  zamyka znowu komorę  $A$ . W ten sposób odbyło się jedno podwójne uderzenie pulsometru; poczem dalsze uderzenia następują bez przerwy.

Liczba uderzeń na minutę bywa bardzo rozmaita; zwykle pomiędzy 20 i 130. Wzrasta ona wraz z ciśnieniem pary, a zmniejsza się wobec nadmiaru jej. Największe liczby uderzeń odpowiadają najmniejszym wysokościami ssania i tłoczenia.

Najkorzystniejsza liczba uderzeń, czyli odpowiadająca największej objętości podnoszonej wody, może być oznaczona w każdym przypadku tylko przez próby. Liczba zaś uderzeń, odpowiadająca największej pracy pożytecznej na 1 kg zużytej pary, jest zwykle mniejsza od poprzedniej.

Uderzenia kuli  $i$  są łagodzone przez banię  $D$  i przez wpuszczenie do  $A$  małej objętości powietrza. Do tego służą wentyle  $m$ , przez które powietrze może wstąpić do wnętrza, skoro tam ciśnienie jest mniejsze od atmosferycznego; gdy zaś ciśnienie wewnętrzne wzrasta, wentyle zamykają się samoczynnie. Powietrze znajdujące się ponad wstępującą do komory wodą, stanowi dla niej elastyczną poduszkę. Woda najprzód zgęszcza powietrze, a następnie odrzuca kulę prawie bez żadnego uderzenia.

Przez wpuszczenie powietrza osłabiamy wprawdzie siłę ssącą, ale przedłużamy zarazem peryod ssania, tak jak przez zmniejszenie dopływu pary, prze-



dłużamy w drugiej komorze peryod tłoczenia. Dla dobrego działania pulsometru, czas trwania obu działań powinien być jednakowy, i to osiągnąć można przez dobre ustawienie wentyli.

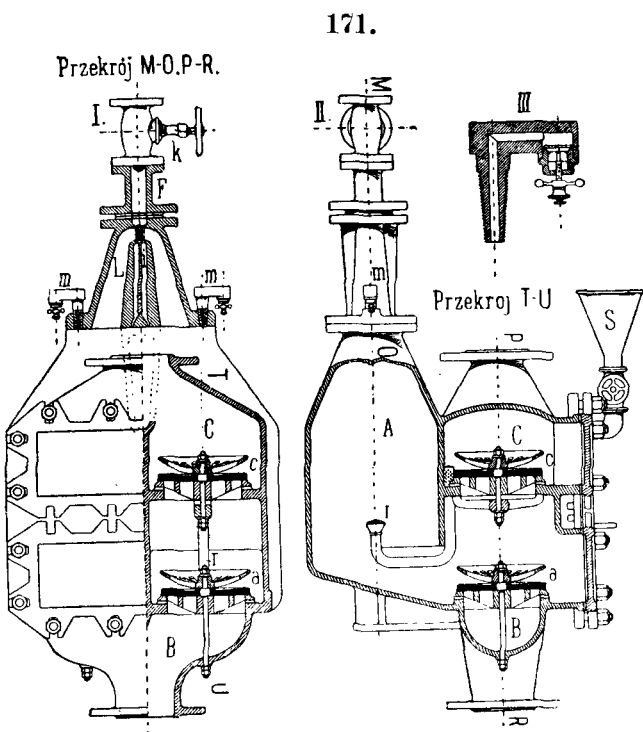
Wentyl pary *k* otwiera się zwykle na  $\frac{1}{4}$  do  $\frac{3}{4}$  jednego obrotu korby. Wentyle powietrza mają grę na 2—3 *mm* przy małych wysokościach ssania, zaś na  $\frac{1}{2}$  do 1 *mm* przy ssaniu na 4 do 6 *m*.

Wreszcie, wpuszczanie powietrza zapobiega przedwczesnemu skropleniu pary podczas peryodu tłoczenia. Powietrze tworzy pomiędzy parą a wodą warstwę źle przewodzącą ciepło, i skraplanie pary podczas peryodu tłoczenia jest prawie zupełnie usunięte. W końcu tego peryodu uchodzi to powietrze do rury tłoczącej; przy następnem uderzeniu potrzeba zatem nowej objętości powietrza.

Zgodnie z powyższem zauważyć można podczas dłuższego działania pulsometru, że bania *D* jest chłodna; zaś szyje *E* są u góry gorące, u spodu chłodne.

Po ukończonem tłoczeniu powinna się para jak najdokładniej skroplić. W tym celu wstrzykuje się zimną wodę bądź to z drugiej komory *A*, bądź też z komory tłoczącej *C*.

Hall dodał w tym celu w późniejszych okazach parę małych otworów *o*, u spodu w ścianie przedziałowej pomiędzy *A* i *A*<sub>1</sub>; Neuhaus umieścił takie otwory także w ścianie pomiędzy *A* i *C*. Mają one około 6 *mm* szerokości. Woda wytryska przez nie w jednym lub drugim kierunku, stosownie do stosunku ciśnień po obu stronach. Przy innych pulsometrach są w tym celu osobne rurki zakończone sitkami.



Objętość wody podniesiona na minutę i na daną wysokość, zależy od wymiarów i szczegółów urządzenia pulsometru, od ciśnienia pary, oraz od stosunku wysokości ssania do wysokości tłoczenia.

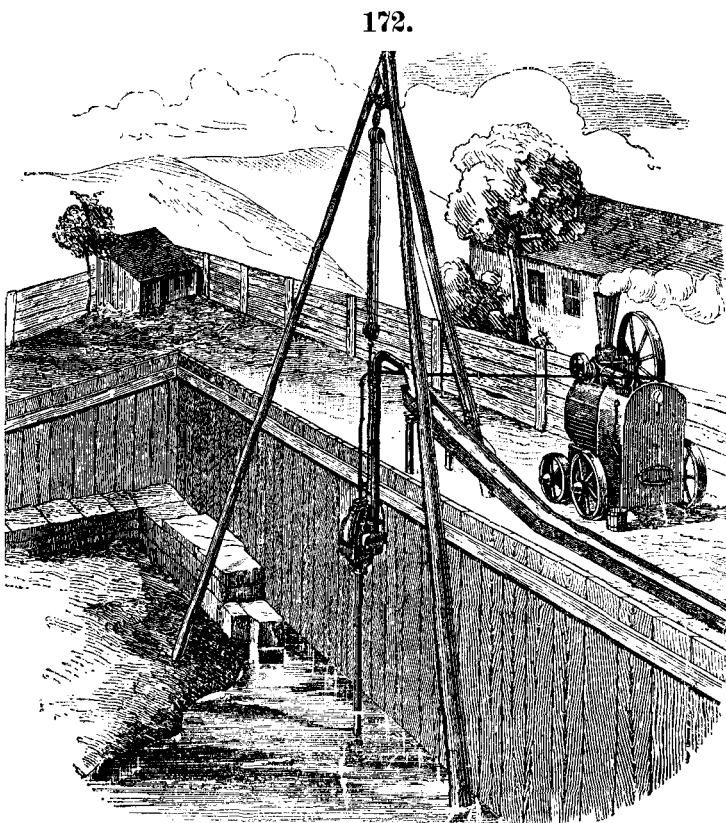
Przy podnoszeniu wody zimnej i małej długości rur ssących, można osiągnąć do 8 *m* wysokości ssania; wszelako praktyczniej jest używać mniejszej wysokości, mianowicie 3 do 4 *m*, a resztę przeznaczyć na tłoczenie; wtedy bowiem praca pożyteczna zbliża się do możliwego maximum.

Możliwa wysokość tłoczenia zależy od prężności pary. Dochodzi ona zwykle 30 do 40 *m*, niekiedy do 50 *m*. Firma C. Eichler w Wiedniu, ustawiła w Styryi 5 pulsometrów jeden nad drugim, które razem podnoszą wodę na 150 *m* wysoko. Neuhaus wyrabia pulsometry na 15 rozmaitych wielkości, które wyciągają 0,06 do 10 *m*<sup>3</sup> na minutę do 15 *m* wysokości.

Prężność pary wstępującej do komór *A*, powinna przewyższać wysokość

tłoczenia powiększoną o ciśnienie powietrza, przynajmniej o  $\frac{1}{2}$  atmosfery; ale lepiej o  $\frac{3}{4}$  do 1 atmosfery.

Pulsometr Körtinga w Hanowerze (pierwotnie system Ulricha), różni się od poprzedniego głównie odmiennym sposobem prowadzenia pary (r. 171).



Zamiast kuli używa on wysokiej klapki i podpartej na dolnym brzegu, której górny brzeg przy zmianach położenia, porusza się o parę milimetrów. Bania powietrza jest opuszczona. Do wstrzykiwania wody służą rurki *r*, łączące komory *A* i *A*<sub>1</sub>, zakończone sitkami. Körtling wyrabia 11 wielkości pulsometrów, w granicach podobnych jak poprzednie.

Hausmann w Magdeburgu prowadzi parę za pomocą dwustronnego wentyla, połączonego stale z dwoma tłoczkami.

C. Eichler w Wiedniu i Berlinie prowa-

dzi parę za pomocą klapki wiszącej, inne zaś szczegóły wykonywa podobnie jak Neuhaus. Więcej szczegółów i odmian pulsometrów, oraz teoryę ich działania znaleźć można w książce Hartmanna.

Kalendarz austriackich inżynierów i architektów za r. 1907, podaje następującą tabelę dla pulsometrów Körtinga.

N. pulsometru	0,2	0,3	0,6	1	1,5	2,5	4.	
Dają maxim. pożytecz. skutku w litrach na 1 min.	5 m	220	400	750	1000	1500	2100	4000.
	10 m	200	330	700	900	1400	2000	3000.
	20 m	170	300	650	800	1200	1600	2500.
Ceny pulsom. wraz z koszem w koronach . . . . .	474	648	950	1126	1600	2190	3240.	

Wprawić pulsometr w ruch najłatwiej jest przy zamkniętym przewodzie pary. W tym celu napełniamy pulsometr wodą przez otwór *s*, zamykany śrubą (r. 171), a umieszczony w pokrywie. Na r. 170 otwór ten znajduje się u wierzchu komory *D*; przytem otworzyć trzeba wentyle powietrza. Po zupełnem napełnieniu, zamykamy wentyle powietrza i zakręcamy śrubę *s*. Skoro wtedy nagle otworzymy i zamkniemy znowu przewód pary, i powtórzmy to parę razy, to wstępująca za każdym razem para zostanie nagle skroplona, i rura ssąca napełni się stopniowo. Wskutek wielokrotnych oscylacji wody, kulka czy klapka kierująca parę przeskakuje z początku szybko tam i napowrót, co daje odgłos podobny

do turkotu. Skoro wtedy otworzymy nieco wentyle powietrza, rozpoczyna się normalny ruch pulsometru.

Puszczenie w ruch pustego pulsometru jest trudne; a możliwe tylko wtedy, gdy wysokość ssania jest mała. W tym celu — przy otwartych wentylach powietrza — wpuszczamy nieco pary; a następnie wentyle powietrza zamykamy. Para skrapla się na zimnych ścianach komory A, i powstaje ssanie, jeżeli opory nie są zbyt wielkie.

Jeżeli pulsometr ma pracować z częstymi przerwami, należy przygotować rurę lub rynnę doprowadzającą wodę z wyższego położenia, przy pomocy której można szybko przyrząd napełniać. Rura ssąca powinna mieć w każdym razie u podnóża wentyl.

Co do wydatku pożytecznej pracy, pulsometr nie wytrzymuje porównania z pompą parową. Potrzebuje on około 60 kg pary na 1 konia rzeczywistej pracy i godzinę; a więc 3 razy tyle co dobra pompa parowa. Wszelako jest tańszy od niej, wymaga mniej miejsca, i o wiele mniej obsługi; a co do ustawienia wygodniejszy jest od wszystkich innych przyrządów (r. 172). Jest wreszcie szczególnie wygodny przy takich budowach, które już z innych powodów potrzebują maszyny parowej. Parą bowiem odchodzącą z maszyny, poruszać można pulsometr o ile posiada ona dostateczną prężność.

## 6. Bagrowanie

(n. *das Baggern*, fr. *le dragage*).

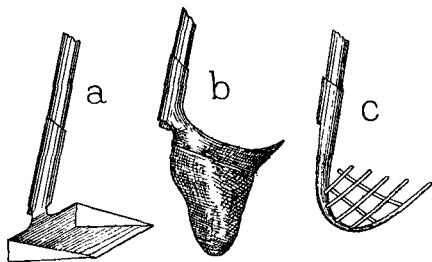
Tą nazwą wziętą z angielskiego, określamy zwykle pogłębianie, czyli wykonanie wykopu pod wodą. Bagrownice, inaczej pogłębiacze, czyli przyrządy służące do powyższej czynności, podzielimy na trzonkowe, chwytacze, łańcuchowe i pompowe. Podział ten nie jest bez zarzutu, ale wystarczy dla zakresu tej książki, ponieważ mówić będziemy tylko o mniejszych przyrządach, pomijając te które używane są przy robotach około regulacji rzek i żeglugi; oraz przy maszynowem wykonaniu robót ziemnych na sucho.

### A. Bagrownice trzonkowe

(n. *Stielbagger*\*).

Są to mniejsze narzędzia, używane do podrzędnych robót, przeważnie ręcznie poruszane. Główna, pogłębiająca część narzędzia, osadzona jest na żerdzi.

173.



1. Łopata studniarska (*Bagger-schaufel* r. 173 *a*). Składa się z podstawy o wymiarach około 0,30 × 0,40 i z dwóch ścian bocznych. Osadzona jest na drągu pod kątem około 80°.

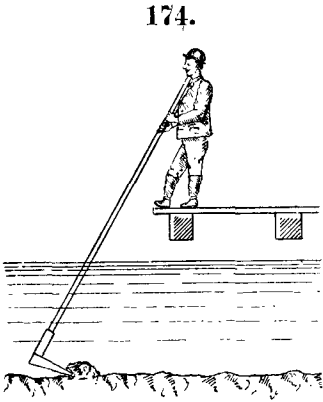
2. Worek studniarski (*Sackbagger* r. 173 *b*). Jest to worek płócienny lub z siatki żelaznej, naciągnięty brzegiem na żelazny pierścień z ostrą krawędzią, o średnicy 0,2 do 0,3 m. Jeżeli worek jest płócienny, można dla wzmocnienia przeciw rozdarciu umieścić

go w siatce sznurkowej, nieco mniejszej od niego. Pierścień umocowany jest na drągu pod kątem rozwartym.

\*) Treść i układ grupy A wzięte są przeważnie z dzieła Strukla.

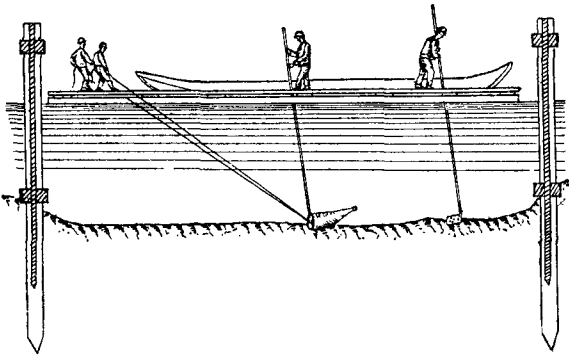
3. Grzebacz studniarski (*Rechenbagger* r. 173 c) jest podobny do poprzednich, ale składa się ze sztabek żelaznych, i służy do grubego żwiru lub rylników.

Rys. 174 przedstawia sposób używania powyższych trzech narzędzi. Robotnik stawia je na ziemi jak najdalej od siebie, górą opiera na ramieniu, a rękami przyciąga narzędzie do siebie i zgarnia ziemię; poczem podnosząc drąg pionowo w górę, wydobywa ziemię z wody. Tak pracować można najwyżej do 2 m głębokości.

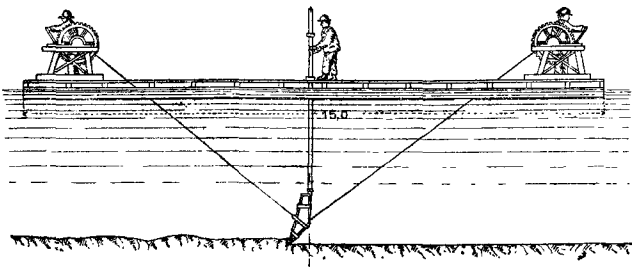


Na r. 175 widzimy bagrowanie większym workiem, przez kilku robotników. Stoją oni na tratwie a do wyrzucania wykopu mają obok siebie czołno. Ta robota pochodzi z fundacyi mostu na Nekarze pod Mannheim (CzH. 1851/2 tb. 13).

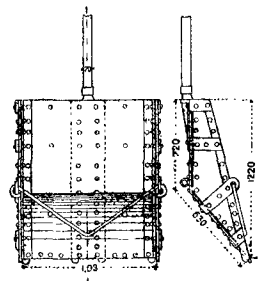
175.



176.



177.



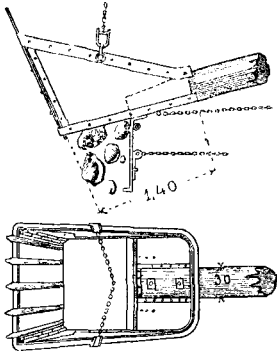
Możliwe jest również poruszanie tej łyżki jedną windą, jak w poprzednim przypadku, skoro ma mniejsze wymiary.

Urządzenia podobne do dwóch ostatnich, bez pomocy tratw ale z rusztowania, dogodne będą do wybierania ziemi z ciasnego miejsca między dwiema palisadami. Inne podobne urządzenia podaje Debauve (t. I. tb. 17—20).

Rys. 178 przedstawia wielką łyżkę z klapą, która ułatwia wypróżnianie. łyżka ta była poruszana parą (AB. 1876 tb. 84); ale zmniejszwszy jej wymiary, zastosować ją można do poprzedniego ręcznego urządzenia.

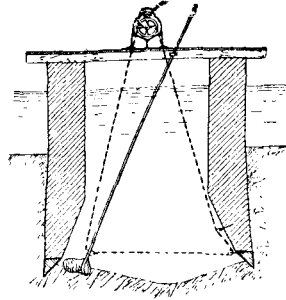
Duże łyżki i łopaty, bywają dla odpływu zaczerpniętej wody dziurkowane. Do poruszania piasku i mułu, mają ostrze gładkie; do ryniaków zaś, potrzebują stalowych zębów jak na r. 178.

178.



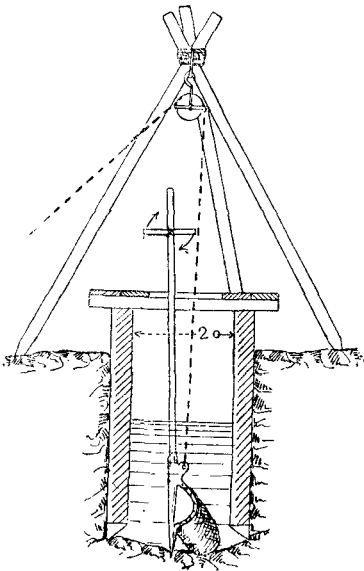
Rys. 179 przedstawia zastosowanie

179.



worka do pogłębiania niezbyt ciasnej studni, ulepszone przez dodanie windy. Łańcuch od worka, przeprowadzony jest przez krążek przytwierdzony do wieńca studni, i nawinięty w górę na windę. Skoro więc winda przyciąga łańcuch, a robotnik kierujący drągiem przyciska go na dół, worek przesuwają się, a pierścień zacina ziemię przez całą szerokość studni. Drugi łańcuch służy do podnoszenia pełnego worka; drągiem zaś można go ustawić w dowolny punkt studni, z kąd ma się rozpocząć przesuwanie. Zwykle też wrzucać trzeba wykop innym narzędziem pomocniczym.

180.



Wewnątrz studni jest woda; niema więc przystępu do krążka przy wieńcu; nie można łańcucha dowolnie wyciągać, i zmieniać położenia tego punktu. Lepiej zapewne przyczepić łańcuch do pierścienia na dolnym końcu ruchomego bosa, przyciskanego z góry od ręki.

Należy przytem podciągać spód worka sznurkiem do góry, żeby się nie podsunął pod ostrze pierścienia.

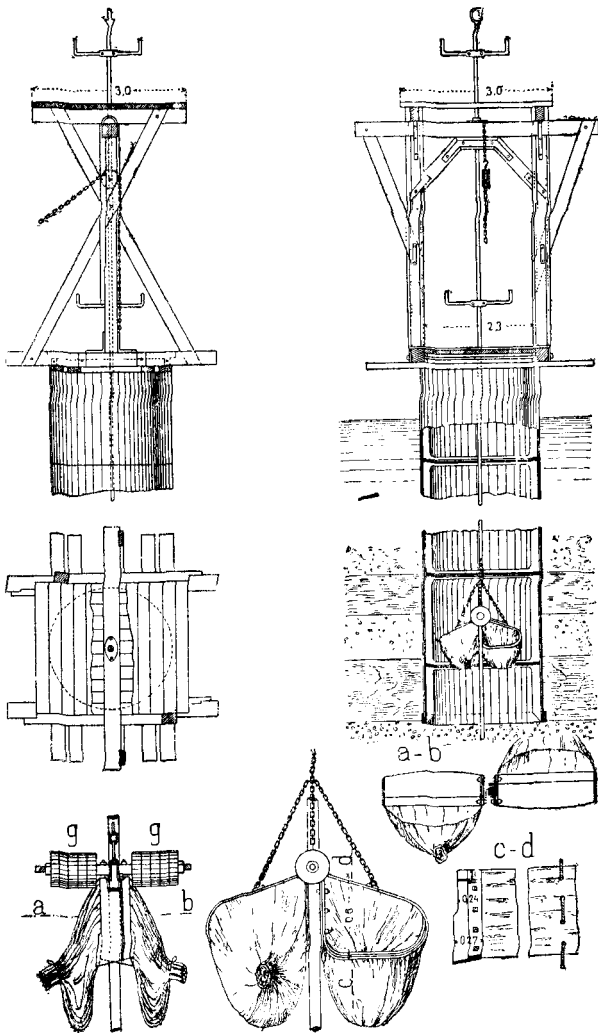
Ten sposób bagrowania jest dosyć kosztowny przy większej głębokości. Przy budowie mostu na Elbie pod Donicami zapuszczano w ten sposób studnie; jeden metr sześcienny wykopu do głębokości 3 m kosztował 2,1 mk, od 3 do 6 m głębokości 3,2 mk, a wyżej 6 m głębokości 4,2 mk. Przy innej zaś budowie w Finlandyi, w małej głębokości, wypadło 4,5 do 5,9 m<sup>3</sup> na 12 dni roboczych (Skl. s. 214).

5. Świder z workiem (Sackbohrer r. 180). Worek jest naciągnięty na pierścień żelazny osadzony bokiem na drągu i zaopatrzony długim żelaznym lub stalowym kolcem. Nad pierścieniem jest ucho do założenia łańcucha wyciągowego

a na drąg zakłada się w dowolnej wysokości rękojeść, którą przyrząd można obracać. Robotnicy spuszcza ją pionowo, wciskają go w ziemię i obracają, przy czem ziemia zbierana przez pierścień gromadzi się w worku. Do worka odnoszą się szczegóły podane pod 2; przyrząd używany jest także do badania gruntu. Bagruje on właściwie tylko materyały miękkie i sypkie; ale po wzruszeniu i rozdrobnieniu innym narzędziem, zabierać może żwir i rylniki. Napełnianie się worka jest niepewne.

6. Bagrownica dwuworkowa Diaka (r. 181 *Doppel-Sackbohrer*). Pochodzi z Japonii, składa się z dwóch worków, osadzonych na pierścieniach po

181.



obu stronach drąga i w odwrotnych kierunkach; przy obrocie zatem drąga, oba napełniają się jednocześnie.

Drąg jest żelazny, ma przekrój kwadratowy, a pierścienie z workami przesuwały się po nim, albowiem przytwierdzone są do pochewki. Worki mogą być zatem po napełnieniu wyciągnięte do góry na łańcuchu, bez podnoszenia drąga.

Do wciskania pierścieni w ziemię, służą ciężary *g*; zamiast tego jednak może być przyrząd tak zbudowany, że po spuszczeniu na dół, pierścienie zatrzymane zostają przez odpowiednią kławkę na drągu umieszczoną, którą otwiera się przez naprężenie sznurka, gdy trzeba worki podnieść. W takim urządzeniu ciężary *g* zastępuje sam drąg, i nie podnosimy ciężaru martwego.

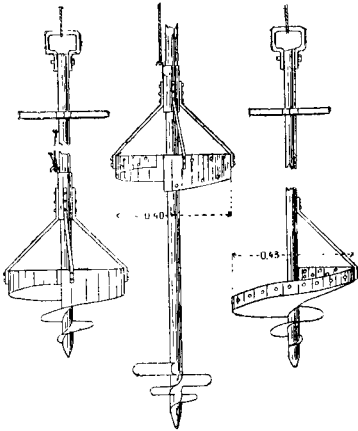
Dolne boki pierścieni mają brzezi na dół odgięte, aby lepiej zacinały ziemię. Mogą też mieć przynitowane stalowe zęby. Worki są u spodu ściągnięte sznurkiem; dla wypróżnienia ich, potrzeba tylko sznurki rozwiązać.

Przyrząd ten obsługiwany przez 8 robotników, ma wydobywać w korzystnych warunkach około  $2 m^3$  na godzinę; rozumie się zależnie od głębokości.

7. Bagrownica świdrowa (*Schraubensackger* r. 182) przedstawia świder o bardzo płaskich skrętach i wielkiej średnicy, umocowany na żelaznym trzonie. U góry ma rękojeść do obracania i ucho do łańcucha który go podnosi. Świder zostaje wkręcony w ziemię wedle możliwości, i z ostatecznego położenia wyciągnięty; przy czem część zaciętej ziemi zatrzymuje się na skrętach i zostaje

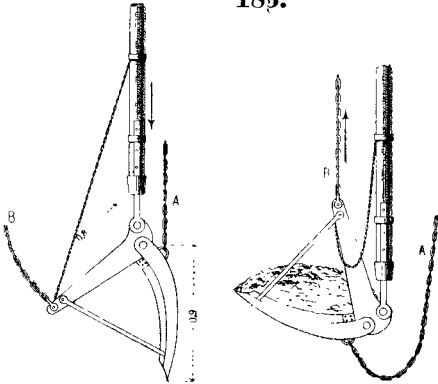
wydobyta. Ażeby więcej ziemi zatrzymać, dodajemy na obwodzie skrętów wystający rąbek blachy, albowiem opieramy na nich z wierzchu, osobny ruchomy płaszcz blaszany. Płaszcz ten ma na trzonie ruchomy rękaw, z którym połączony jest za pomocą czterech ramion. Do ucha przy rękawie założony jest łańcuch, którym podnosimy płaszcz w górę, ażeby wypróżnić bagrownicę.

182.

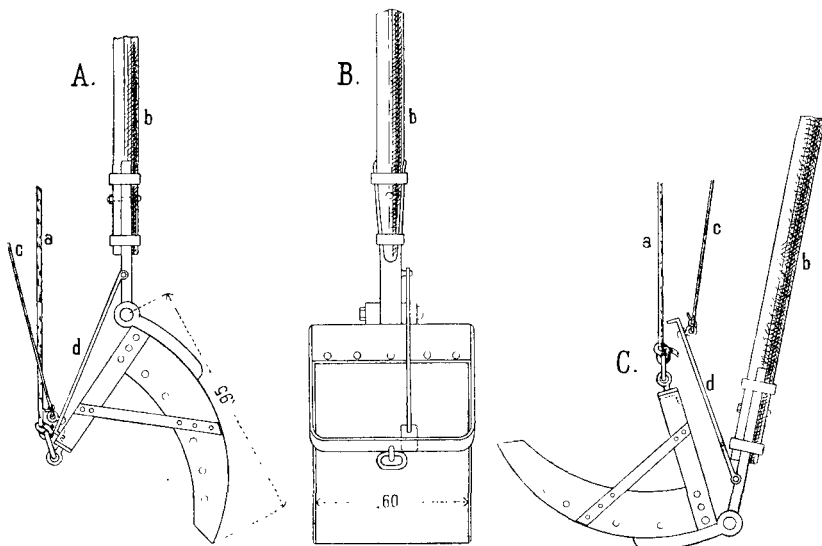


Ten przyrząd przydatny jest nawet do materiałów dosyć zbitych. W korzystnych warunkach, połączony z płaszczem o średnicy 0,6 m, wydobywał za każdym razem do 0,06 m<sup>3</sup>. W innym przypadku jednak, gdzie użyto świdra o 0,7 średnicy do podnoszenia okruchów granitu, wynik był bardzo słaby; 12 ludzi bowiem, wydobywało dziennie tylko 1,9 do 2,75 m<sup>3</sup>. Koszt 1 m<sup>3</sup> wypadł na 10,4 franków. Być może, że mniejsza średnica np. 0,5 lub 0,4, o skrętach stosunkowo wyższych, wydałaby lepszy rezultat.

183.



184.



8. Łopata indyjska (*Indische Schaufel*). Jest to wielka łopata o wymiarach około 0,5 × 0,6, a niekiedy do 0,9, podobna kształtem do łopaty studniarskiej, lecz z krzywym dnem (r. 183). Za pomocą zawiasa przytwierdzona jest do silnej żerdzi; może być w położeniu pionowym spuszczone na ziemię i wciśnięta w nią, a następnie wskutek przyciągnięcia łańcucha obrócona do położenia poziomego; przyczem napełnia się wykopem. W położeniu poziomym idzie

przyrząd w górę. Dla nieruchomego położenia przy wciśnięciu w ziemię, i przeciw pochyleniu się łopaty po za dozwolone położenie pionowe, dodany jest krótki łańcuszek idący od trzonka, do ucha dla łańcucha wyciągowego B.

Przy spuszczeniu, może też w miarę potrzeby być przyciągnięty łańcuch A.

Przy fundacyi mostu na Wiśle pod Toruniem zapuszczano tym przyrządem studnie. Jednocześnie pracowały dwie łopaty i w ciągu 10 godzin wydobywały  $20 m^3$  wykopu. Przy każdej z nich pracowało 4 robotników przy windzie, 1 przy łańcuchu wyciągowym, 2 przy wypróżnianiu łopat i odwożeniu wykopu, wreszcie podmajstry; a więc razem 8 ludzi.

Inne urządzenie tej łopaty przedstawia r. 184; to używane było przy fundowaniu mostu na Saali pod Weissenfels. Zamiast dodatkowego łańcuszka, trzyma łopatę w położeniu pionowym pręt  $d$ , który można odhaczyć za pomocą linki  $c$ , gdy łopata ma się obracać (HZ. 1878 tb. 732).

Tego przyrządu używano też w miejsce bagrownicy świdrowej, do wspomnianych powyżej okruchów granitu i ze skutkiem daleko lepszym; 10 ludzi wydobywało dziennie 3,15 do  $3,50 m^3$ , tak że  $1 m^3$  kosztował 6,25 franków. Wszelako jeszcze daleko taniej pracowała tam potem bagrownica łańcuchowa.

Tożsamo doświadczenie zrobiono przy innej budowie, gdzie bagrowano gruby żwir (ZfB. 1880 s. 245).

W tej grupie, łopata indyjska jest według powyższego najlepszem narzędziem; co pochodzi zapewne stąd, że najmniej ma oporów, najlepiej używa ostrza i najłatwiej pozwala użyć większej siły poruszającej.

Ona też dała zapewne początek narzędziom grupy następującej.

## B. Bagrownice chwytacze.

(*Greifbagger*).

Składają się z dwóch lub więcej części podobnych do łopat lub żłobów, które jednocześnie zacinają i gromadzą ziemię ku środkowi przyrządu, a w położeniu zamkniętem tworzą kadź, która unosi zgromadzony wykop. Przydatne są więcej do pracy maszynowej niż ręcznej.

Bagrownica Morris i Cumings. Ma ona kształt półwalcowej kadzi (r. 185), składającej się z dwóch ruchomych żłobów  $s$  i  $s_1$ . Osie tych żłobów  $a$  i  $a_1$ , łączą dolne końce dwóch pionowych kierownic, wykonanych z kątówek lub innych sztab.

Tuż nad kadzią znajduje się stała oś  $A$ , a na niej bęben  $T$  dla łańcucha  $K$ , i dwa mniejsze bębny  $t$ , dla krótkich łańcuchów  $Z$ . Łańcuchy  $K$  i  $Z$  nawinięte są w odwrotnych kierunkach. Łańcuch  $K$  idzie do windy podnoszącej bagrownicę; krótkie zaś łańcuchy  $Z$  przyłączone są do ruchomego łącznika  $B$ , poruszającego się w kierownicach. Na tym łączniku osadzone są ruchomo ramiona  $D$  i łańcuch  $K_1$ , idący również do windy; ale na inny wał niż  $K$ .

Ramiona  $D$  połączone zawiasowo z brzegami obu żłobów, tworzą z niemi chwytaacz, który otwiera się, gdy  $B$  porusza się do góry; przyczem łańcuchy  $Z$  odwijają się, a łańcuch  $K$  nawija się przymusowo na swój bęben. Cały przyrząd wisi wtedy na łańcuchu  $K_1$  i w tem położeniu (rysunek z prawej strony) spuszczone zostaje do zagłębienia fundamentu.

Skoro przyrząd oprze się swym ciężarem na gruncie, wtedy winda puszcza łańcuch  $K_1$  a przyciąga łańcuch  $K$ . Wskutek tego łańcuch  $K$  odwija się i wywołuje przymusowe nawijanie się łańcuchów  $Z$ ; te zaś przyciągają łącznik  $B$  do osi  $A$ , przyczem ramiona  $D$  zamykają kadź. Podczas zamykania oba żłoby zacinają ziemię, o ile z naprężenia łańcucha  $Z$  i z sił działających w  $D$ , powstają na dolnych krawędziach ciśnienia wystarczające do pokonania oporu ziemi. Po zamknięciu, kadź jest napełniona wykopem i podnosi się wisząc na łańcuchu  $K$ .



Tensam przyrząd używany bywa w przystaniach, na dworcach kolei i w fabrykach, do ładowania lub przenoszenia rozmaitych materyałów; w cegielniach do kopania gliny. Przy bagrowaniu w studniach, nie przerywa on roboty mularskiej; wreszcie przydatny jest także do zatapiańa betonu.

Ażeby kadź dobrze się napełniła, należy przy spuszczeniu bagrownicy dozwolić na szybkie odwijanie się łańcucha  $K_1$ , ażeby przyrząd nabył znaczną prędkość, i głęboko zagrzaźł w ziemi.

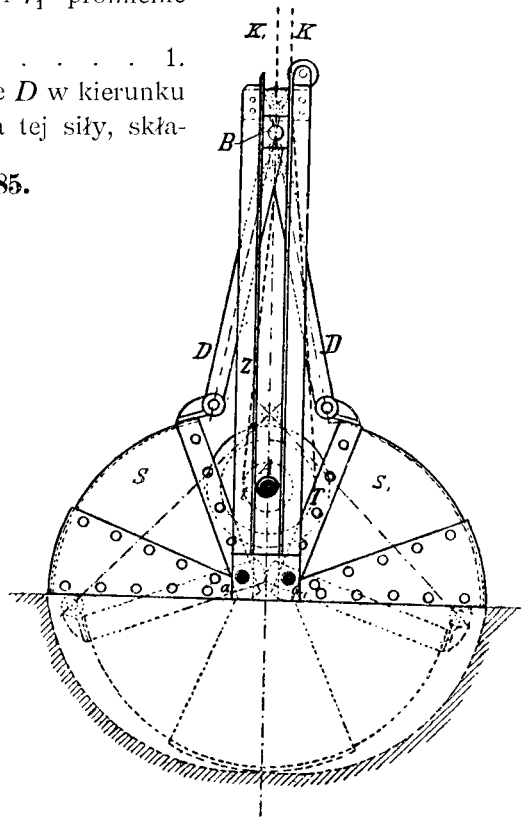
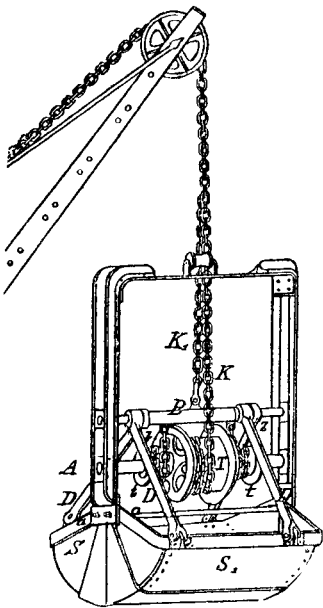
Dalsze zacinanie ziemi zależy od tego, czy ciężar bagrownicy jest w odpowiednim stosunku do oporu ziemi; to jest czy zapobiega podniesieniu bagrownicy przez łańcuch  $K$ , przed zupełnem zamknięciem kadzi \*).

Siły  $K$  i  $Z$  działające w łańcuchach, są w równowadze; a więc oznaczając przez  $r$  i  $r_1$  promienie bębnow, mamy

$$Kr = Zr_1 \dots \dots \dots 1.$$

Siła  $Z$  rozkłada się na składowe  $D$  w kierunku ramion. Wskutek nie osiowego działania tej siły, skła-

185.



dowe  $D$  nie są równe; bagrownica nie wciną się zupełnie pionowo, lecz zbacza; tę niesymetryczność sił pominiemy jednak w dalszym ciągu. Dla każdego położenia żłobów dane są kierunki  $D$  (r. 186), oraz kierunek oporu ziemi  $W$ , który jest styczną do obwodu kadzi w  $c$ . Siła  $R$  działająca w łożysku, jest w równowadze z siłą  $D$  i ze składową jej w kierunku  $W$ ; a więc przechodzi przez punkt ich przecięcia  $e$ .

Dla danej zatem wielkości  $K$ , można znaleźć  $Z$  według równania 1, następnie  $D$  a dalej  $R$  i  $W$  za pomocą rozkładu siły  $D$ . Tak otrzymana składowa  $W$  przedstawia opór ziemi, który może być pokonany przy danej wartości siły  $K$ .

\*) Ciąg dalszy jest wyjątkiem z dzieła: Salomon i Forchheimer, die neueren Bagger- und Erdgrabemaschinen, Berlin 1888.

Opór  $W$  ma składową pionową  $V$ , która znosi część ciężaru własnego bagrownicy; ciężar zaś  $Q_1$  ziemi zaczętej już do uważanej chwili przez oba żłoby, przybywa na korzyść ciężaru własnego bagrownicy  $G$ . Ażeby więc siła  $K$  nie podniosła bagrownicy przed zupełnem jej zamknięciem, nie może ona przekroczyć wartości

$$K = G + Q_1 - 2V \dots \dots \dots 2.$$

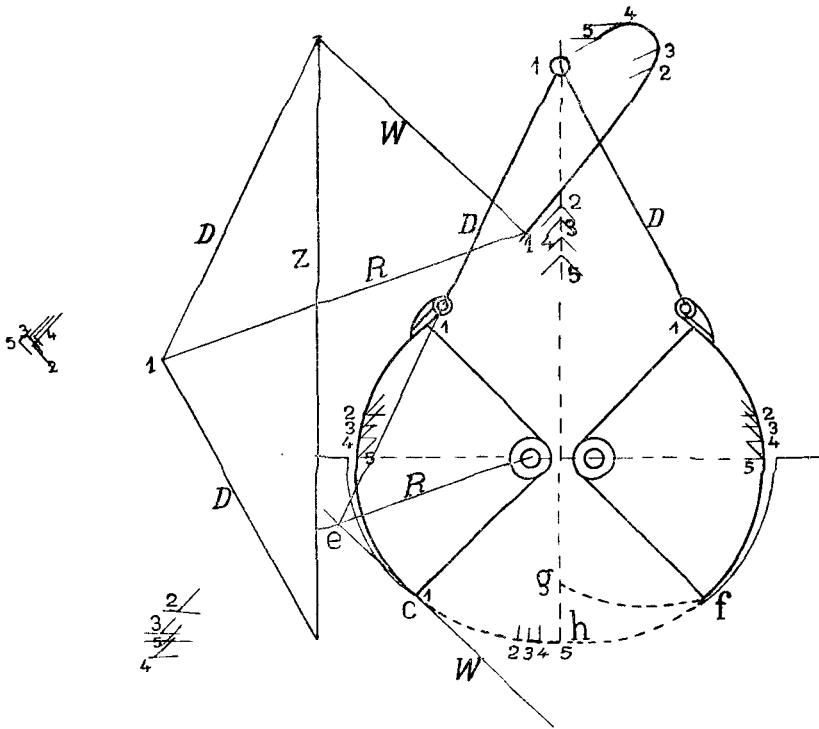
Podobnie dla danego  $W$ , możemy według r. 186 oznaczyć  $Z$ , potem  $K$  według równania 1, i  $G$  według równania 2.

W ostatniej chwili zamykania kadzi,  $W$  jest poziome; a więc  $V=0$ . Jeżeli zatem  $Q$  oznacza ciężar ziemi zawartej w pełnej kadzi, to

$$K = G + Q \dots \dots \dots 3.$$

co jest samo przez się widocznem. Jeżeli zaś, z powodu zbyt wielkiego oporu

186.



ziemi,  $K$  przekroczy tę wartość, natenczas bagrownica podnosi się przed zupełnem zamknięciem, i zacina ziemię według  $fg$  (r. 186), zamiast według  $fh$ ; przyczem nie napełnia się całkowicie.

Dla lepszego zrozumienia rzeczy, potrzeba poznać prawo któremu ulega z jednej strony składowa  $W$  otrzymana z rozkładu, z drugiej opór ziemi w ciągu zamykania kadzi.

Z wieloboku sił widzimy, że dla stałego  $Z$ , składowa  $W$  przechodzi przez maximum, gdy dolna krawędź żłobu znajduje się między punktami 3 i 4. Odtąd  $W$  znacznie się zmniejsza.

Opór ziemi badał zapomocą doświadczeń Forchheimer, i znalazł że wzrasta on w ciągu całego zamykania, i jest przy końcu największy (SF s. 4/5). Pomijając szczegóły i uwagi autora, które znajdzie czytelnik w jego dziele, wystar-

czy powiedzieć tutaj, że w obec wznastającego oporu, a stosunkowo zmniejszającej się składowej  $W$ , potrzeba ku końcowi zamykania kadzi, znacznie silniej naprężyć łańcuch niż z początku. Wskutek tego, tylko w zupełnie miękkim lub sypkim materyale, ciężar bagrownicy okaże się wystarczający do zupełnego napełnienia kadzi; w materyałach zaś spoistych, napełnienie wynosi zwykle tylko  $0,6 Q$  do  $0,8 Q$ .

Ciężary bagrownic o gładkich brzegach, przeznaczonych do miękkiego mułu są:  $G=1,5 Q$  do  $2 Q$  dla małych przyrządów,

$$= Q \quad \text{dla średnich}$$

$$= 0,6 Q \text{ do } 0,85 Q \text{ dla największych.}$$

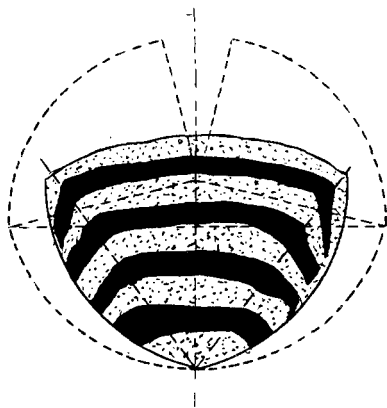
Bagrownice przeznaczone do żwiru lub iltu, bywają o połowę cięższe.

Wielki jednak ciężar własny, jako ciężar martwy bezustannie podnoszony wraz z wykopem, nie jest korzystny dla pożytecznego skutku maszyny; mianowicie przy wielkich głębokościach bagrowania, do których z innych względów ta bagrownica jest najwłaściwsza.

Zmniejszanie się zatem składowej  $W$  jest bardzo niekorzystne w takich warunkach, i było też powodem powstania różnych projektów, i wykonania konstrukcyj, które mają na celu usunięcie tej właściwości przyrządu. Z tych niektóre tylko znalazły obszerniejsze zastosowanie. Opisy tych przyrządów wraz z krytyką podaje Salomon, lub wskazuje odnośne źródła. Przedmiot ten jednak w całym swym obszarze, należy raczej do regulacji rzek lub do żeglugi; w dalszym ciągu

zatem wystarczą nam krótkie wzmianki o przyrządach najprostszyc.

187.



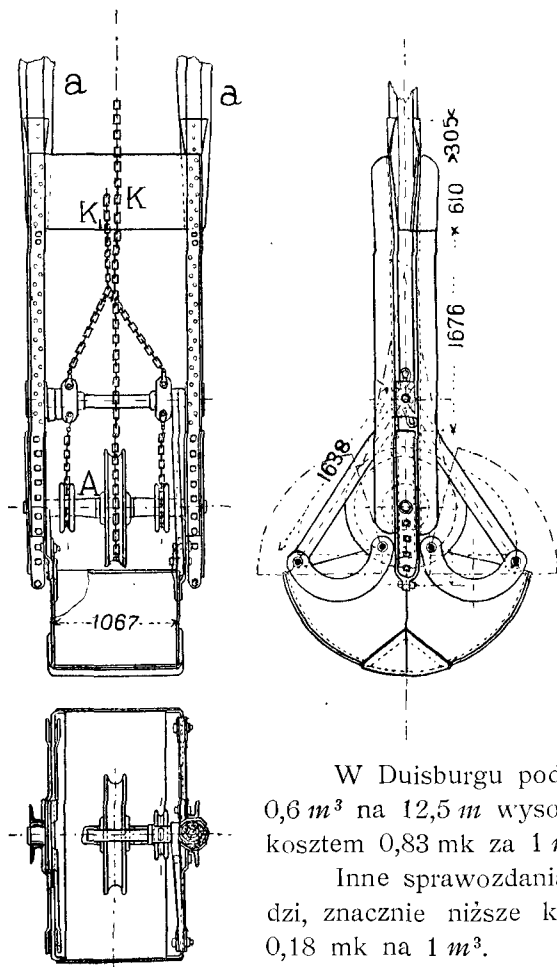
Dla zmniejszenia tarcia na zewnętrznej powierzchni kadzi, korzystnem jest, żeby oś geometryczna leżała niżej od osi obrotu. Wtedy bowiem, punkty na ostrzu zacinającym ziemię opisują największe koła ze wszystkich, i powierzchnia kadzi nie dotyka się zacinanej ziemi. Ogólny opór zmniejsza się przeto, ale zarazem powstaje przesuwanie cząstek ziemi zawartych w kadzi, i podnoszenie bryły odciętej już podczas zamykania kadzi (r. 187); stąd przyrost pracy, i nowe powiększenie oporu. Przesunięcie zatem osi może być tylko małe; według doświadczeń Salomona wynosić powinno najwyżej  $0,1$  promienia kadzi.

Mówiliśmy powyżej, że wielki ciężar własny zmniejsza pożyteczny skutek bagrownicy. Temu można po części zaradzić, dodając do zawieszenia bagrownicy dwie żerdzie, na których oś  $A$  jest stale osadzona. Ciężar kadzi i żerdzi musi być wtedy ograniczony do możliwego minimum, a opisany powyżej system łańcuchów w niczem się nie zmienia.

Najprostszyc przyrząd tego rodzaju przedstawia rys. 188. Łańcuch  $K$  zamyka i podnosi bagrownicę wraz z żerdziami  $a$ ,  $K_1$  zaś otwiera i spuszcza ją tak samo. U góry, przy krążku od żórawia (r. 189), znajduje się odpowiednia kłamka, którą maszynista zamyka, gdy chce wstrzymać podnoszenie żerdzi aż do zupełnego zamknięcia kadzi znajdującej się w zagłębciu. Oś  $A$  znajduje wtedy opór w żerdziach, i łańcuch  $K$  może być dowolnie naprężony, bez podniesienia bagrownicy.

W razie wyjątkowego oporu pod bagrownicą, np. ciężkiego kamienia lub drzewa, maszynista musi jednak otworzyć klamkę przed zamknięciem kadzi; w przeciwnym bowiem razie może zerwać łańcuch lub złamać żerdzie.

188.



Takie konstrukcye używane są głównie w Ameryce; w Europie znacznie mniej. Przy wielkich głębokościach, przyrząd staje się niewygodny z powodu długich żerdzi; przytem niema wtedy oszczędności na ciężarze własnym, tylko dobre napełnianie kadzi jest pewne.

Sądzę że przyrząd ten możnaby w wielu przypadkach ulepszyć, używając żerdzi oddzielnych, nie połączonych z bagrownicą. Żerdzie takie byłyby stawiane na ramie przyrządu, jako chwilowe obciążenie przed zamknięciem żłobów; następnie byłyby usuwane na bok. Takie żerdzie wymagałyby jednak osobnej obsługi, i zmniejszałyby szybkość ruchów bagrownicy.

Wymiary kadzi najczęściej używane są  $1,2 \times 0,8$ , ale zmieniają się od  $0,6 \times 0,3$  do  $2,0 \times 1,5$  m.

W Duisburgu podnosiła taka bagrownica co 3 minuty  $0,6 m^3$  na  $12,5 m$  wysoko; a dziennie wydobywała  $70 m^3$  kosztem  $0,83$  mk za  $1 m^3$ .

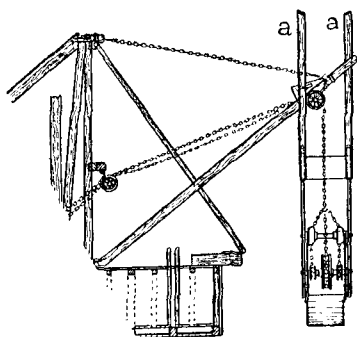
Inne sprawozdania (SF s. 15) podają dla wielkich kadzi, znacznie niższe koszty; a mianowicie:  $0,35$  a nawet  $0,18$  mk na  $1 m^3$ .

Wielkie przyrządy pracują w ogóle taniej niż małe; raz dla tego, że pożyteczny skutek przyrządu jest wyższy, powtórze że przy użyciu jednakowych motorów, obsługa wielkiej bagrownicy kosztuje prawie tyle co małej; tylko materiał opałowy zużywa się proporcjonalnie do pracy.

W Helsingfors, zastosowana do zbitego piasku, okazała się ta bagrownica za słaba; zastąpiono ją bagrownicą łańcuchową. Uchodzi ona też w ogóle za przyrząd właściwy do materiałów o małej spójności.

Krawędzie łopat bywają gładkie do materiału drobnoziarnistego; do ryniaków zaś, kamieni itp., zamieniają się na szereg zębów, które zachodzą w obu łopatach między siebie; a nawet całe powierzchnie żłobów mogą być zamienione na szereg żeber, gdy chodzi o podnoszenie większych kamieni. Pełne żłoby powinny mieć w górnych

189.



częściach drobne otwory, ażeby w razie niezupełnego napełnienia, zaczerpnięta woda mogła szybko odpłynąć.

Następująca tabela zawiera w skróceniu ważniejsze dane dla różnych wielkości tego przyrządu, wyrabianych (1895) przez firmę Bienger i Leyrer w Düsseldorf (Br. 1906 s. 58).

1. Gdy ciężar podnoszony w kadzi wynosi . . . . . <i>kg</i>	500	1000	1500	2000
2. Przyrząd bagruje i podnosi do 6 <i>m</i> wysoko, w ciągu 10 godz. pracy,				
<i>a</i> ) mułu piasku lub żwiru . . . . . <i>tn</i>	25	50	65	80
<i>b</i> ) iłu . . . . . <i>tn</i>	15	30	40	50
3. Cena całej bagrownicy wraz z żórawiem, do max. głębokości bagrowania 7,5 <i>m</i> kadź z gładkimi krawędziami . . . . . <i>mk</i>	9500	12500	15000	18000
4. Cena kadzi z krawędziami zębataimi . . . . . <i>mk</i>	1350	1900	2500	2850

Wreszcie pamiętać należy, że pożyteczny wynik pracy zależy od zręczności maszynisty, i od szczegółów urządzenia roboty.

Winda poruszająca bagrownicę Morrissa, musi mieć dwa bębny tak urządzone, żeby oba łańcuchy mogły być nawijane bądź to niezależnie od siebie, bądź też razem. Wymaga ona zatem specjalnego urządzenia, i niemożna przyczepić tej bagrownicy do zwyczajnego żórawia parowego, którego siła byłaby w danym razie wystarczającą. Przytem dwa łańcuchy w ruchu będące, mogą się zaplątać, a koszta na zużycie są naturalnie większe przy dwóch łańcuchach niż przy jednym. Z tych powodów powstały liczne urządzenia, w których powyższa bagrownica ma tylko jeden łańcuch; przy pomocy bowiem wychwyty zawieszzonego na żórawiu, odpowiednio do żądanego najwyższego położenia bagrownicy, otwieranie kadzi i spuszczenie jej, wykonywane jest tym samym łańcuchem, który ją zamyka i podnosi.

Co do praktyczności jednak takiego urządzenia, zdania są podzielone. Zarzucają mu, że zamknięta kadź musi być za każdym razem podniesiona do danej wysokości, choćby była zupełnie próżna; co się często przytrafia. Że trudno ją odczepić, jeżeli pod wodą zatnie się na ciężkim kamieniu lub na drzewie; jeżeli zaś jedyny wyciągowy łańcuch pęknie, trzeba używać nurków do wydobywania przyrządu, gdy przy zwykłym urządzeniu, służy do tego drugi łańcuch.

Z tego też powodu, odsyłam czytelnika chcącego poznać te przyrządy, do dzieła Salomona, a tutaj opiszę tylko nowszy przyrząd Wilda, wykonywany przez firmę Wilson i Sp., r. 190. (CBl. 1885 s. 190).

Rys. *a* przedstawia przyrząd w chwili zaraz po otwarciu kadzi, gdy zaczyna opadać; na rys. *b* widzimy kadź pełną podczas podnoszenia, a na *c* kadź w ciągu otwierania jej.

Wychwyty *W* przez który przechodzi łańcuch wyciągowy *K*, zawieszony jest u dźwigni żórawia na dwóch łańcuchach *M*. Łańcuch *K* idzie dalej przez pochwę z kołnierzem *U* na bagrownicy, i przez krążki *F* i *E* do punktu *C*, gdzie jest stale przytwierdzony do przedłużenia pochwęki *U*. Przez przyciągnięcie łań-

cucha, ramiona *B* zamykają kadź (r. *b*) gdy zaś kadź otwarta opada, wtedy wisi ona na ramionach *D*, połączonych na zawiasy z pochewką *U* (r. *c*). Tuż pod tem połączeniem, przyczepiony jest do przedłużenia pochewki ruchomy palec *Q*, przed którym przesuwa się w pewnych granicach rękaw *J* zakończony kołnierzem, większym od kołnierza pochewki.

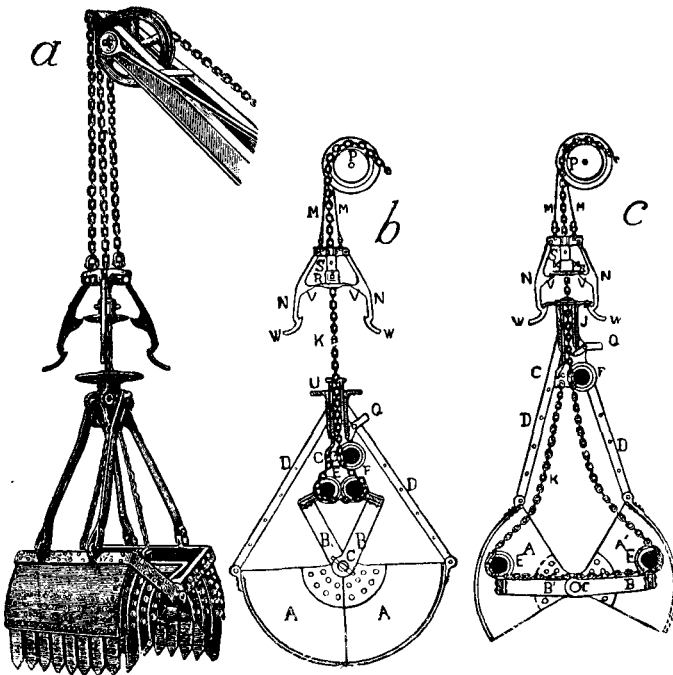
Wychwył składa się z pierścienia, na którym ruchomo wiszą cztery dwuzębne haki *N*, oraz pochewka *S* z rękawkiem *R*, przez którą przechodzi łańcuch *K*. Rękawek zakończony jest u dołu tarczą, która w najniższym położeniu otwiera haki *N* (r. *b*). Gdy pełna kadź podniesiona zostanie tak wysoko, że kołnierz przy *U* podniesie cokolwiek rękawek *R*, natenczas haki *N* przymykają się; górne ich zęby *V* chwytają tarczę *R*, a dolne zęby *W* chwytają kołnierz *J* (r. *c*). Tarcza przy *R* opiera się wtedy na kołnierzu pochewki *U*; skoro więc łańcuch *K* będzie teraz cokolwiek opuszczony, kadź zawisnie na łańcuchach *M* za pośrednictwem haków *N* i kołnierza *J*. Przy dalszem spuszczeniu łańcucha, oba żłoby trzymane przez ramiona *D* obracają się wskutek swego ciężaru około osi *C*, i kadź wypróżnia się.

Przy ponownem przyciągnięciu łańcucha, palec *Q* który zesunął się przedtem poniżej dolnego brzegu rękawa *J*, zapada teraz w ogniwo łańcucha, i przy pomocy rękawa wstrzymuje przesuwanie się łańcucha przez pochwę *V*. Łańcuch podnosi zatem ze sobą rękaw *J* aż do chwili, w której kołnierz od *J* dotykając od spodu zębów *V* na hakach *N*, rozpiera je; wówczas tarcza *R* wraz z rękawkiem spada, i utrzymuje odtąd haki w położeniu otwartem. Skoro więc łańcuch będzie opuszczany, kołnierz od *J* może przejść swobodnie między otwartymi hakami, i kadź może być spuszczona do zagłębienia.

Gdy kadź tam się oprze a łańcuch się zwiesi, natenczas palec *Q* jest luźny, i rękaw *J* opadając ciężarem własnym, wysuwa go z łańcucha (r. *b*). Wskutek tego łańcuch *K* może się znowu swobodnie przesuwać przez pochewkę *U*; a więc gdy winda go przyciąga, żłoby zamykają się i napełniają się wykopem. Ażeby przyrząd dobrze działał, powinien być palec *Q* zupełnie luźno osadzony, a ciężar rękawa *J* dosyć znaczny.

Kołnierz rękawa *J* w najwyższem położeniu, podczas otwierania haków *N*, nie powinien przejść powyżej zębów *V*. Odpowiednio zatem do tego musi być ograniczony ruch rękawka *R*.

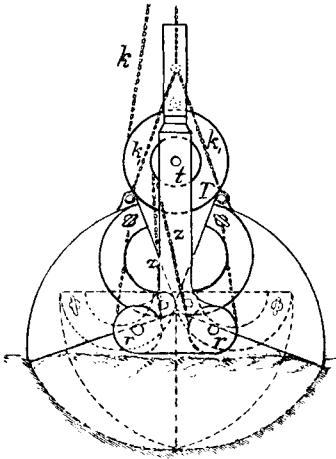
190.



Inny przyrząd, który maszynista może otwierać w dowolnej wysokości, opisuje CBI. 1890 s. 156.

Bagrownica systemu Hall (r. 191). Jest to jeden z tych pomysłów które miały na celu uzyskanie stałej siły zamykającej. Składa się ona z dwóch żłobów tak jak bagrownica Morris, i ogólny jej skład podobny jest do tamtej. Obracanie jednak żłobów odbywa się bez pomocy drążków korbowych, lecz wprost

191.

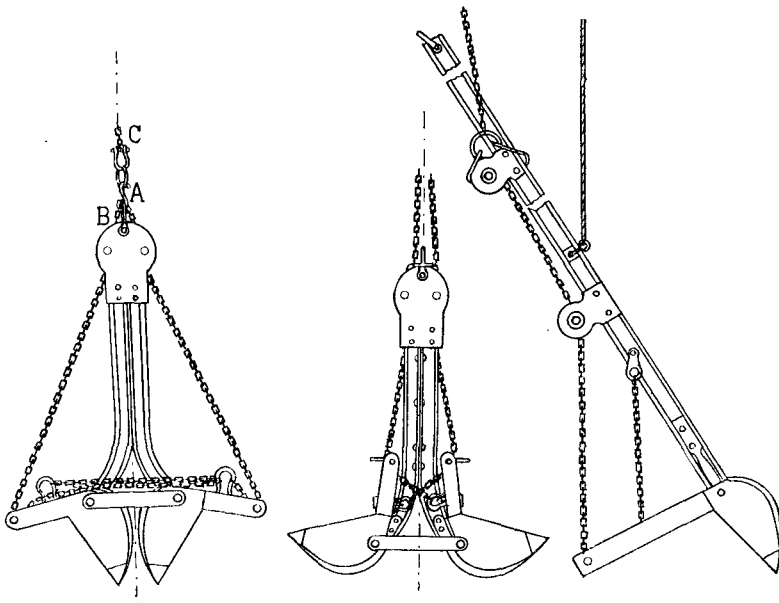


przez dwa łańcuchy  $z$ , które od bębna  $t$  idą na krążki  $r$  i przytwierdzone są do żłobów. Drugie dwa łańcuchy  $k_1$  łączą się powyżej oprawy kadzi w jeden łańcuch, który służy do spuszczenia otwartej bagrownicy i do wypróżniania pełnej kadzi. Do zamykania i podnoszenia kadzi, służy łańcuch  $k$  nawinięty na większy bęben  $T$ , i działający jak w poprzednim przyrządzie.

Siła zamykająca jest tutaj podczas całego ruchu żłobów prawie stała. Konstrukcja jest prosta i łatwa do naprawy; jednakże liczne łańcuchy na krążkach dają większe opory niż korby w przyrządzie Morrisa.

Wielka odległość osi obrotu od osi geometrycznych, pozwala wprawdzie na szerokie rozwarcie obu żłobów; natomiast powiększa zużyty pracę, jak mówiłem powyżej. Przyrząd ten ma

192.



w ogóle taniej pracować niż poprzedni.

Bagrownica Gatmell. Jest dwuczęściowa jak poprzednie, ale składa się z dwóch łopat, które obracają się w kierunku od środka na zewnątrz; a więc odwrotnie jak w dwóch poprzednich (r. 192).

Główne pionowe części szkieletu, złożone są z szyn kolejowych.

Podczas spuszczenia bagrownicy, łopaty wiszą pionowo pod własnym ciężarem (rys. z lewej str.). Łańcuchy przytwierdzone do trzonek i przewleczone przez pierścienie na przeciwległych łopatach, służą do poruszania łopat przy zacinaniu ziemi, i do podnoszenia bagrownicy. Podczas spuszczenia jej są one wyłączane przez założenie haka  $A$  do ucha  $B$ , gdzie oba łańcuchy łączą się w jeden łańcuch  $C$ , na którym wisi bagrownica.

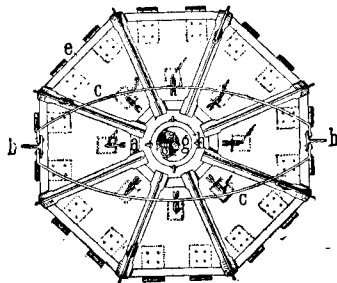
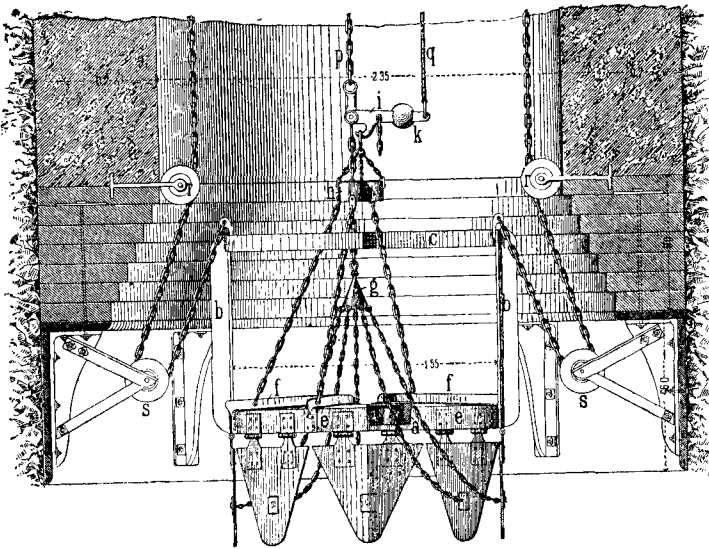
Skoro łopaty oprą się na ziemi, a łańcuch *C* zwiesi się, natenczas hak *A* samoczynnie wypada z ucha, a przy ponownem naprężeniu łańcucha *C* obie jego odnogi ściągają trzonki, i obracają łopaty do położenia poziomego w kierunkach od środka na zewnątrz (r. środkowy). W tem położeniu bagrownica wznosi się. Dla wypróżnienia trzeba ją podeprzeć, założyć hak *A* do *B* i podnieść windę; a wtedy wykop wpada do podstawionej rynny lub wózka.

W jakim celu zrobił konstruktor zmianę określoną na wstępie, trudno powiedzieć. Łopaty opisują w ten sposób większą powierzchnię, ale zapewne nie działają przez to skuteczniej jak u Morrisa, bo nie podają sobie nawzajem wy-

kopu, i przesuwają raczej ziemię a nie odrywają jej. Zahamowanie łatwiej też może się przytrafić niż u Morrisa lub Halla.

Przyrząd ten był używany w Indjach do spuszczenia studzien pod most na rzece Sutley; a to do 33 m głębokości w ile. Zahamowania bagrownicy rzeczywiście się trafiły, i były wielokrotnie powodem straty czasu do 20 dni. Zapuszczanie studzien szło nadzwyczaj opornie, i bardzo być może, że przyczyną było właśnie to, że bagrownica bezustannie przyciskała materiał ku obwodowi studni, i tam powiększała jego gęstość, a tem samem opór pod wieńcem studni. Jedyłą może zaletą tego przyrzą-

193.



BAGROWNICA  
MILROY.

du jest, że przyczepiony być może do zwyczajnej windy o jednym łańcuchu. Szczegóły wymagają znacznych ulepszeń; mianowicie krążków zamiast uszy, przez które łańcuchy są przewleczone; krążki te umieścić należy wyżej od osi obrotu.

Rys. z prawej str. przedstawia przyrząd z jednej łopaty Gattmell, który przy powyższej budowie używany był do wygarniania materiału z pod wieńca ku środkowi studni. Taki przyrząd może być bardzo pożyteczny jako pomocniczy dla innej bagrownicy.

Bagrownica Milroy. Składa się z ośmiu łopat zawieszonych na ośmiokątnym pierścieniu *e* o średnicy 1,5 do 3 m. Rys. 193 przedstawia połowę



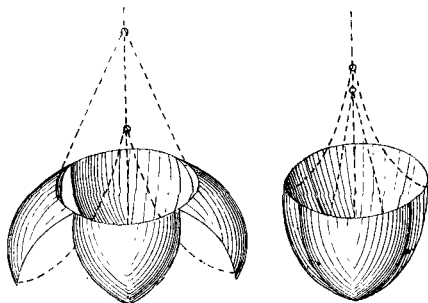
przrzędu w widoku a połowę w przekroju pionowym. Przez przyciągnięcie łańcuchów zbiegających się przy *g*, łopaty zamykają się, i tworzą wtedy dno bagrownicy; przytem opierają się od spodu brzegami na wewnętrznym małym bębnie *a*; ten jest z wierzchu zakryty, i z powyższym pierścieniem połączony szprychami *f*.

Otwarta bagrownica wisi na łańcuchach, przytwierdzonych do pierścieni *e* i *h*, oraz przez wychwyt *i* na łańcuchu *p*. W ten sposób spuszczone zostaje do zagłębienia ze znaczną prędkością, przez co łopaty, pod ciężarem całego przrzędu wcinają się w ziemię. Wtedy przy pomocy linki *q* odczepiony zostaje przez robotnika wychwyt *i*, pierścień *e* opada wraz z połączonymi z nim łańcuchami, a bagrownica zależy teraz od łańcuchów *g*. Skoro więc łańcuch *p* zostanie ponownie przyciągnięty, łopaty przyciągane przez łańcuchy *g* zgarniają ziemię ku środkowi i zamykają dno; poczem cały przrząd wznosi się.

Do wypróżnienia trzeba bagrownicę podeprzeć; trzeba w tym celu podsunąć belki pod górny pierścień *c*; poczem łańcuch *p* opuszcza łopaty i wypróżnia je. Po założeniu wychwyty *i* można przrząd ponownie spuścić.

Wcinanie się łopat może być w miarę potrzeby wspierane za pomocą zewnętrznych łańcuchów prowadzonych przez krążki *r* i *s*, osadzone na wieńcu studni, lub na wstawionych w studnię żerdziach; a następnie w górę do rusztowania, gdzie przyciąga je osobna winda. Ten środek był jednak w nowszych przykładach (n. p. w Hawrze) odrzucony, ponieważ dawał sposobność do nadmiernego wtłaczania bagrownicy, do zerwania łańcucha *p* lub do oderwania łopat.

194.



Przrząd powyższy był wykonany po raz pierwszy w r. 1867, i użyty w Anglii do zapuszczania studzien pod fundamenty mostów na 20 *m* głęboko. Studnie żelazne o średnicy 2,5 *m* były tym przrzędem spuszczone średnio po 4,9 *m* dziennie. Maximum jednego dnia wynosiło 7,9 *m*.

Późniejszy ustrój tej bagrownicy składa się z 4 łopat wklęsłych, i dla tego działa z mniejszym oporem (r. 194). Wypróżnianie ma się tu odbywać za pomocą wychwyty który odczepia łańcuchy wewnętrzne; nie znalazłem jednak rysunku lepszego jak załączony.

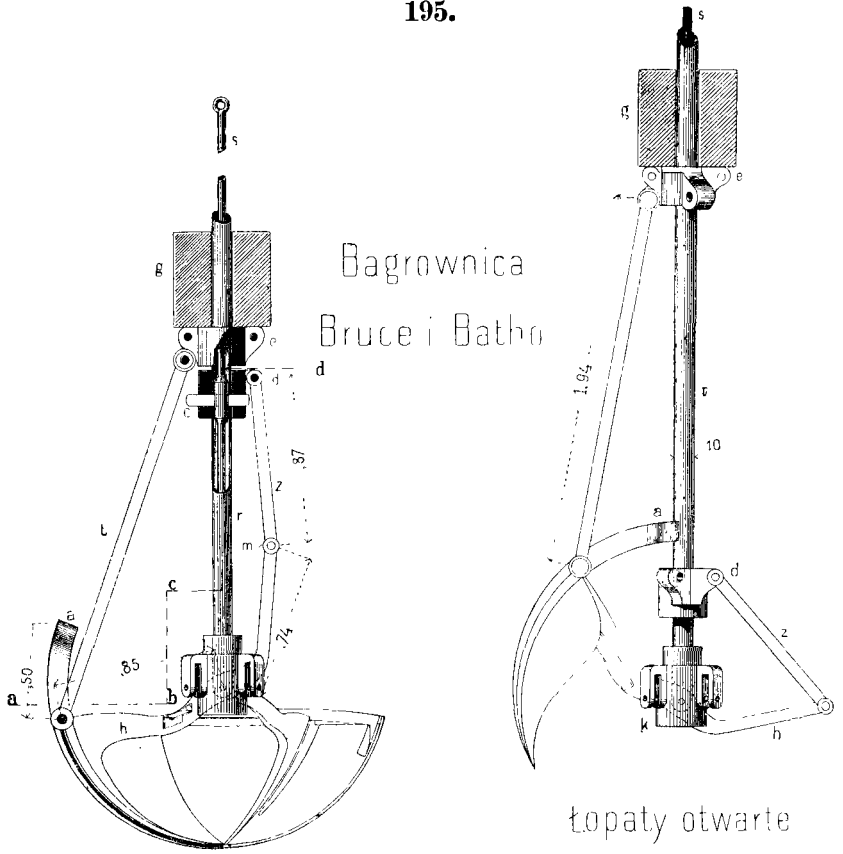
Bagrownica Bruce i Batho składa się z trzech łopat tworzących w położeniu zamkniętem każdą kształtu półkuli. Rys. 195 przedstawia dla wyrazistości tylko jedną łopatę. Są one połączone z dwuramiennymi dźwigniami *h*, do których na przeciwległych końcach są zawiasowo przyłączone drążki *z*. Czopy tych dźwigni leżą blisko środka rzeczonyj półkuli, a osadzone są na rurze *r*, wewnątrz której porusza się trzonek *s*. Z tym trzonkiem połączone są drążki *z* za pomocą klina *c* i rękawka *d* na rurze *r*. Klin *c* przechodzi przez podłużne szpary wycięte w rurze *r* i zapobiega przez to obracaniu się rękawka *d*, które byłoby szkodliwe dla czopów.

Drugi system drążków *t* łączy łopaty z drugim rękawkiem *e*, nasuniętym również na rurę *r* i obciążonym ciężarem *g*.

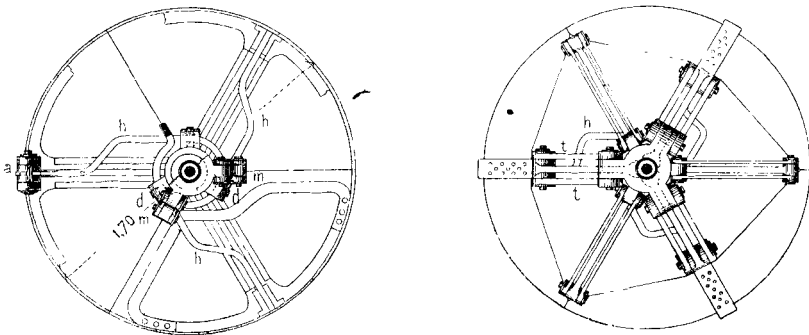
Przrząd wisi na dwóch łańcuchach, z których jeden przyczepiony jest do końca rury *r*, drugi do ucha trzonka *s*. Gdy winda przytrzymuje łańcuch od *r*,

a puszcza łańcuch od *s*, kadź otwiera się aż do położenia, w którym sztaby *a* dotykają rury. W tym stanie (rys. z prawej str.) przyrząd zostaje spuszczone na dno studni, gdzie łopaty zagłębiają się w ziemię pod ciężarem własnym. Ich kształt trójkątny sprzyja lepiej zagłębianiu niż kształt łopat Morrisa. Następnie puszcza winda łańcuch od *r*, a przyciąga łańcuch od *s*; przyczem ciężar *g* zamyka łopaty

195.



Przek: *abcd*. Łopaty zamknięte



i napełnia kadź wykopem. Zamknięta kadź idzie w górę na łańcuchu od *s*.

Z powyższego widzimy, że przy poruszaniu łopat, rękawki *d* i *e* poruszają się w odwrotnych kierunkach. Nadto widzimy, że tak jak w bagrownicy Morrisa, składowa siły poruszającej w kierunku oporu ziemi, zmniejsza się ku końcowi zamykania kadzi. Salomon robi uwagę że możnaby tego uniknąć,

przyjmując inne krańcowe położenia otwartych łopat, i inne długości ramion  $t$ , tak mianowicie, żeby przy zamykaniu łopat, kąt między  $h$  i  $t$  nie zmniejszał się niżej  $90^\circ$ .

Średnica kadzi wynosi od 0,7 do 1,5  $m$ , a każda obejmuje 0,11 do 0,90  $m^3$  i wykonywa co minutę jeden obrót. W Rumunii przy budowie mostu pod kolej Adjud-Okna (1881), zapuszczano tę bagrownicą studnie do 30,  $m$  głębokości. Używano dwóch wind z przesyłką przez tarcie, i dwóch lokomobilów; w ten sposób wykonywano 48 obrotów na godzinę (Klasen).

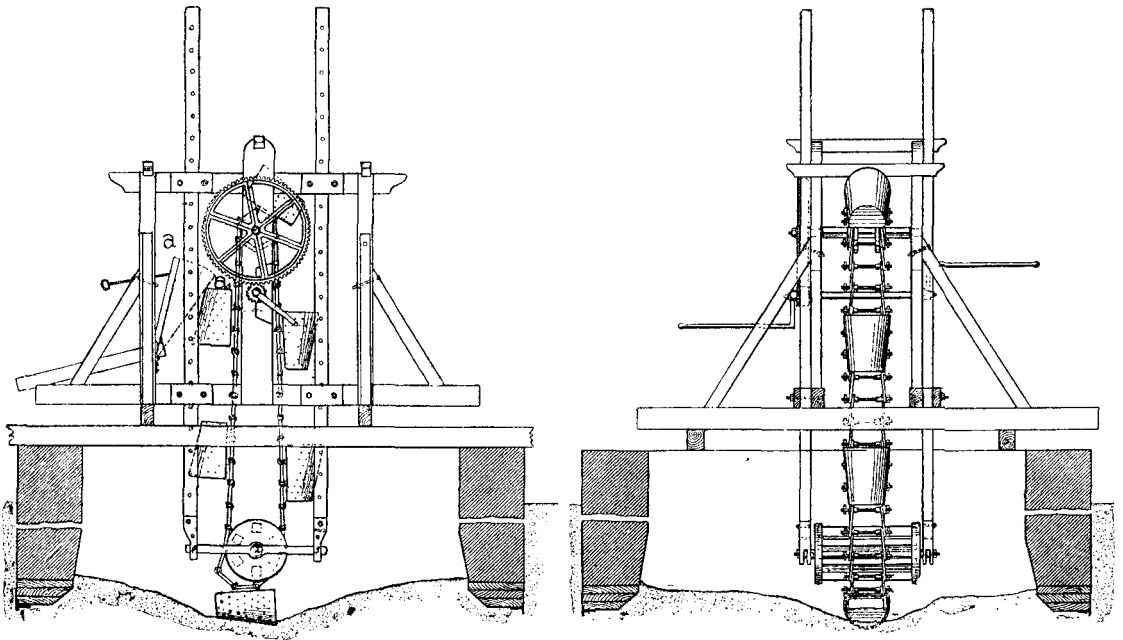
Wynalazcy ulepszyli i rozwinęli swój system, stosując go do wielkich robót dla regulacji rzek i żeglugi, a mianowicie dla małych i średnich wysokości wyciągu. Używają tam kadzi o średnicy 2,5  $m$ , i wahaczem maszynowym z dwiema skrzyniami, wykonywują 36 podwójnych wahań na godzinę; co daje 360  $t$  materiału, kosztem zadziwiająco małym, bo tylko 0,1 marek za 1  $m^3$ .

### C. Bagrownice łańcuchowe

(n. *Eimerbagger*, fr. *Dragues à godets*).

Składają się z łańcucha bez końca, na którym w równych odstępach przymocowane są kubły. Łańcuch opiera się na ramie drewnianej lub żelaznej

196.



zwanej drabiną (*Baggerleiter*), którą tworzą dwa dźwigary kierujące łańcuch. Nadto przechodzi on na końcach drabiny przez dwa bębny (*Kettentrommel*), które obracając się nadają łańcuchowi ruch.

Siła motoru przyłożona do górnego bębna, porusza łańcuch wraz z kubłami; a te przechodząc pod dolnym bębniem, zacinają ziemię, podnoszą ją i wyrzucają u góry do podstawionego koryta.

Drabina może być pionowa lub pochyła, i nadaje odpowiednią nazwę bagrownicy.

**a. Bagrownica pionowa.** Rys. 196 przedstawia bagrownicę zawieszoną na rusztowaniu za pomocą żelaznych kołków, przetykanych przez belki rusztowania i belki drabiny (ZfB. 1880 tb. 42), a zastosowaną do zapuszczania studni. Ponieważ w miarę postępu roboty, drabina musi być stopniowo spuszczana, więc ma liczne otwory w różnych wysokościach. Ażeby się nie kołysała, jest kierowana pionowo w czterech punktach za pomocą kleszczy i żelaznych pochw. 198.

Kubły rzucają wykop do koryta; ażeby jednak mogły się przesuwac, zakończone jest koryto ruchomą kłapą *a*, którą robotnik podstawia w odpowiedniej chwili pod kubel w położeniu *a*<sub>1</sub>, a potem usuwa ją, żeby następny kubel przepuścić.

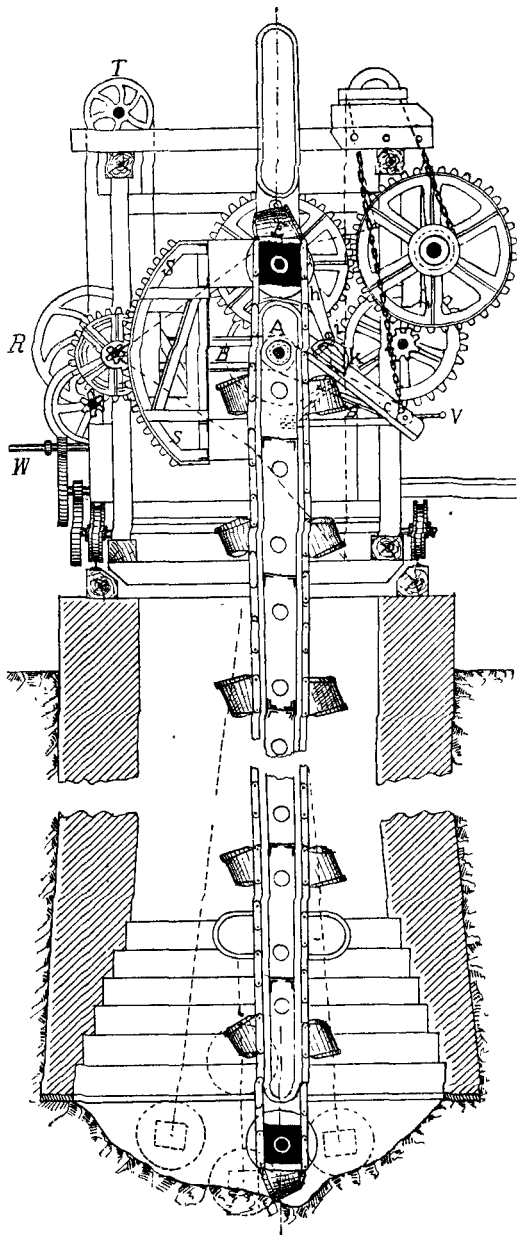
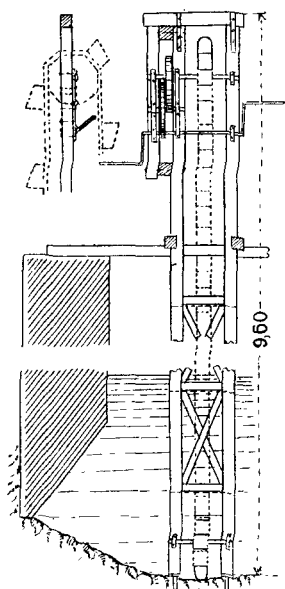
Poruszanie tej bagrownicy odbywało się korbą ręczną, przy pomocy jednej pary kół zębatych.

Prostsze i zgrabniejsze od poprzedniego jest urządzenie bagrownicy przedstawionej na r. 197. Drabina stoi na dwóch żelaznych kołcach, które wtłacza w ziemię swoim ciężarem; utrwała się tem samem w płaszczyźnie pionowej, i samoczynnie się opuszcza w miarę pogłębiania studni (Skl.); nadto u góry jest ona kierowana przez belki poziome.

W tym razie bębny były ośmio-  
kątne, kubły obejmowały po 9 dm<sup>3</sup>.  
Do obsługi używano 7 do 8 ludzi  
i wyciągano dziennie do 9 m<sup>3</sup>.  
Dziennie zapuszczanie studni wynosiło 0,82 do 1,05 m; przy pomocy zaś łopaty indyjskiej osiągnięto tylko 0,37 do 0,80 m, a bagrownicą świdrową tylko 0,33 do 0,74 m.

Obie powyższe bagrownice pracują bez przesuwania ich w kierunku poziomym; następująca zaś ustroju Waltjena (r. 198) używana przy budowie bulwarów w Hamburgu, przesuwana się po szynach i może być lekko nachylana

197.



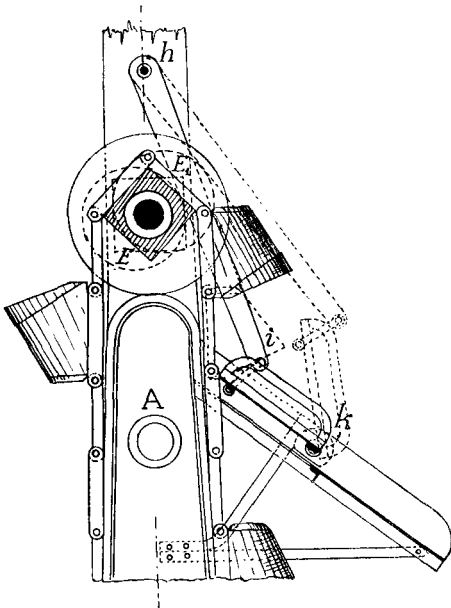
w płaszczyźnie pionowej prostopadłej do płaszczyzny drabiny; w ten sposób dosięga każdego punktu powierzchni którą pogłębia (AB. 1881).

Do przesuwania poziomego służy ręczna winda *W*. Drabina wisi na osi *A*, w dwuramiennym wahaczu *B*, a podnoszenie i spuszczenie jej wykonywa druga winda ręczna *V*. Wreszcie do ruchu wahadłowego przeznaczona jest winda ręczna *R*, działająca na łuk zębaty *ss*, stale połączony z drabiną. Do poruszania łańcucha kubłów służy lokomobil, do którego prowadzi koło pasowe.

Do przepuszczania kubłów obok koryta odpływowego (r. 199) służy kłapa *k*, połączona z łamanym drażkiem *hi*. Drażek ten poruszany jest przez mimośród *EE<sub>1</sub>* na osi roboczej, jak wskazują linie kropkowane. Odchylenie zatem kłapy *k* odbywa się samoczynnie.

Do pogłębiania większych powierzchni, potrzebna jest bagrownica przesuwana w dwóch kierunkach do siebie prostopadłych. Taki przyrząd przedstawia

199.



r. 200. Zarazem widzimy tutaj ten odmienny szczegół, że łańcuch przechodzi przez 3 bębny, a wskutek tego drabina jest znacznie szersza niż w poprzednich przykładach. Górny bęben jest sześciokątny, dolne dwa ośmiokątne. Te dwa bębny sprawiają, że kubły są w zetknięciu z większą powierzchnią ziemi, więc lepiej się napełniają. Bagrownica ta może być poruszana bądź to ręcznie, bądź też maszyną parową.

W przypadku przedstawionym na rysunku, fundament był 11,2 *m* szeroki i zamknięty palisadami. Na kapturach palisad położono szyny, a na nich postawiono wóz utworzony z dwóch dźwigarów drewnianych połączonych pomostem. Na pomoście leży również tor kolei roboczej, przytem mieści się na nim lokomobil i bagrownica, które przesuwają się w miarę postępu roboty na kółkach, w kierunku poprzecznym fundamentu. Przesuwanie podłużne odbywa się

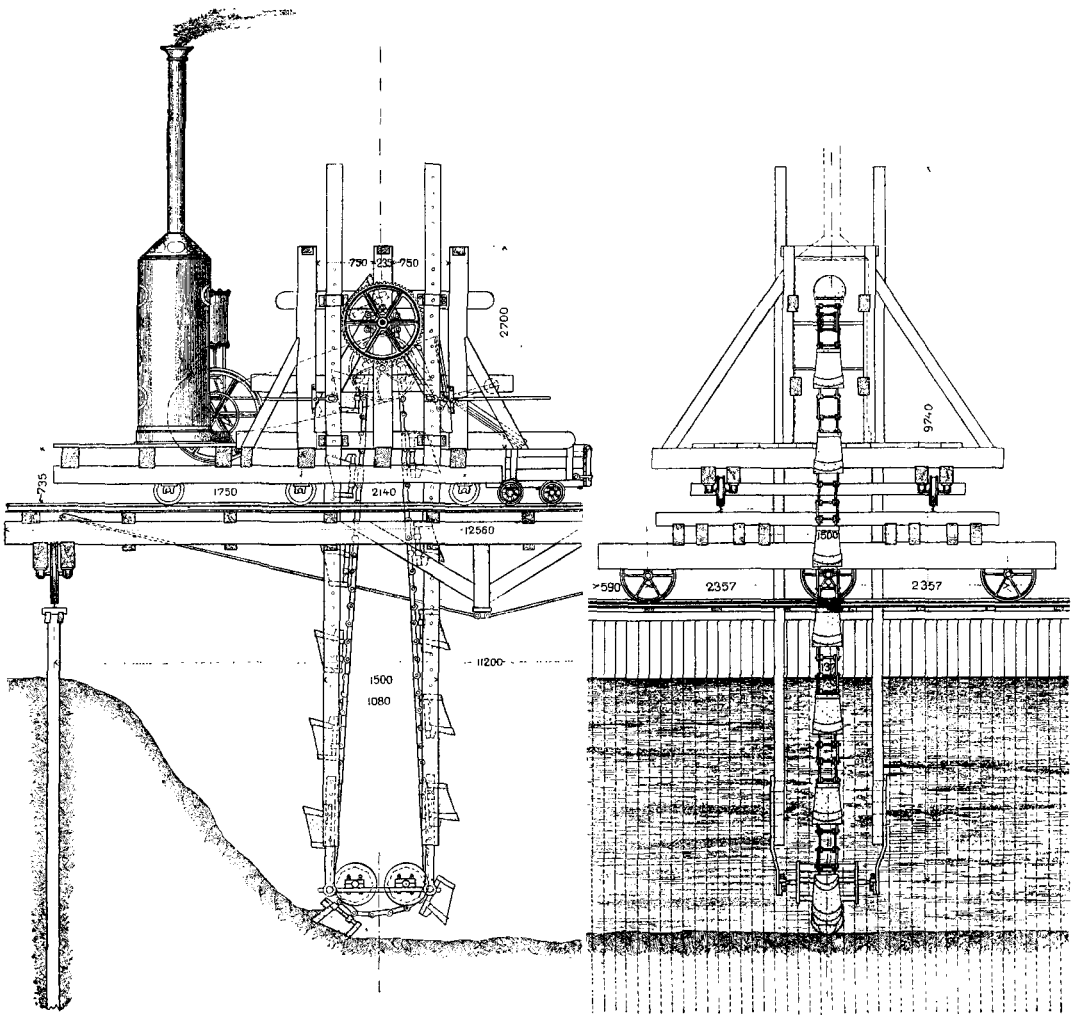
za pomocą wozu. Kubły rzucały wykop do małych wózków na torze pomostu, a te oddawały go wozom kolejowym do dalszego przewozu. Koła zębate przy drabinie, mnożyły siłę motoru 7 razy.

O ile nie było przeszkód, wydobywała bagrownica 100 do 200 *m*<sup>3</sup> dziennie; był to prawie wyłącznie piasek i żwir. Przedsiębiorca robót dostawał z dyrekcji za opłatą maszynę i wozy; a sam ponosił tylko koszt utrzymania i ruchu.

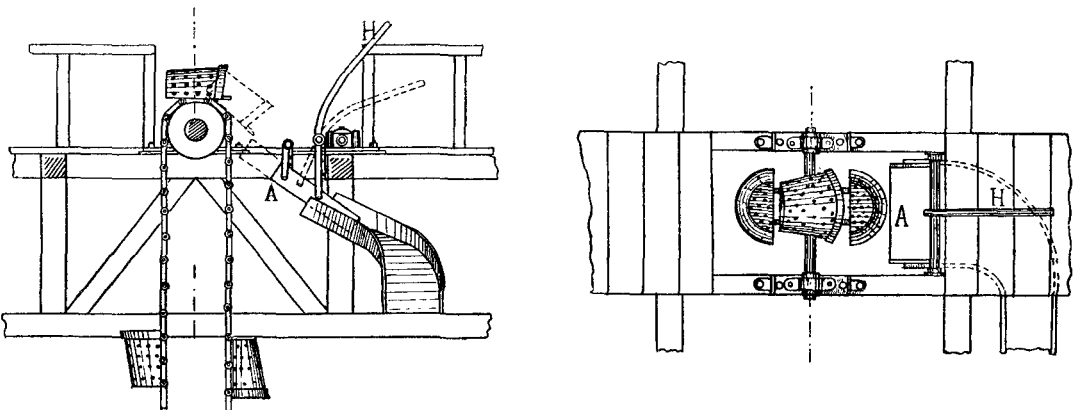
Za wybagrowanie 1 *m*<sup>3</sup> średnio spoistego materiału z przewozem do 50 *m*, płacono 1,8 marek, za bardzo zbity zielony piasek 3 marki; od ręki zaś dokonany wykop, do 0,9 pod wodą, płacono 1,1 mk za 1 *m*<sup>3</sup>. Czynsz za bagrownicę liczono 10 mk dziennie. (Cz. H. 1877 s. 573).

Rys. 201 przedstawia urządzenie ruchomej przystawki koryta odpływowego, które używane było przy fundacyi pneumatycznej mostu na Renie pod Kehl. Przystawka *A* zawieszona była jak wahadło, i podsuwana pod kubły od ręki dźwignią *H*. Nieustanny strumień wody ułatwiał odpływ wykopu.

200.



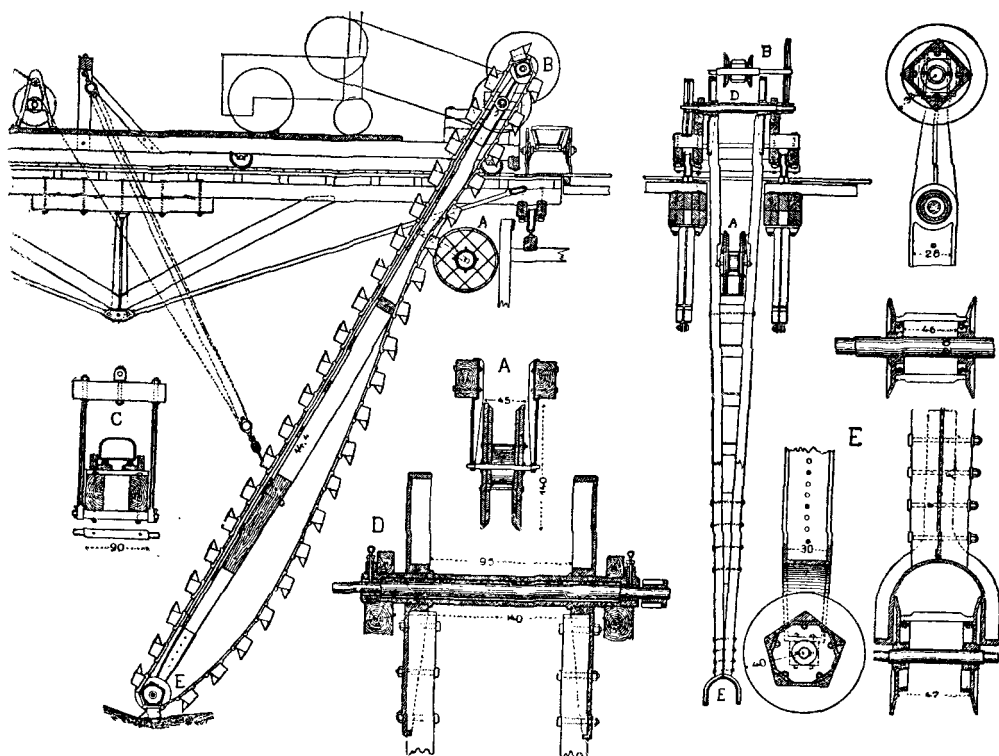
201.



b. Bagrownice pochyłe. Rys. 202 przedstawia bagrownicę używaną przy fundacji szluzu we Wrocławiu. (ZfB. 1880, tb. 40). Drabina składa się z dwóch belek tuż obok siebie ustawionych, między którymi umocowane są na obu końcach widły, z łożyskami dla bębnow. Pełne kubły idą po drabinie do góry, próżne wracają spodem i wiszą swobodnie. Przy większych kubłach bywają na łącznikach łańcucha osadzone kółka, na których kubły się toczą.

Z powodu zwieszania się dolnej części łańcucha, próżne kubły przeszkadzałyby wyrzucaniu wykopu do koryta. Z tego powodu muszą być odsuwane ku drabinie przez koła odchyłkowe (*Ablenkungsrad*) A. W tym przykładzie są to dwie tarcze drewniane o średnicy 1,4 m. Koła te osadzone być powinny na drabinie wysoko, ażeby pod nimi jak największa część łańcucha wisieć mogła swo-

202.

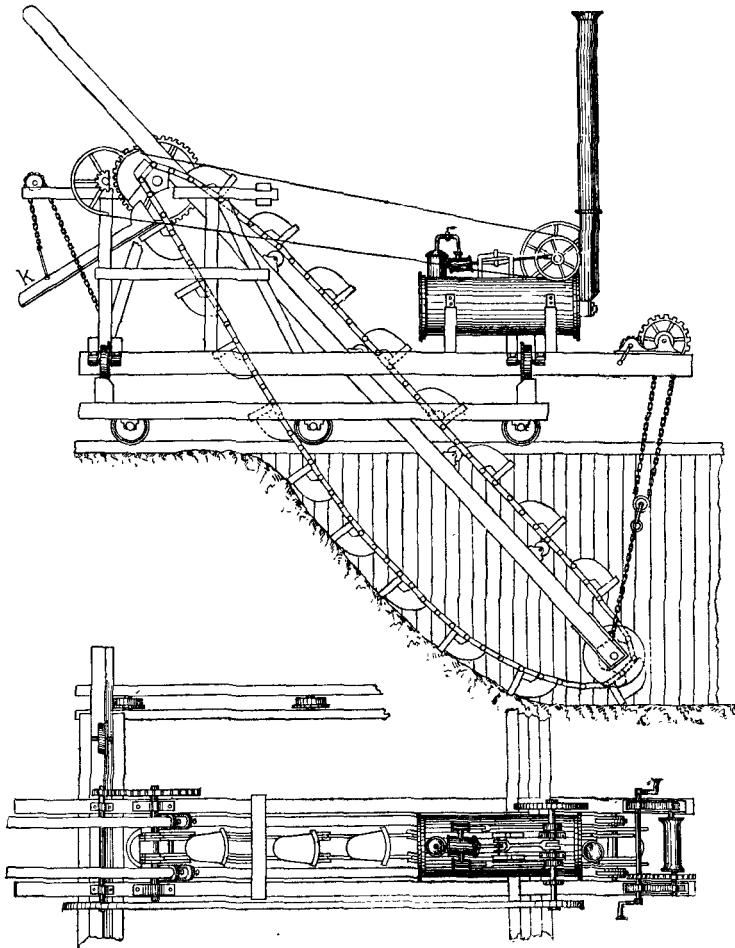


bodnie. W ten sposób bowiem kubły zacinają ziemię na wielkiej powierzchni, a zato cienką warstwą; pracują zatem z mniejszym oporem i lepiej się napełniają. Przy stromym pochyleniu drabiny, może zająć potrzeba dwóch par kół odchyłkowych. Kubły tej bagrownicy obejmowały  $45 \text{ dm}^3$ , wykop był podnoszony  $15 \text{ m}$  wysoko, ośmiokonny lokomobil wydobywał tym przyrządem  $15 \text{ m}^5$  piasku na 1 godzinę.

Bagrownice pochyłe, podobne do powyższej, pracują przed podcinanie ziemi przed sobą; pogłębiają zatem warstwami poziomymi. Do takiej pracy właściwym jest, że pełne kubły posuwają się po wierzchu drabiny, i są na niej podparte. Bagrownica taka jest nasiębierna. Często jednak korzystnie jest bagrować według skarpy; i to o ile być może, odrazu na całą przepisaną głębokość. W takim razie pełne kubły idą w górę po skarpie, a więc znajdują się pod dra-

biną. Kubły skrobią skarpe ciężarem własnym, i ustępują w razie wyjątkowego oporu. Taka bagrownica jest podsiębierna (rys. 203); znana głównie w zastosowaniu do przekopów na sucho. Nieznajduję w literaturze przy-

203.

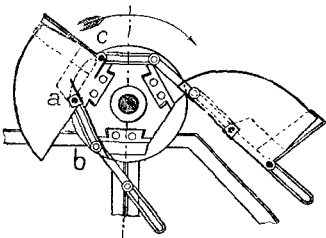


kładów takiego bagrowania; ale sądzę że na podstawie załączonego szkicu, czytelnik potrafi zastosować szczegóły powyżej przytoczone do bagrownicy podsiębierniej, skoro zwróce tu uwagę na odmienne warunki wypróżniania kubłów w tym przypadku; wznoszą się one bowiem wylotem w górę, i wypróżnione być muszą nim przejdą górny bęben.

Odnosny ustrój kubłów pomysłu inżyniera Couvreux, przedstawia rys. 204. Płaska ściana kubła łączona jest z dwoma kolejnymi ogniwami łańcucha. Przy wstępie kubła na bęben, ściana ta złożona z dwóch części, załamuje się o kąt jaki tworzą ściany bębna; przytem ponieważ inne trzy ściany

kubła, połączone są z górną częścią ściany płaskiej, więc tworzy się u spodu otwór, przez który wypada wykop. (Na rys. 203 koryto do odpływu wykopu jest za blisko przysunięte do kubłów).

204.



Zauważyć wypada, że bagrownica podsiębierna z kubłami Couvreux może być z małemi zmianami drabiny, a bez zmiany kubłów, zamieniona na nasiębierną; odwrotna zamiana wymagałaby zmian kosztownych.

Pochylenie drabiny można zmieniać w miarę konieczności w ciasnych jednak granicach. W ten sposób przedłużanie łańcucha przy zmiennej głębokości, jest mniej częste niż przy bagrownicach pionowych, a bezustanne opuszczanie przyrządu zupełnie odpada.

Przy bagrownicach nasiębiernych, prawie wyłącznie używanych do wielkich robót rzecznych, pochylenie najkorzystniejsze jest 40 do 45°, i do tego po-



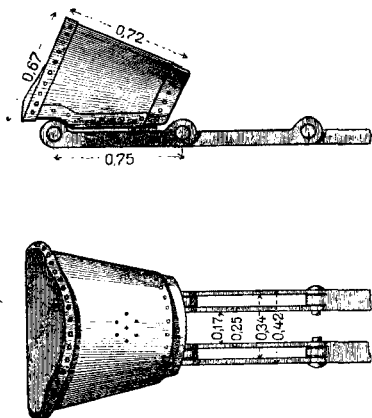
chylenia zastosowane są szczegóły ustroju; a mianowicie długość łańcucha w stosunku do długości drabiny, i kształt kubłów. Przy bardzo łagodnym pochyleniu, dolne kubły próżne, zwieszają się niżej od dolnego bębna; zacina się zatem nie tylko tuż przy bębnie, ale także przez dalsze kubły; ztąd uderzenia i szarpanie łańcucha; zarazem napełnienie kubłów jest mniejsze z powodu niekorzystnego położenia ich na drabinie przy wznoszeniu się. Przy stromym pochyleniu drabiny, dolny bęben słabo chwyta kubły; nadto opór ziemi przy zacinalaniu, powiększa się o wielki opór powstający wskutek obracania się kubłów wewnątrz ziemi. Pochylenie drabiny za strome, uważane jest przy tych bagrownicach jako więcej szkodliwe, niż pochylenie zbyt łagodne. Przy bagrownicach podsiębiernych, zmiany pochylenia mniej się czuć dają; wszelako i tutaj, naprężenie łańcucha musi odpowiadać pochyleniu drabiny; co łatwo wypróbować podczas roboty. W każdym razie, jeżeli głębokość bagrowania znacznie się zmienia, pożądana jest możność zmieniania długości drabiny, ażeby mniej zmieniać jej pochylenie. Do tego służą odpowiednie urządzenia, pozwalające przesuwac ós górnego bębna (SF. s. 20).

W ciasnych fundamentach niema mowy o zastosowaniu bagrownicy pochyłej; łatwiej pomieścić pionową, albo użyć przyrządu innego systemu, mianowicie chwytacza.

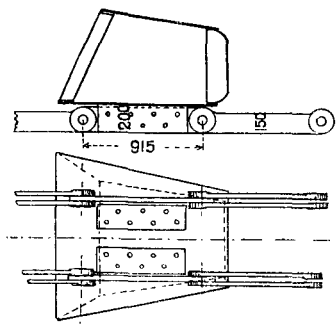
Najwłaściwsza prędkość łańcucha jest 0,20 do 0,25 *m* na sekundę. Dla bezpieczeństwa przeciw uszkodzeniu na wyjątkowych oporach, używa się przesyłki przez tarcie, lub kół z drewnianymi zębami, które łamią się wtedy, i łatwo mogą być wymienione.

Do 5 *m* głębokości, wydobywają wielkie bagrownice do 5 *m*<sup>3</sup> na 1 konia i godzinę; przy 10 *m* głębokości tylko 1,5 do 3,0 *m*<sup>3</sup>. Małe przyrządy pracują

205.



206.



znacznie drożej, a przy robotach rzecznych uważane są bagrownice wydobywające mniej niż 2,5 do 3,0 *m*<sup>3</sup> na godzinę, jako nie ekonomiczne (SF s. 30).

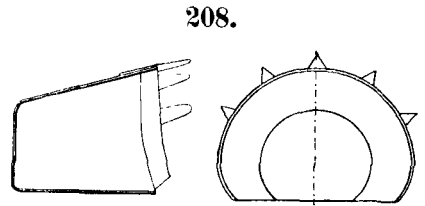
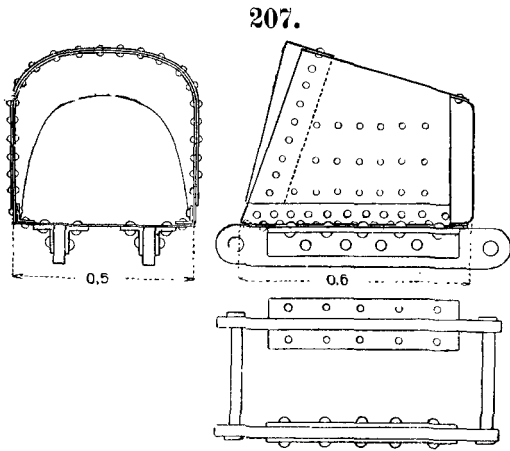
Do robót przy fundacyach niemożna jednak stosować tej zasady już bodaj z tego powodu, że przyrządy te łatwiej niż inne, pozwalają na zastosowanie pary i na pośpiech.

**e.** Ustrój kubłów i łańcuchów. Kubły małych bagrownic, o jakich tu mówimy, mają 8 do 50 *dm*<sup>3</sup> objętości, wykonane są z blachy 3 do 8 *mm* gru-

bej, a ostrze ich jest paskiem stali 10 do 20 mm grubym, przynitowanym (r. 205—207). Do kamienistego gruntu, ostrze musi mieć szereg stalowych zębów (r. 208). Oprócz ostrza, najczęściej niszczą się plecy kubła (Rückwand), t. j. ściana połączona z łańcuchem; a to wskutek momentu zginającego ogniwo łańcucha podczas zacinania ziemi, i wskutek wstrząśnień na bębnach. Plecy bywają też przy wielkich kubłach stalowe.

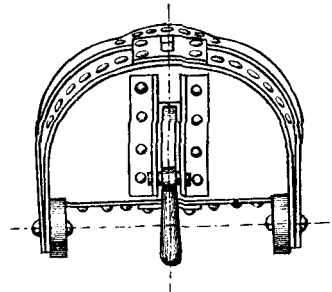
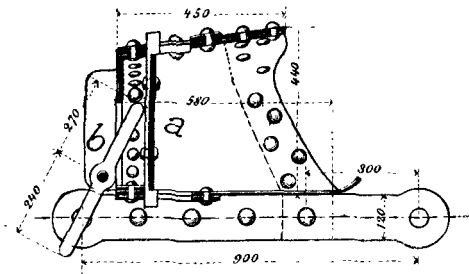
Przekrój kubła jest zwykle półkolisty lub eliptyczny; rzadziej prostokątny lub innego kształtu.

Piaszek lub żwir wypadają z ku-



błów bez trudności; ił natomiast przyczepia się do ścian tak silnie, że musi być z kubła wypchnięty. Dla materiałów o małej lepkości wystarczy, gdy kubły są u wylotu szersze niż z przeciwnej strony. To rozszerzenie musi być tem

209.

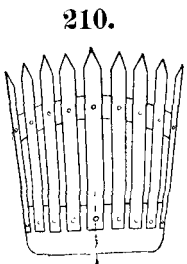


silniejsze, im większa jest lepkość materiału; a ponieważ powiększa się przez to opór przy napełnianiu kubła, więc powszechnie używane są do ładu kubły z ruchomym dnem, konstrukcyi Lutzera (r. 209). Dno *a* stanowi oddzielną płytę ruchomą, kierowaną w szparach ścian bocznych o którą opiera się dwuramienna dźwignia *b*. W miejscu w którym kubły mają się wypróżniać, zaczepia dolne ramię tej dźwigni o sztabkę poprzeczną umieszczoną przy drabinie lub na rusztowaniu, górne zaś ramię popycha płytę *a*, przez co ił zostaje oderwany od ścian kubła. Przy kubłach Couvreux dokonywują tego ruchome plecy same przez się.

Dla odpływu zaczerpniętej wody, ściany kubła są dziurkowane (r. 205—207); jeżeli zaś chodzi wyłącznie o podnoszenie kamieni, zamieniają się niekiedy na szereg prętów (r. 210).

Kubły Couvreux nie potrzebują żadnych otworów.

Połączenie kubłów z łańcuchem, może być wykonane w rozmaity sposób.



Jedno z najsilniejszych i najprostszych, jest przytwierdzenie za pomocą kątówek (r. 207) do zwykłych ogniw łańcucha.

Ogniwa te są naprzemian pojedyncze i podwójne, ze wzmocnionemi okami na sworznie; oka mają wewnątrz pierścienie stalowe.

Sworznie są stalowe z głowami kwadratowemi, które opierają się o odpowiednie wysokości na łańcuchu, i nie pozwalają na obracanie się sworzni niezależnie od łańcucha. Wskutek tego sworznie zużywają się tylko po jednej stronie, na oporze łańcucha, poczem można je obrócić.

Wskutek zużywania się sworzni, ogniwa łańcucha przedłużają się z czasem, a wtedy nie zgadzają się z szerokością ścian bębnow; ztąd gwałtowne przesuwanie, wstrząśnienia i zniszczenie łańcucha. Z tego powodu proponowano już dla wielkich bagrownic, pokrywanie ścian bębnow listwami drewnianemi, które

możnaby w powyższym przypadku wymieniać na nowe nieco grubsze, i utrzymywać przez to zgodność łańcucha z bębniem. Dla wielkich bagrownic, uważa Salomon ten środek jako wątpliwy, z powodu zbyt małej wytrzymałości drzewa (SF. 25,6); dla małych jednakże, byłby on zapewne bardzo właściwy.

Górny bęben ma u małych bagrownic przekrój sześciokątny lub pięciokątny; u wielkich pięciokątny lub kwadratowy (r. 202). Im mniejsza liczba ścian, tem większe wstrząsanie łańcucha przy wstępie nowych ogniw na bęben, ale tem pewniej jest on na bębnie trzymany. Dolny bęben ma zwykle więcej ścian niż górny, ażeby przechyłanie kubłów na obu osiach nie było jednoczesne.

## D. Bagrownice pompowe

(n. *Pumpenbagger*).

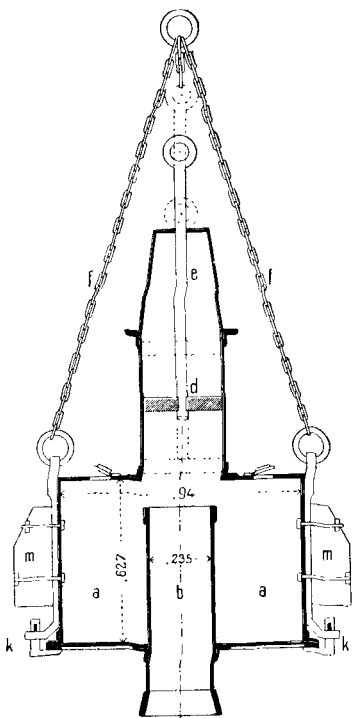
Te przyrządy działają za pomocą ssania; możliwe też są tylko do bardzo miękkiego materiału, a głównie do piasku przy zapuszczaniu studzien; przytem te mają większe pole zastosowania, które dadzą się łatwo przesuwac w płaszczyźnie poziomej, i zbliżać w miarę potrzeby do różnych punktów obwodu studni.

Bagrownica z tłokiem (*Sandpumpe*). Pierwszy raz zastosowany był ten przyrząd w r. 1867, do fundowania mostu na rzece Jumna w Indjach. Później ulepszony przez Gilla, był wielokrotnie używany; a między innymi do zapuszczania studzien dla wodociągów berlińskich (rys. 211).

Walcowa skrzynia *a* ma stałą pokrywą a odejmowane dno, które trzymane jest przez cztery haki *h*, obracalne około osi pionowej i przyciśnięte klinami *k*. W dnie osadzony jest walec ssący *b*, a w pokrywie walec dla tłoka *d*. Do koła tego walca widzimy w pokrywie 12 wentyli. Drewniane klocki *d* chronią skrzynię od uderzeń.

Przyrząd wisi na łańcuchu *f* poruszonym przez windę parową; trzonek zaś tłoka *e*, połączony jest z drugim łańcuchem, przytwierdzonym do wahacza, z postronkami dla robotników poruszających tłok.

211.



Powyższe dwa łańcuchy idą przez dwa krążki zawieszone na trójnogu stojącym na rusztowaniu, ponad środkiem studni.

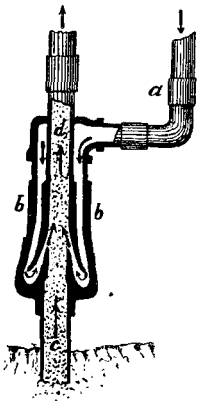
Na pomoście rusztowania leży tor, na którym przesuwają się dwa wozy; jeden z nich przywozi na miejsce bagrownicę, drugi zapasowe dno do niej dla odmiany.

Bagrownica spuszczone zostaje na dno studni, łańcuch *F* odcepiony od windy i zawieszony na trójnogu. Robotnicy naprężają lekki łańcuch przyczepiony do ucha trzonka *e*, i za pomocą wahacza poruszają tłok *d* tak jak babę kafara. Przez podniesienie tłoka, ciśnienie pod nim zmniejsza się, i powstaje ssanie wody wraz z piaskiem, przez walec *b*. Gdy następnie tłok spada własnym ciężarem, woda uchodzi przez wentyle; piasek zaś, o ile wszedł do skrzyni *a*, opada na dno. To się powtarza za każdym obrotem tłoka, i potrzeba 100 do 150 poruszeń, ażeby skrzynię *a* napełnić piaskiem. Wtedy winda parowa wyciąga bagrownicę ze studni, i stawia ją na podsunięty wóz. Kliny zostają wytrącone, haki obrócone o ćwierć obrotu, i winda podnosi skrzynię bez dna. Wóz z wykopem odjeżdża, a inny podsuwa drugie dno, które zostaje założone do skrzyni. Poczem można ją znowu spuścić do studni.

Dziewięciu ludzi przy wahaczu, dwóch na rusztowaniu i maszynista, mogą napełnić 5 do 6 skrzyń na godzinę. Geometryczna objętość skrzyni jest  $0,495 m^3$ , ale w ciągu 10 godzin pracy doprowadzono tylko do maximum  $22,2 m^3$ , a średnio  $12,1 m^3$ , co stanowi wynik bardzo słaby.

Gdyby walec *a* był połączony szprychami ze ścianą rury *b*, dno zaś poruszało się na zawiasach, i szczelnie przystawało od spodu do kątówki przy obwodzie rury *b*, nie byłoby wymiany dna i mniejsze byłyby straty czasu. Jednakże głównym błędem tego przyrządu jest niepożyteczne poruszanie wielkiej objętości wody, nieekonomiczna praca tłoka przy tem poruszaniu, i ztąd bardzo powolne napełnianie skrzyni.

212.



Bagrownica injektor (r. 212). Pompa parowa tłoczy wodę przez *a*. Przewody wewnątrz *b* zwracają prąd w górę, jak wskazują strzałki; ztąd powstaje ssanie w kierunku *cd*, które podnosi wodę wraz z piaskiem. W ten sposób odbywa się bagrowanie w studni, lub w skrzyniach roboczych przy fundacji pneumatycznej. Rura odpływowa 90 mm szeroka, wyrzucała w ten sposób  $2,2 m^3$  piasku na godzinę, na wysokość 36 m; wszelako używano wody pod ciśnieniem 10 atmosfer.

Pierwsze zastosowanie zrobił inżynier Eads przy fundowaniu mostu na Misisipi pod St. Louis (1870). Przyrząd ten pracuje dobrze w mule bez piasku; ziarenka piasku zcierają przewody i prędko je niszczą.

Pompa Geerta. Ten przyrząd opisany na str. 85, może być poruszany ręcznie lub parą. Przy pracy ręcznej, podnosił z 10 m głębokości 6 do 10  $m^3$  piasku na godzinę; przytem 4 robotników poruszało pompę, a jeden zajęty był wzruszaniem piasku na dole, przy rurze ssącej; wynik był zatem dosyć korzystny.

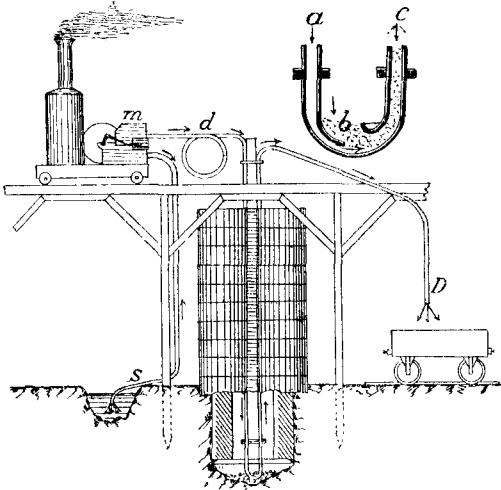
Podobnie jak pompa Geerta, działa pompa Noela w Paryżu; a to przy pomocy giętkiej płyty (Revue industrielle 1888 s. 414/15, Br. E).

Excavator hydrauliczny Robertsona (r. 213). Składa się z rury *abc* zgiętej w kształt *U*, z otworem w środku. Przy otworze ramię *ab* jest zwę-

żone, drugie ramię natomiast jest rozszerzone. Skoro przyrząd zostanie zapuszczony ciężarem własnym w piasek, i przez rurę *a* wtłaczana będzie woda, natenczas przy *b* powstaje nagłe zmniejszenie prędkości, i wzburzenie wody, które piasek porusza. Prąd zaś jej porywa go w górę do rury *bc*\*). Coraz nowe ziarenka piasku napływają w miejsce dawnych, przyrząd płucze zatem i pogłębia.

Jednocześnie działa ten przyrząd ssąco, jak injektor; płukanie i ssanie wspierają się, i trwają jednostajnie; to zapewne sprawia, że wynik jest korzystny.

213.

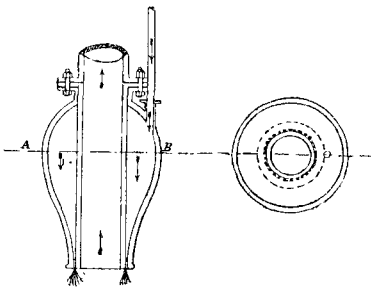


Przy budowie bulwarów w Glasgowie, zapuszczano tym przyrządem studnie; ogólne urządzenie tej roboty przedstawia rys. 213; *m* jest maszyna parowa, *s* rura ssąca, *d* rura tłocząca, *D* rura odpływowa.

Trzy studnie połączone w jedną całość, zapuszczano jednocześnie trzema excavatorami. Maszyna tłocząca wodę była o sile 4 do 5 koni; średnie zapuszczenie wynosiło 1 *m* na godzinę, co znaczyło 13,3 *m*<sup>3</sup> wykopu. Dziennie zatem na 1 konia wypada 33 *m*<sup>3</sup>, czyli blisko 3 razy więcej jak przy pompie piaskowej z tłokiem (r. 211).

Ulepszenie tego przyrządu podaje inżynier Casse (r. 214 An. belg. 1903 s. 461). Zamiast krzywego połączenia obu rur pionowych, używa on bańki w kształcie gruszki, która obejmuje rurę odpływową. Do tej bańki wchodzi rura tłocząca, a działanie przyrządu widoczne jest z załączonego rysunku.

214.



Sądzę jednak, że wielka różnica szerokości obu rur pionowych nie jest korzystna. Przez wąską rurę tłoczącą powiększamy niepotrzebnie opór, tem więcej, że siła prądu wzruszającego piasek, zależy tylko od prędkości wody wytryskającej u spodu; a więc od stosunku objętości dostarczanej rurą tłoczącą, do powierzchni przekroju otworów, kteremi woda wytryska. Przez szeroką zaś rurę odpływową zmniejsza się prędkość która ma porwać wykop.

Bagrownica pneumatyczna Jandina (r. 215). W tym przyrządzie, zbudowanym na zasadzie injektora, zamiast wody jak w poprzednich, działa ściśnione powietrze; *s* jest rura ssąca, *r* rura dostarczająca ściśnionego powietrza. Przez kolano *a* dostaje się powietrze do pierścieniowego kanału *b*, a ztąd przez kolistą do góry zwróconą szparkę, do wnętrza rury *s*. Szerokość tej szparki można regulować.

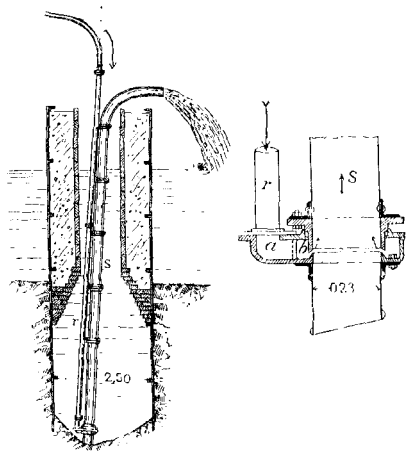
Skoro przyrząd weśnięty zostanie dolnym wylotem w piasek, a pompa powietrzna wtłacza powietrze przez *r*, natenczas wewnątrz *s* tworzy się mieszanina powietrza i wody, lżejsza od wody, która tem samem wznosi się, a przytem ssie

\* ) Strzałka przy *c* na rysunku ma być zwrócona do góry.

wodę razem z piaskiem. Jeżeli pompa dostarcza dostateczną objętość powietrza, natenczas mieszanina powietrza wody i piasku jest także lżejsza od wody, i wznosi się przez rurę *s*.

Z powodu włączania ciała znacznie lżejszego od wody, może być rura *s* znacznie szersza niż w poprzednich przyrządach; większe też bryły ziemi mogą być unoszone, a prąd otrzymany wznosi się znacznie ponad powierzchnię otaczającej wody; średnio mianowicie, na  $\frac{1}{3}$  głębokości tej wody.

215.

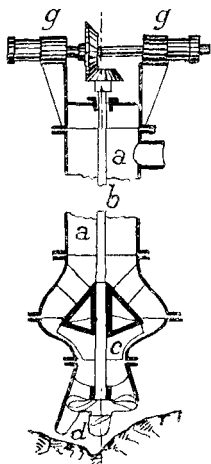


Tak np. gdy rura ssąca była 23 *cm* szeroka, przyrząd ten wyrzucał kamienie ważące 10 do 15 *kg*, z głębokości 4 do 5 *m*, 2 *m* nad powierzchnię wody. W innym przypadku wyciągnął ten przyrząd łańcuch 18 *mm* gruby, ważący 50 *kg*, z głębokości 12 *m*, 3 *m* nad wodę; przytem zużywał 100 litrów powietrza na sekundę.

Najkorzystniejszy okazał się ten przyrząd przy zapuszczaniu studzien, jak przedstawia rys. 215, odnoszący się do budowy mostu na Guadalquivirze pod Palma del Rio. Studnie były żelazne lane; dla obciążenia

wypełniono je betonem, zostawiając wewnątrz tylko tyle miejsca, wiele wymagała bagrownica. Rura *s* miała 23 *cm* średnicy, maszyna poruszająca pompę 6 do 8 koni, przyrząd podnosił kamienie ważące do 8 *kg*.

216.



Pożyteczny skutek przyrządu oceniają w piasku lub mule bez spójności, z przymieszką drobnych kamieni, na 1—2 *m*<sup>3</sup> na 1 konia i godzinę.

Umieszczając kilka rur tłoczących w odpowiednich odstępach jedną nad drugą, można działanie przyrządu wzmocnić, i używać go z tym samym skutkiem do największych nawet głębokości. W takich warunkach ułatwić można poruszanie rury, przyczepiając do niej puste skrzynie unoszące jej ciężar.

Do materiału o większej spójności, przyrząd ten nie jest właściwy. Jakkolwiek wynalazca dodaje do niego w takich razach części pomocnicze, krające i wzruszające ziemię, co ma ułatwić główne, właściwe działanie przyrządu, jednakże skuteczność tych urządzeń jest co najmniej wątpliwa. Miasto Uleåborg w Finlandyi zrobiło mianowicie w r. 1888 doświadczenie, że pomimo tych dodatków, maszyna 30 konna wyciągała z głębokości 6—7 *m* tylko 13 *m*<sup>3</sup> na godzinę, skoro pracowała tą bagrownicą w zbitym piasku. Usunięto ją zatem, i zakupiono bagrownicę łańcuchową (Skl. 1895 str. 76).

Z tego powodu opuszczam tutaj wspomniane przyrządy i dalsze szczegóły, które znajdzie czytelnik w podanych poniżej źródłach\*).

\*) DB. 1887 s. 78, CBl. 1887 s. 195, ATr. 1888 s. 2190, GC. 1888 t. XIV. s. 65, AP. 1888 s. 1034.

Bagrownica wirowa (r. 216 *Sand Kreiselpumpe*). Jest to zastosowanie pompy wirowej do bagrowania. Helisa *c* leży tuż nad ziemią, oś jej *b* ma u spodu łopatki *d* do wzruszania ziemi. Około *g* może być przyrząd zawieszony między dwoma galarami, albo oparty na rusztowaniu, albo zawieszony na wielokrażku i spuszczały w miarę potrzeby (DB. 1875 s. 31\*).

Przyrząd rozdrabniający należy oddzielić od helisy, albowiem prędkość na obwodzie jego nie powinna być większa jak 1,0 do 1,5 *m* na sekundę, ażeby siłą odśrodkową nie wyrzucał wzruszonego materiału na zewnątrz. Łopatki jego powinny mieć kształt taki, żeby o ile być może prowadziły ziemię do helisy.

Otwór ssący ma być ciasny, a więc odwrotnie jak przy pompach, ażeby powstawała w nim wielka prędkość, i silne ssanie wzruszonej ziemi.

Należy o ile możności wstrzymać przystęp wody czystej, nie zawierającej rozmąconej ziemi; a w tym celu, od strony już wybagrowanej, należy zastąpić łopatki wzruszające.

Prędkość wody w przewodzie *a*, musi być tak wielka, żeby siła uderzenia wystarczała do podniesienia najgrubszych kamyków, możliwych w danym razie, uwzględniając przytem ich ciężar względny (pod wodą). Nadto z danym gatunkiem ziemi należy przez próby oznaczyć, przy jakiej prędkości wydaje przyrząd największy procent wykopu.

Dla pierwszego warunku, prędkość *v* dla promienia *r*, kulek o ciężarze gatunkowym 2,5, rachować można według wzoru

$$v = 12,528\sqrt{r}$$

gdzie *v* i *r* w metrach. Ztąd wypada podana niżej tabela (Br.).

Jeżeli dalszy przewód cieczy do miejsca odkładu ma się odbywać rurami, i mieć znaczniejszą długość, należy szerokość rur rozważnie obrachować, aby nie tracić dużo siły poruszającej na opory.

<i>r</i>	<i>v</i>	<i>r</i>	<i>v</i>	<i>r</i>	<i>v</i>
0,0001	0,125	0,001	0,404	0,01	1,25
2	186	2	559	2	1,86
3	216	3	685	3	2,16
4	251	4	790	4	2,51
5	280	5	883	5	2,80
6	306	6	968	6	3,06
7	331	7	1,04	7	3,31
8	354	8	118	8	3,54
9	357	9	186	9	3,57
				0,10	4,04

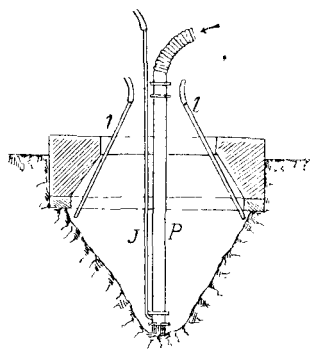
Bagrownice pompowe tem są lepsze od kubłowych, że przy pomocy rur pozwalają na wygodniejszy i tańszy transport wykopu na wielkie odległości. W ogóle też dają mniejsze koszty utrzymania i amortyzacyi.

\*) Dostarcza firma Brodnitz i Seydel w Berlinie.

Brennecke podaje że w jednym przypadku, koszt bagrowania  $1 m^3$  za pomocą łańcucha, wraz z przewozem holownikiem parowym, wynosiły 0,475 mk; że następnie ta sama robota, przy zastosowaniu małej bagrownicy pompowej wypadła na 0,38 mk; a potem przy nowej, wielkiej bagrownicy pompowej i 40-konnym motorze parowym kosztowała tylko 0,18 mk.

Połączenie pomp tłoczących z wirową okazało się bardzo korzystne przy zapuszczaniu studzien pod bulwary w porcie Calais (r. 220 ATp. 91 s. 3). Studnie miały po większej części 8 m w kwadrat; do wzniesienia materiału pod wieńcem studni używano 12 rur tłoczących *L*, szerokich na 4 cm, zasilanych po 3 jedną pompą. Wyciągania zaś wykopu dokonywała rura *P* osadzona na pompie wirowej, ustawionej w środku\*). W razie zatrzymania tej pompy, jej wentyl mógłby być zahamowany piaskiem; a wtedy ponowne ssanie byłoby niemożliwe. Z tego powodu wprowadzono do puszkii wentyla rurę tłoczącą *J*, która ten wentyl łatwo wypłukać mogła.

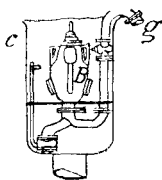
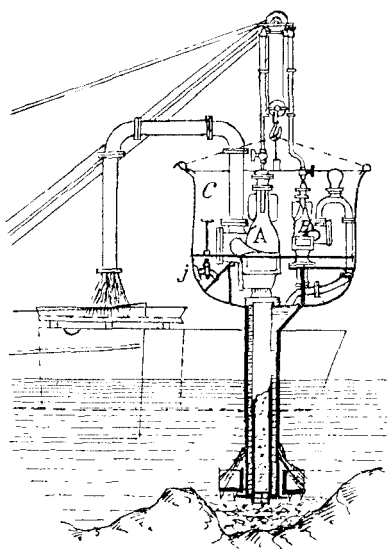
217.



W razie jednostronnego zapadania studni, można ograniczyć wzniesanie ziemi tylko do tej strony która się więcej opiera; a za to w razie potrzeby, użyć wszystkich 12 rur w jednym punkcie. W zwykłych warunkach 8 rur tłoczących ustawiono w równych odstępach na obwodzie studni, a 3 rury do koła rury ssącej *P*.

Służbę składali: 1 podmajstrzy, 1 palacz, 1 dozorca do pompy wirowej i 6 robotników kierujących rury tłoczące.

218.



Na godzinę wyciągano  $20 m^3$  piasku; gliny lub itu daleko mniej. Pomimo tego, przecinano pokłady gliny do 1,2 m grubo.

Pompy tłoczące powinny dostarczać tyle wody, wiele jej wyciąga pompa centryfugalna. W ten sposób osiągnąć można powyższą metodą, że podczas bagrowania ani woda ani piasek nie są wciągane do studni z zewnątrz. Warunek ten jest ważny dla pomyślnego zapuszczania studzien, i powinien być o ile możności zachowany przy każdej metodzie bagrowania.

Bagrownica-Pulsometr Neuhausa (r. 218). Dwa pulsometry *A* i *B*, zamknięte w skrzyni blaszanej *c*, pracują razem. Mniejszy z nich *B*, przeznaczony do wzniesienia ziemi, wyrzuca wodę około otworu ssącego większego pulsometru *A*; w tym celu więc rura tłocząca od *B*, otacza rurę ssącą od *A*, albo też obok niej jest prowadzona. Woda tłoczona przez pulsometr *B*, obraca u spodu kółko z łopatkami wznoszące ziemię.

\*) Na rys. 220 strzałkę u góry przy rurze *P* należy zmienić na odwrotną.



To oddzielne urządzenie przyrządu wzruszającego, jest bardzo korzystne; w razie bowiem uszkodzenia tej części, nie cierpi na tem reszta bagrownicy.

Rura ssąca pulsometru *B*, rozgałęzia się na dwie części; jedna z nich *g* (rys. z prawej str.), idąca wierzchem naczynia *c*, jest zwykle czynna; druga kończy się wewnątrz naczynia, i jest zwykle zamknięta.

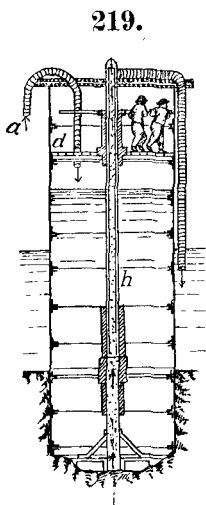
Cały przyrząd może być zawieszony na żórawiu, albo oparty na rusztowaniu; ale przy pomocy powyższego urządzenia, może też samodzielnie pływać. W takim razie można go opuszczać, wpuszczając do naczynia *c* wodę przez kurek *i*. Podnosi się przyrząd, wyciągając napowrót wodę pulsometrem *B*.

Do bagrowania piasku i mułu używano już pulsometru bez pomocy wzruszania łopatkami; mianowicie w Nowym Porcie. Trzy małe pulsometry (na 500, 850 i 1800 *l* na minutę) wzruszały ziemię prądem tłoczzonej wody, a to w miarę potrzeby oddzielnie lub razem. Wyciągania zaś płynu dokonywał wielki pulsometr na 3300 litrów n. m. (ZfB. 1889 s. 261).

Jeszcze więcej uproszczono wzruszanie piasku w porcie Nowojorskim, gdzie 6 pulsometrów pracowało razem na jednym galarze. Rura ssąca każdego z nich była u spodu lejkowato rozszerzona, i zamknięta klapą dziurkowaną, umocowaną na zawiasach. Obwód kłapy miał u spodu 10 długich pionowych zębów, ostro zakończonych, a ciężar na nich spoczywający wynosił około 2000 *kg*. Pod tym ciężarem zęby wślaczały się w piasek i wzruszały go; a jednak utrzymywały klapę w takiej wysokości, że pulsometr mógł pracować. (CBI. 86, s. 172). Uderzenia któremi pracuje ten przyrząd są korzystne dla wzruszania materiału.

### E. Lewarowe bagrowanie systemu Leslie (r. 219).

Rura ssąca *h* o średnicy 0,20 spuszczona na spód zagłębienia studni, połączona jest lewarowo z wodą zewnętrzną. Rura ta wsunięta jest w drugą rurę o średnicy 0,5, do której przytwierdzono u spodu 6 albo 8 łopat ustawionych w promieniach i przeznaczonych do wzruszania ziemi. W odpowiedniej wysokości nad powierzchnią wody w studni, nad podłogą *d*, umocowana jest na zewnętrznej rurze piasta, a do niej wsunięto długie rękojeście, któremi robotnicy obracają rurę *h* tam i napowrót, wykonywując nieco więcej niż pół obrotu. Cały obrót nie był możliwy, z powodu zawieszenia rury zewnętrznej na wielokrążku; zazadem przeszkadzały ruchowi rury *a* od pomp tłoczących, któremi pompowano wodę do studni, utrzymując w niej stan 1,5 do 2,5 *m* wyższy od zewnętrznego. Skoro wyciągnięto powietrze z rury lewarowej, powstawał w niej prąd, który porywał wzruszoną ziemię, i unosił na zewnątrz do rzeki. W ten sposób zapuszczano studnię dziennie o 0,5 do 1,0 *m*.



Leslie zastosowywał później swoją metodę przy różnych fundacjach mostów w Indjach, i ulepszał ją w rozmaity sposób. Powrócimy do tego przedmiotu w rozdziale o fundowaniu na studniach.

### F. Porównanie bagrownic.

Dla porównania i wyboru bagrownicy w danym przypadku, wystarczy zapewne uwagi, które podawałem przy opisie każdej z osobna; ale nadto ułożył

Brennecke tabelę, do której odsyłam czytelnika. Autor przyjął przy układaniu jej że każdy przyrząd ma być umyślnie zakupiony dla jednorazowego użycia, poczem będzie sprzedany. Większe jednak przedsiębiorstwa, które mają sposobność kilkakrotnie używać raz nabytego inwentarza, mogą też przy małych robotach używać z korzyścią droższych przyrządów, o ile te wymagają małych kosztów utrzymania.

### Przewóz wykopu.

Objętości bagrowane i odległości przewozu są przy fundamentach zwykle dosyć małe. Odnośne zatem urządzenia przewozu bywają bardzo proste, polegają na zastosowaniu znanych powszechnie środków, i nie wymagają osobnych wyjaśnień. Wszelako wspomnieć muszę, że o ile materiał wybagrowany czyli Bagrowizna (n. *Baggergut*), jest płynny, należy w każdym przypadku rozważyć, czy nie można zastosować koryta lub rury, w celu odprowadzenia go naturalnym spadkiem do przeznaczonego miejsca. W tym celu nawet może być korzystnym nieco wyższe podnoszenie wykopu, ażeby uzyskać odpowiedni spadek.

Udoskonalone urządzenia przewozu stają się dopiero potrzebne przy wielkich bagrowaniach, dla celów żeglugi; a te podają: Strukel oraz Salamon i Forchheimer, w dziełach często powyżej przytaczanych.

## 7. Usuwanie przeszkód podwodnych.

Kamienie, kłody drzewa lub skały podwodne, przeszkadzające wykonaniu robót, muszą być usunięte. Odbywa się to przez podnoszenie, lub przez rozsądzanie ich.

### a. Podnoszenie kamieni.

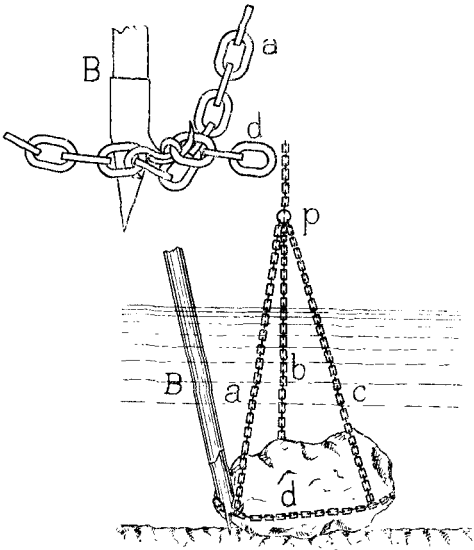
Do chwytania kamieni pod wodą, służą łańcuchy lub kleszcze. Użycie zaś tych przyrządów możliwe jest dopiero wtedy, gdy kamień leży swobodnie na dnie, lub prawie całkowicie z niego wystaje. Przy bagrowaniu trzeba kamień tak długo omijać, dopóki wskutek pogłębienia całej powierzchni sąsiedniej, nie zostanie dostatecznie oswobodzony. Gdy kamień leży pod wieńcem zapuszczanej studni, czekanie jest niemożliwe; trzeba go owszem szybko usunąć, bez pogłębiania całej powierzchni. Należy wtedy wybrać około kamienia dół, a kamień oswobodzić z ziemi o tyle, aby mógł wpaść do dołu. W dole można przedtem podłożyć i przygotować łańcuchy; albo też możliwy się staje przystęp z kleszczami. Jeżeli możliwe są różne położenia dołu, należy go umieścić przy tej ścianie kamienia, która leży najbliżej jego środka ciężkości. Do wybrania dołu, mianowicie w miejscu zastąpionem od prądu, można z korzyścią użyć prądu wody tłoczonej przez rurę.

Rys. 220 przedstawia łańcuch do chwytania kamieni. Łańcuch główny rozgałęzia się od pierścienia *P* na trzy lub więcej ramion *a*, *b*, *c*, równej długości, połączonych u spodu łańcuchem poprzecznym z hakiem na końcu. Tym ostatnim, można opasać kamień niżej największych jego wymiarów; przy pomocy bosaka zczepić końce łańcucha i podnieść kamień.

W czystej wodzie i w niewielkiej głębokości, można wykonać powyższą czynność z galara lub z rusztowania, za pomocą bosaka *B* (n. *Bootshacken*), t. j. drąga okutego z hakiem (r. 220). Bosak przyczepiony być może nad wodą

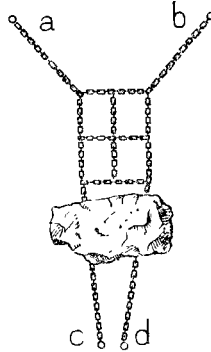
do łańcucha poprzecznego przy początku. Do połączenia końców jego po opasaniu kamienia służyć może drugi bosak, i opisana w dalszym ciągu luneta podwodna. W trudnych warunkach, t. j. w znacznej głębokości i mętnej wodzie, trzeba użyć do tej czynności nurka.

220.



Szybsze i łatwiejsze jest chwytanie za pomocą siatki z łańcuchów (n. *Steinkorb aus Ketten* r. 221). Składa się ona zwykle z sześciu krótkich łańcuchów spojenych na punktach skrzyżowania, a do

221.

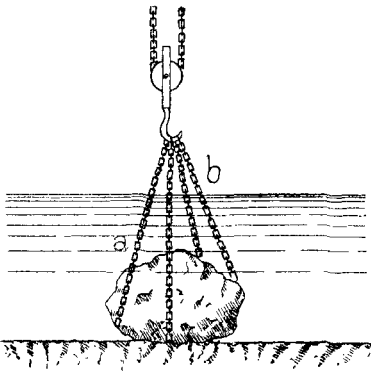


rogów jej przyczepione są cztery łańcuchy *a, b, c, d*, sięgające ponad wodę. Za pomocą bosaków, kamień zostaje wtoczony na siatkę, następnie łączymy cztery łańcuchy powyższe razem i przyczepiamy je do łańcucha od windy; poczem kamień zostaje podniesiony.

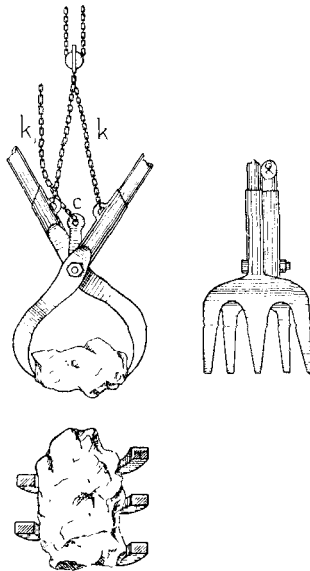
Inny prosty przyrząd łańcuchowy przedstawia r. 222. Zastosowanie jego jest zrozumiałe z rysunku i nie wymaga objaśnień.

Kleszcze albo szpony (r. 223 n. *Steinzange, Teufelsklaue*). Dolne ramiona składają się z trzech lub więcej żeber, chwytających kamień. Do górnych ramion zakłada się drewniane lub żelazne drągi.

222.



223.



Na r. 223 drągi te otwierają kleszcze własnym ciężarem; spuszczenie przyrządu odbywa się na łańcuchu  $k_1$ , przyczepionym przy *c* do punktu skrzyżowania ramion; podnoszenie zaś i zamykanie kleszczy wykonywa łańcuch *k*, przyczepiony do drągów.

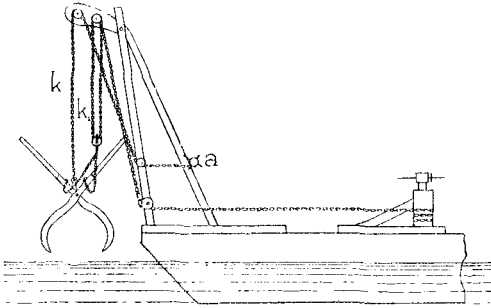
łańcuch *k* poruszany jest za pomocą wału poziomego *a*, zaś łańcuch  $k_1$  za pomocą windy.

Rys. 224 przedstawia zawieszenie takich kleszczy na żórawiu;

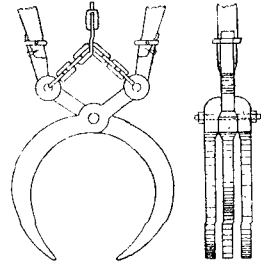
Rys. 225 przedstawia kleszcze połączone z drągami zawiasowo. Drągi te wystają ponad wodę i służą do kierowania kleszczy od ręki; dla tego też przyrząd ten potrzebuje tylko jednego łańcucha.

Kleszcze Erbsteina (r. 226) zbudowane są na podobieństwo bagrownic (CBL. 1890 s. 124). Oddzielne szpony przyłączone są do zawiasów u spodu rury, która stanowi głowę przyrządu. Do poruszania ich, służą dwa systemy łań-

224.



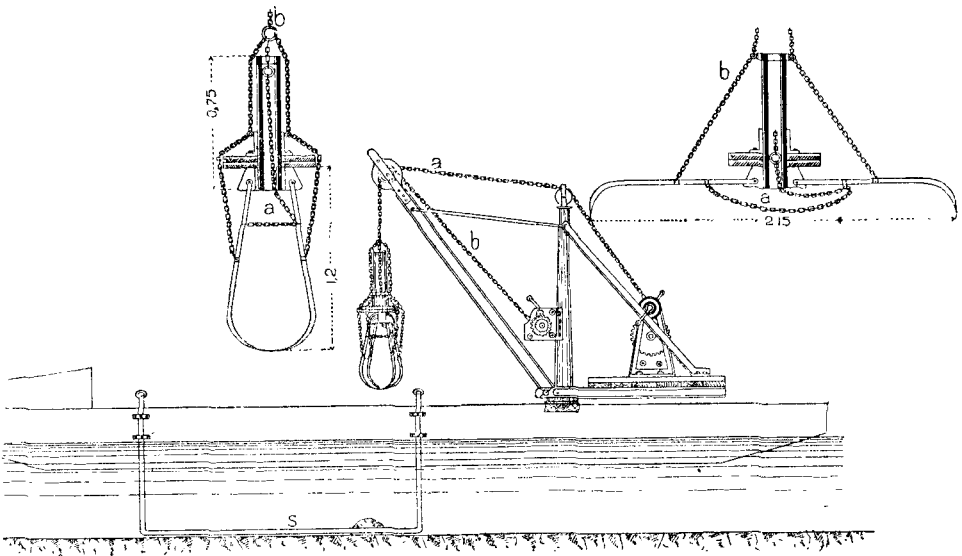
225.



cuchów. Zewnętrzne otwierają szpony i łączą się ponad głową w jeden łańcuch *b*, służący do spuszczenia kleszczy; wewnętrzne zaś przechodzą przez rurę i łączą się w łańcuch *a*, służący do zamykania i podnoszenia kleszczy.

W porcie Hameln używano tego przyrządu przy pomocy żórawia ustawionego na galarze, a do wyszukiwania kamieni służyła szyna *s*, spuszczone po-

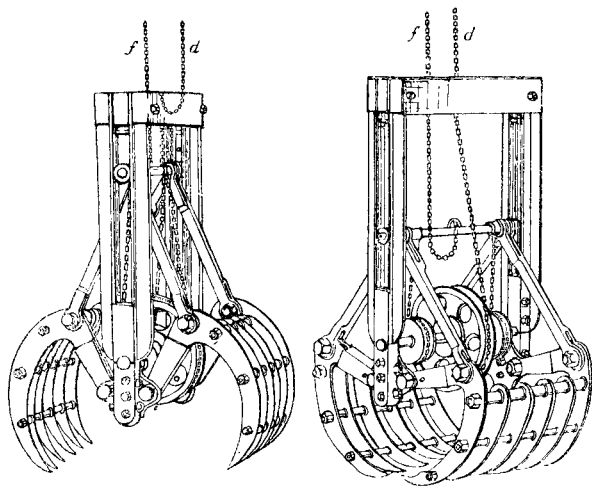
226.



ziomo do żądanej głębokości. Przy oczyszczaniu łęku drogi wodnej z kamieni, galar trzymany na kotwicy poruszał się w poprzek drogi; poczem przesunięty został o długość szyny w kierunku podłużnym i znowu zaczynał się ruch poprzeczny. W ten sposób jest pewność, że zbadane zostały wszystkie punkty powierzchni która miała być oczyszczona.

Kleszcze amerykańskie (rys. 227) są zwyczajną bagrownicą Morris i Cumings, w której pełne ściany obu półkadzi, zamieniono na szereg żeber. Opis

227.

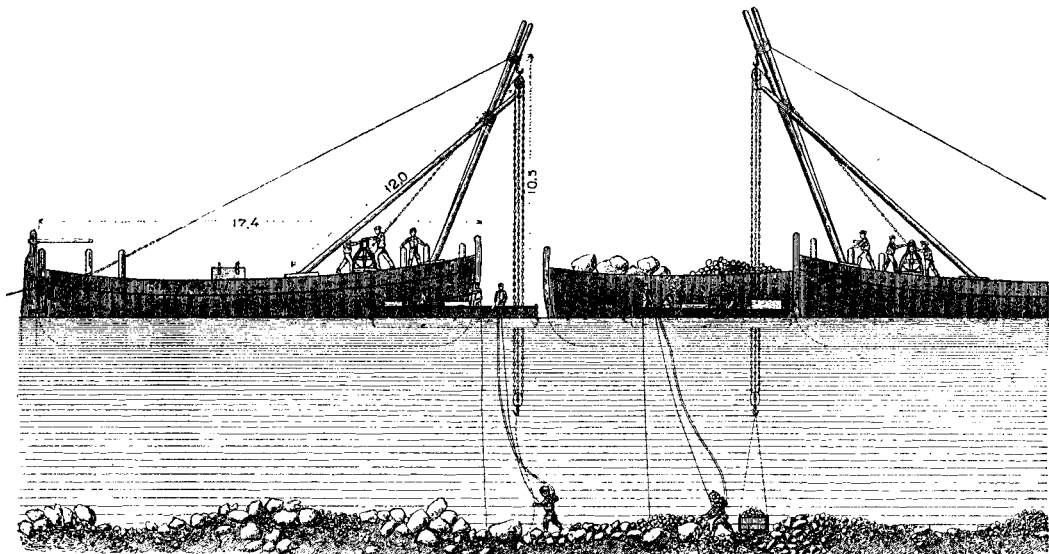


działania i własności, znajdują się w rozdziale o bagrownicach.

Gdy mamy wydobywać z wody większą ilość drobnych kamieni, praktycznie jest zgarniać je do skrzyni, i wyciągać odrazu w większej ilości; pozostawiając tylko większe do podnoszenia kleszczami. Załączony szkic (r. 228), przedstawia taką robotę wykonaną w porcie Triestu przy pomocy nurków.

Dwa galary z żorawiami pracują jednocześnie; jeden łańcuchem, drugi skrzynią; obok nich widzimy czółna dla obsługi nurków, i prom na wydobyty materiał.

228.



### b. Podnoszenie drzewa.

Właściwą trudność przy podnoszeniu pni drzewa, stanowi przewleczenie łańcucha pod znalezionym pniem. Przy pomocy widełek, przepycha się najprzód linkę złożoną we dwoje, następnie za pomocą bosaka można linkę uchwycić, ściągnąć z widełek i podnieść nad wodę *d*; za nią postępuje łańcuch. Do tej czynności, trzeba odgrzebać ziemię z obu stron pnia w obranym punkcie.

Przy budowie mostu pod Grudziądem, postępowano podobnież (r. 230). Po odgrzebaniu ziemi przepychano pod pnem pręt *abc* zgięty pod kątem prostym, do którego przy *a* przywiązana była cienkim sznurkiem linka. Była ona złożona

we dwoje i tworzyła pętlę, którą chwytało bosakiem. Silnem szarpnięciem prze-  
rywano sznurek i wy-  
ciągano ją w górę, a  
za nią łańcuch.

Drzewo musi być  
zwykle chwyczone w  
dwóch punktach, i po-  
dnoszone w położeniu  
poziomem, żeby łań-  
cuchy się nie zesuwa-  
ły; wszelako w ciał-  
nem miejscu, np. we-  
wnątrz zapuszczanej

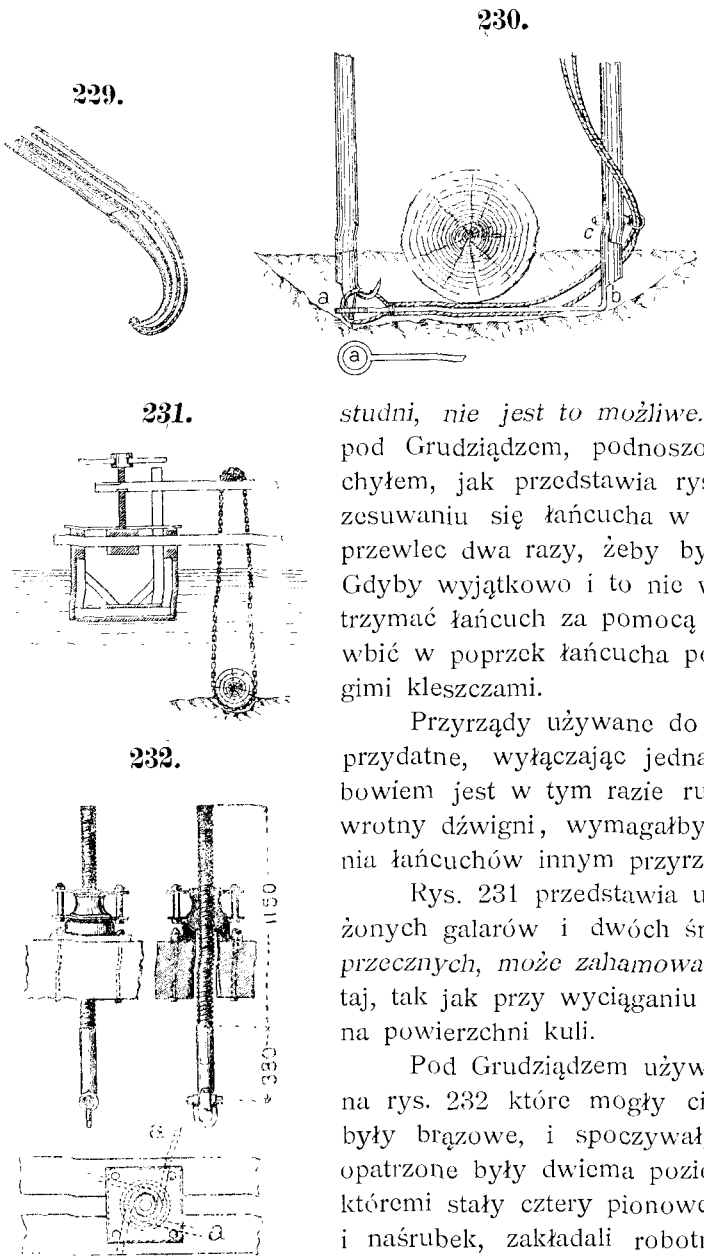
studni, nie jest to możliwe. Z tego właśnie powodu pod Grudziądem, podnoszono pnę w położeniu po-  
chyłym, jak przedstawia rys. 234. Ażeby zapobiedz  
zesuwaniu się łańcucha w takich razach, należy go  
przewlec dwa razy, żeby był okręcony dokoła pnia.  
Gdyby wyjątkowo i to nie wystarczyło, można przy-  
trzymać łańcuch za pomocą kłamy, którą nie trudno  
wbić w poprzek łańcucha pod wodą, kierując ją dłu-  
gimi kleszczami.

Przyrządy używane do wyciągania pali, są i tutaj  
przydatne, wyłączając jednak dźwignie; koniecznym  
bowiem jest w tym razie ruch ciągły; ruch zaś po-  
wrotny dźwigni, wymagałyby częstego przytrzymywa-  
nia łańcuchów innym przyrządem.

Rys. 231 przedstawia urządzenie z dwóch sprzę-  
żonych galarów i dwóch śrub. Pochylenie belek po-  
przecznych, może zahamować ruch śruby; przeto i tu-  
taj, tak jak przy wyciąganiu pali, należy oprzeć śrubę  
na powierzchni kuli.

Pod Grudziądem używano śrub przedstawionych  
na rys. 232 które mogły ciągnąć siłą 20 t. Naśrubki  
były brązowe, i spoczywały na podstawie kulistej;  
opatrzone były dwiema poziomymi płytami, pomiędzy  
którymi stały cztery pionowe kołki; między te kołki  
i naśrubek, zakładali robotnicy drążki *a*, i obracali  
naśrubek chodząc w kółko.

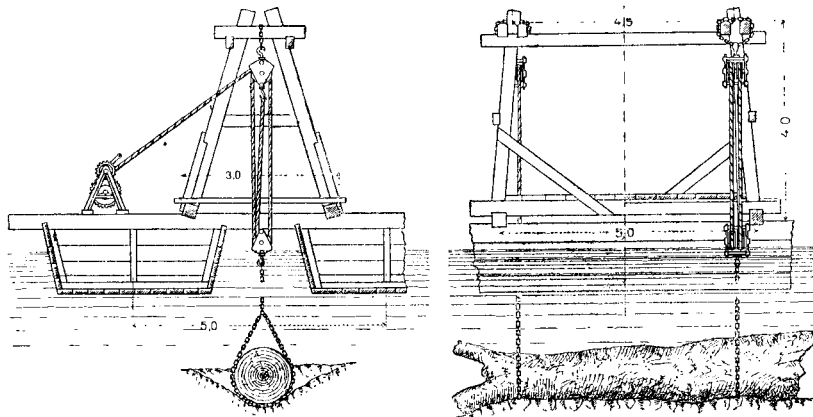
Często łatwiej mieć przy budowie wielokrążki i zwykłe windy kołowe,  
niż kosztowne windy śrubowe, które nadto mają tę wadę, że śruby są krótkie;  
po podniesieniu zatem drzewa o małą wysokość, np. 0,6—1,3 m trzeba przenosić  
ciężar na inny przyrząd; co wywołuje stratę czasu. Z tych powodów przydatny  
być może przyrząd przedstawiony na rys. 233. Skoro pień podniesiony został  
nad ziemię, opór się zmniejsza; a wtedy można wyłączyć windę i robotnicy cią-



gną wprost za łańcuchy wielokrążków. Przyrząd ten da się również zastosować do ciasnego miejsca; bo wielokrążek zawiesić można na trójnogu, postawionym na studni.

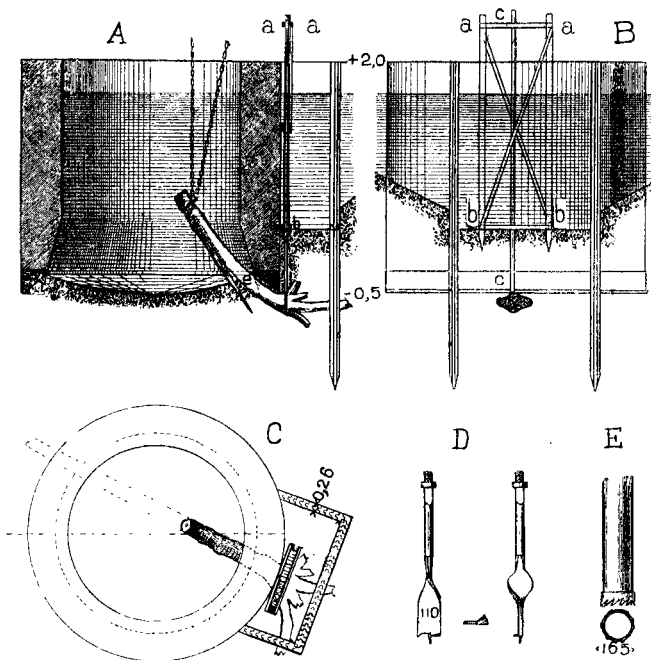
Pnie które tylko częścią swej długości leżą w obwodzie fundamentu, po-

233.



trzeba nieraz rozcinać, ażeby wyciągnąć tylko tę część która nam przeszkadza. Podobnie rozcinać musimy pnie które leżą pod zapuszczaną studnią, i środkiem jej przechodzą na obie strony pod wieńcem.

234.



Cięcie wewnątrz fundamentu, jakoteż wewnątrz studni, można wykonać za pomocą piły; natomiast odrębne trudności przedstawia przecięcie pnia zewnątrz fundamentu, gdzie piła niema przystępu do pnia zakrytego pokładem ziemi. W takim przypadku użyto pod Grudziądem świdra, i postępowanie to zasługuje na szczegółowy opis (r. 234).

Na zewnątrz studni ustawiono prostokątną skrzynię z palisady 26 cm grubej (rys. C) i zamierzano wybagrować w niej ziemię do głębokości wieńca t. j. — 5,0 m; poczem pień mocno rozga-

łęziony, którego żadnym innym środkiem nieudało się usunąć, miał być przecięty przez nurka. Wybagrowanie okazało się jednak niemożliwe; korzenie pnia przeszkadzały bowiem przy biciu palisady, i powstały w niej szerokie szpary, przez które podczas bagrowania napływał z zewnątrz bezustannie nowy piasek.

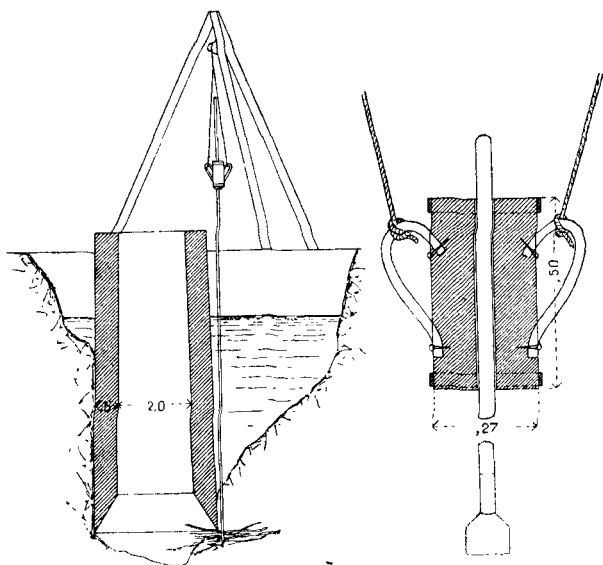
Ustawiono więc przy zewnętrznej ścianie studni ramę z silnych łąt, której

poziome kleszcze *a* i *b* miały otwory wywiercone poziomo w równych odstępach. Przez nie przesuwano żelazne pręty, które miały kierować wstawiane pomiędzy nie pionowe rury *c*, 13,5 *cm* szerokie (rys. *B*).

Rury te wstawiono najprzód pomiędzy pręty 1 i 3, 3 i 5, i t. d. i pobijano je aż do oparcia na drzewie, ułatwiając robotę prądem wody z sikawki pożarnej. Następnie wstawiono w rurę świder 11 *cm* szer. (rys. *D*), i pod silnem obciążeniem wywiercono w pniu tejże szerokości otwór. Wiercenie nie wymagało wielkiej siły, ale świder musiał być często ostrzony, bo tępił się od piasku wpadającego do otworu. Wióry wypłukiwano prądem wody z sikawki, której wylot spuszczano jak najniżej do rury.

Po wykonaniu szeregu otworów, pozostały pomiędzy nimi przedziały średnio 7,5 *cm* grube; wstawiano więc następnie rury między pręty 2 i 4, 4 i 6, 6 i 8 kleszczy *a* i *b*, ale teraz świder nie zawsze trafiał we właściwe miejsce, bo rury były niedostatecznie kierowane; nowe otwory schodziły zatem w dawne. Zamiast świdra użyto więc samej rury, do której przymocowano u spodu 10 *mm* gruby wieniec piłowy, rozwiedziony na 5 *mm* (rys. *E*). Wierciła ona dobrze, ale pozostawiała rdzeń drzewa około 12,5 *cm* gruby, stojący w otworze o szerokości 16,5 *cm*; ten rdzeń usuwano świdrem. W ciągu 17 dni przebito w ten sposób pień drzewa dwunastoma otworami; najgłębszy z nich miał 55 *cm*, a suma długości wszystkich wynosiła prawie 5 *m*. Dokonane przytem pomiary, dały kształt przeciętego przekroju pnia, przedstawiony na rysunku.

235.



Następnie próbowano wciągnąć pień wewnątrz studni, ale nadaremnie. Nie ulegało wątpliwości, że zewnątrz pień był zupełnie przecięty, bo zapuszczanie studni odbywało się znowu regularnie; możliwem więc było to jedno przypuszczenie, że pomiędzy odciętym przekrojem pnia a powierzchnią studni, została odrośl korzenia zaczepiająca za wieniec studni. Przecięto więc pień powtórnie wewnątrz stu-

dni, za pomocą piły podwodnej przy *e*, jak można było najbliżej krawędzi wienca, i część wolną wyciągnięto; miała ona 50 *cm* średnicy. Część drzewa między dwoma cięciami, nie została wydobyta z pod wienca; ale przy dalszem zapuszczaniu studni nie stanowiła żadnej przeszkody.

W opisanym powyżej przypadku, drzewo było bardzo twarde; miękkie drzewo, można prędzej przeciąć dłutem i kafarem, jak to było wykonane przy moście na Elbie pod Domicami (Dömitz. HZ. 1877 rys. 235).

Trzonek stalowego dłuta ma być okrągły, na 50—60 *mm* średnicy. Około 2 *m* od wierzchu musi mieć silny pierścień, mogący wytrzymać uderzenia baby.

Można tu użyć baby ręcznej, lub zawieszanej na trójnogu. Trójnóg po-



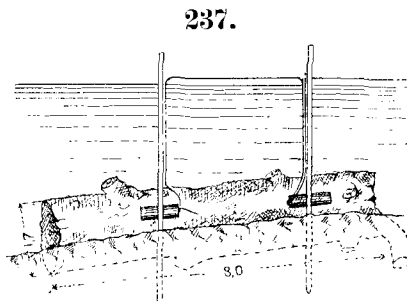
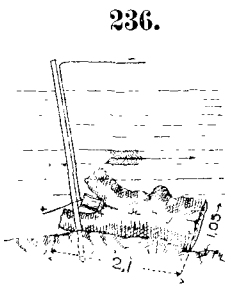
mocny jest tak do uderzania babą, jako też do przestawiania dłuta. Przyrząd ten jest szczególnie dogodny do przecinania starych faszynowych budowli regulacyjnych.

### c. Rozrywanie drzewą dynamitem.

Podnoszenie i przecinanie drzewa zabiera dużo czasu i pieniędzy; unikamy zatem tych robót zawsze, skoro fundament jest dosyć obszerny, i pozwala użyć dynamitu.

Nabój zamknięty w puszcze blaszanej, przywiązać należy do cienkiej żerdki, którą wpycha się w dno rzeki tuż koło pnia, a od strony przypływu. Z puszkki wychodzą druty przewodu elektrycznego ponad wodę i do odpowiedniej odległości; a iskrę wydaje mała maszynka frikcyjna.

Według rys. 236 pień mający 1,05 m średnicy a 2,1 m długości, rozerwany został jednym nabojem obejmującym 3,8 kg dynamitu Nr. 1. Do drugiego

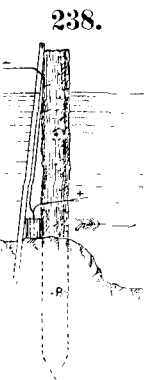


zaś pnia (rys. 237) długości 8 m i średnicy 1,7 m użyto 2-ch naboju po 6 kg, i również zupełnie go rozerwano (ÖW. 1877). Przygotowania do obu wybuchów trwały tylko trzy i pół godziny.

Tego samego środka używamy do odrywania pali, których wyciąganie zbyt wiele przedstawia trudności. Do najsilniejszego pala wystarczy 1 kg dynamitu (r. 238); pal urwany zostaje równo z poziomem naboju.

Na jednej z rzek amerykańskich, szereg pali pozostałych od mostu tymczasowego, należało usunąć z największym pośpiechem, z powodu niespodziewanego wczesnego ruszenia lodów.

Pale połączono drutem od telegrafu, owijając go luźno na każdym palu, tak aby go można łatwo zesunąć na dno. Do pierścienia drutu na każdym palu, przyczepiono w trzech punktach patrony dynamitu, poczem wywołano wybuch za pomocą baterji elektrycznej. Wszystkie pale były urwane równo z dnem, ani jeden nie był pęknięty. W ten sposób uprzętnięto koryto rzeki przed upływem 12 godzin. (Eng. News 14. V. 1903. An. belges 1903 s. 1013).



### d. Podwodne rozsadzanie skał.

Przedmiot ten należy do rozdziałów o żegludze i regulacji rzek; przy fundowaniu trafia się rozsadzanie skał tylko w małych rozmiarach, gdy chodzi o uzyskanie powierzchni w przybliżeniu poziomej, lub o usunięcie oddzielnie leżących brył. Najważniejsze szczegóły wiercenia otworów pod wodą, opisać wypadnie w rozdziale o badaniu pokładów.

Tutaj mam tylko wspomnieć, że niekiedy można użyć dynamitu w ten sam sposób, jak powyżej opisano w zastosowaniu do drzewa; a więc bez wier-

cenia otworów. Naboje dynamitu zamknięte w puszkach blaszanych i przywiązane do żerdeń, mogą być pòdsunięte tuż pod skałę, a w miarę potrzeby można je nadto obciążyć i przytrzymać workami z piaskiem, kamieniami i t. p. W trudnych jednak przypadkach potrzeba nurków do tej czynności.

Rozsadzanie takie, znane pod nazwą metody Lauera, wystarcza do rozsadzania skał o małej twardości, jak łupki i margle; albo też do wystających brył średniej twardości. Może ono kosztować 20% więcej niż przy pomocy wiercenia, ale postępuje bez porównania prędzej; co przy fundacjach ma nadwyzczaj wielką wartość.

W r. 1878 przygotowano w ten sposób podstawę pod filar mostu na rzece Drawie pod Dolnym Drauburgiem. Naboje dynamitu wynosiły 1,5 do 5 kg, do rozsadzenia 150 m<sup>3</sup> skały zużyto 70 puszek, obejmujących razem 150 kg dynamitu Nr. 1; robota trwała tylko 9 dni. Podobnież w r. 1890 w porcie Pola, oczyszczono z wystających skał powierzchnię 4800 m<sup>2</sup>; a pracy tej dokonano w głębokości 8 m przy pomocy nurka. Puszki z nabojami po 3 kg dynamitu, układano po dwie do 6 razem; miejsca dla nich oczyszczano przedtem ze żwiru i piasku i przyciskano je workami z piaskiem. Naboje wypalano jednocześnie, za pomocą elektryczności.

239.



### e. Luneta podwodna.

Jest to prosty przyrząd, pozwalający zobaczyć dno rzeki, albo przedmiot na nim leżący (r. 239). Rurka stożkowa z blachy cynowej, u góry wązka i otwarta, u dołu lejkowato rozszerzona, zamknięta jest płaskim szkłem lub dwuwklęsłą soczewką, szczelnie osadzoną.

Zanurzając lunetę w wodę, zbliżamy oko do górnego otworu, a gdy szkło zbliża się dostatecznie do dna, możemy widzieć na niem do głębokości dwóch metrów najdrobniejsze przedmioty, nawet ziarnka piasku. Przy głębokości 3 do 4 m, przyrząd jest jeszcze pożyteczny, ale mniej wygodny; bo długi i ciężki (Db. s. 171/2).

Luneta podwodna jest ceniona przez inżynierów francuskich; niemieccy autorowie nie wspominają o niej.

## 8. Przyrządy dla nurków.

Przyrządy używane przy pracy nurków, mają na celu dostarczenie im powietrza i zabezpieczenie oddychania. Są one trojakie: ubior, dzwon i szyb roboczy.

Ponieważ dostarczane powietrze musi mieć ciśnienie równoważące słup wody pod którym pracuje nurek, więc nie może on osiągnąć większej głębokości nad 45 m; albowiem 5½ atmosfer jest największe ciśnienie, jakie organizm ludzki znosi bez niebezpieczeństwa. Wszelako marynarka rosyjska posiada urządzenia polegające na samoczynnym wentylu Szydłowskiego, które pozwalają nurkom pracować bez niebezpieczeństwa w głębokości 60 m. Podają też, że nurek Hooper zapuszczał się do głębokości 201 st. ang., a więc 60 m; a to pod Przylądkiem Horn na brzegach Ameryki południowej, ażeby wydobyć ładunek zatopionego okrętu. Hooper zapuszczał się siedem razy, a raz pozostał pod wodą 42 minut.

Nurek nie cierpi pod wodą zimna; albowiem powietrze rozgrzewa się wskutek ciśnienia; tylko ręce ziębną i palce sztywnieją wskutek ciągłego zetknię-

cia z wodą. Powietrze, zupełnie suche, o temperaturze 15 C przy ciśnieniu jednej atmosfery, rozgrzewa się przy ciśnieniu

2	3	4	5	6	atmosfer
do 80	158	187	213	235	°C

człowiek nie zniósłby zatem ani  $\frac{1}{2}$  atmosfery ciśnienia; ale powietrze zawiera zawsze dużo wilgoci, a traci bezustannie ciepło przez pompę, przewod i przyrządy nurka. W każdym razie jednak powietrze wewnątrz ubioru jest znacznie cieplejsze niż zewnątrz, i chłodzenie powietrza jest korzystne dla oddychania, oraz dla pracy pompy.

Nurek bierze wprawdzie pod ubiór grubą koszulę wełnianą, wszelako nie przeciw zimnu, lecz przeciw zaziębieniu; albowiem silnie się poci. Oddychanie powietrzem cieśnionem wprowadza do płuc większą ilość tlenu niż w ciśnieniu jednej atmosfery, i rozgrzewa cały organizm. Przez zetknięcie zatem z zimnym ubiorem, oraz powracając na powietrze, nurek musiałby się przeziębnić. Przytem wełniana koszula pochłania dużo wilgoci, i zmniejsza pocenie się szyb w hełmie.

Pompa pracować musi pod ciśnieniem prawie o jedną atmosferę wyższem od tego, jakie odpowiada danej głębokości; a to dla pokonania oporów i strat w przewodach.

### a. Ubiór nurka.

Ubiór ten znany pod nazwą skafandra, jest wynalazkiem francuza Cabirota z r. 1850. Składa się on z obszernego miedzianego hełmu, obejmującego głowę, oraz z gumowej odzieży okrywającej całe ciało oprócz dłoni. Odzież ta jest szczelnie ześrubowana z hełmem, a przy dłoniach zakończona szczelnymi rękawkami gumowemi. Ciśnienie rękawków jest przykre, ręce trudno przez nie precisnąć; po paru godzinach pobytu pod wodą ręce stają się prawie zupełnie nieczułe na wszelkie skaleczenia; zato po wyjściu z wody, czułość ich wzrasta bardzo szybko.

Rękawiczki, używane niekiedy zamiast rękawków nie są praktyczne do pracy pod wodą; są też istotnie potrzebne tylko w zimie, podczas silnego zimna. Pomimo rękawiczek, rękawki gumowe są jednak konieczne dla bezpieczeństwa.

Nurek wsuwa się do ubioru z góry, poczem pomocnicy wkładają mu trzewiki skórzane sznurowane, z ołowianemi podeszwami; każda z nich waży około 6 kg. Trzewiki i rzemienie muszą być przedtem namoczone w wodzie, aby zmiękły i stały się giętkie. Przez to zapobiegamy również późniejszemu rozciągnięciu i rozluźnianiu się rzemieni. Zgubienie trzewika jest niebezpieczne, albowiem ciśnienie wody porywa nogę do góry.

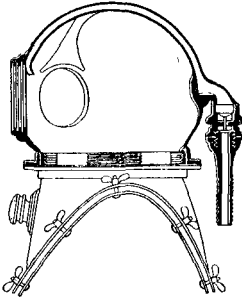
Zanim hełm zostanie zamknięty, opasuje się nurek pasem. Przy pasie są ucha do przewleczenia rury powietrznej od dołu w górę do hełmu, oraz linki sygnałowej. Dalsze przybory stanowią: obosieczny nóż w mosiężnym futerale, oraz stosownie do potrzeby różne mniejsze narzędzia zawieszane na pasie.

Do czółna, na którym znajduje się pompa powietrzna, przytwierdzona jest drabinka, po której nurek schodzi na dno. Do robót morskich, drabinka sięga tylko kilka stóp pod wodę, a do niej przytwierdzona jest lina na końcu obciążona; po niej nurek spuszcza się na dno morza. Gdy nurek wstępuje na drabinkę, wtedy zawieszają mu ciężary ołowiane na piersiach i plecach, i zamykają hełm. Nurek schodzi w głąb powoli; zwykle tylko 2 do 3 m na minutę. Głębokość w której się znajduje, poznaje służba po znakach na linie sygnałowej.

W angielskich hełmach (r. 240) górna część jest podwójna; powietrze tłoczony wprost do hełmu, rozchodzi się między podwójną ścianą, i wypływa na przodzie przez kilka długich a wązkich otworów. Ten prąd przechodzi po szybach, i po części usuwa z nich rosę. Otwierając kurek umieszczony u spodu hełmu lub na piersiach, może nurek wypuścić z ubioru zbyteczne powietrze.

Zamiast kurka, może być w tym celu użyty wentyl otwierający się samoczynnie na zewnątrz (rys. 240); ale ważnem jest żeby nie wpuszczał on wody, a w razie potrzeby mógł być utrwalony w położeniu zamkniętem.

240.



Wentyl wewnętrzny, to jest otwierający się na wewnątrz, znajduje się w osadzie rury powietrznej, i otwiera się za każdym ruchem pompy.

W razie przerwy w dostawie powietrza, pospieszne wyciąganie nurka z wody, a to za pomocą linki sygnałowej, nie jest potrzebne, a nawet przykre dla niego i niebezpieczne. Powietrze znajdujące się w ubiorze wystarcza mu zawsze na 2 do 3-ch minut, a więc ma on dosyć czasu ażeby sam wyszedł z wody po drabinie, lub zażądał wyciągnięcia dając znak linką. Nagła zaś zmiana ciśnienia jest bardzo przykra, a przy głębokościach wyżej 8 m nawet niebezpieczna. Linka sygnałowa bywa przywiązana przy zgięciu lewej dłoni; jeden ze służby nad wodą, trzyma ją bezustannie w ręku. Krótkie, wyraźne szarpnięcie linką daną liczbę razy, ma przepisane znaczenie.

W Niemczech np. znaczy:

Liczba znaków	Od nurka	Z góry do nurka
1	Wszystko dobrze!	Czy wszystko dobrze?
2	Więcej powietrza!	Czy dosyć powietrza?
3	Za dużo powietrza!	Czy nie za wiele powietrza?
4	Wyciągnąć mnie!	Wyjdź do góry.
5	Chcę mówić przez tubę!	Mów przez tubę.

Powtórzenie każdego znaku przepisane jest jako odpowiedź, że został zrozumiany. Gdy linka daje znaki niewyraźne, lub została zerwana, można zamiast niej użyć rury powietrznej.

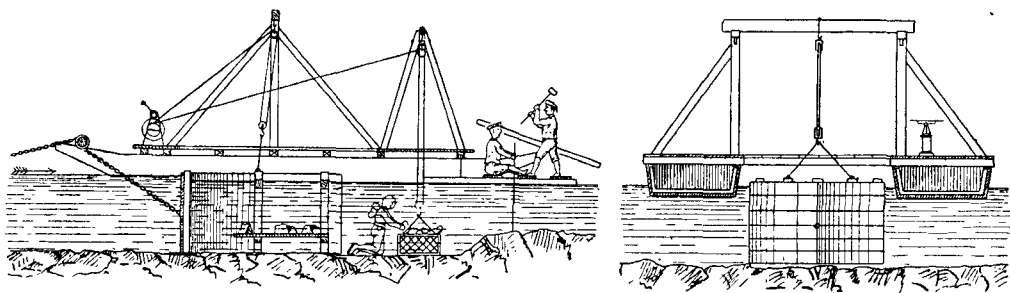
W większych głębokościach, a niekiedy z innych powodów, potrzebuje nurek światła. W takich razach używane są lampy naftowe z osobną rurką przewodnią dla powietrza; albo też w miarę możliwości lampy elektryczne.

Lampę może mieć nurek w ręku, lub też spuszczone być może na linie, i z czółna trzymana nad nurkiem rys. 243 s. 147.

Opisany ubiór ma tę wyższość nad innemi sposobami używanemi do prac podwodnych, że pozostawia nurkowi zupełną swobodę ruchów. Ważność jego dla nowoczesnej techniki, przedstawia Popp w następujących słowach: (Öst. W.

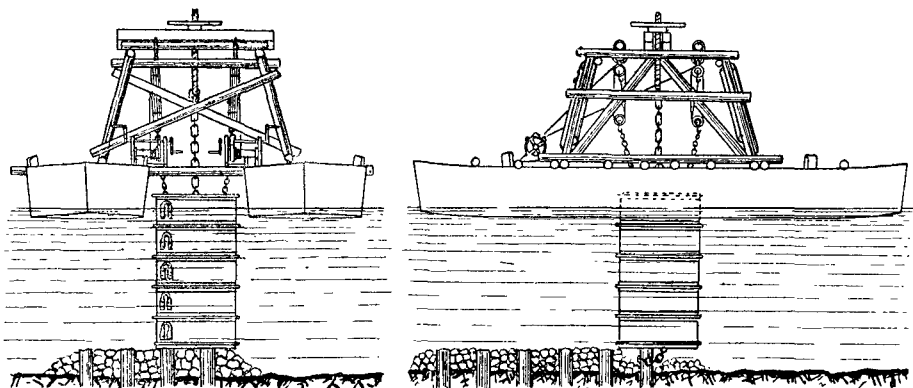
1876 N. 45 i 46) „Okręty wojenne wszystkich państw, mają na pokładzie nurków, i wszelkie potrzebne dla nich przyrządy, aby szybko naprawić uszkodzoną helisę lub dno okrętu, niepotrzebując obcych doków. Kopalnie posiadają stale

241.



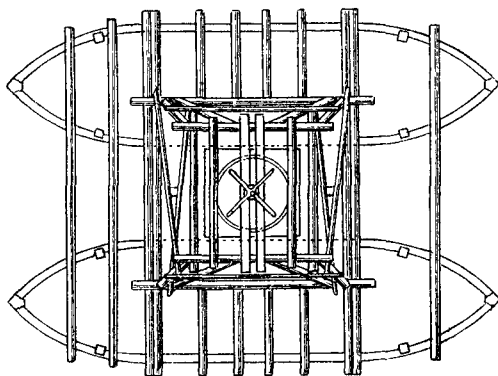
płatnych nurków, którzy naprawiają pompy w zatopionych szybach; a inżynier hydrotechnik, uważa dziś za igraszkę wiele robót, które niegdyś były niewykonalne. Mularze i cieśle pracują pod wodą tak samo jak nad wodą; uszczelnianie

242.



palisad, osadzanie ciosów, zakładanie min, pod wodą się odbywa; a wreszcie sam inżynier z lampą w ręku, przekonany się naocznie o dokładności wykonanej pracy“.

Natomiast słabą stroną skafandra jest, że nie może być użyty w silnym prądzie; nurek bowiem zostaje przez prąd porwany. Przy małych głębokościach, są w takich razach środkiem zaradczym zastony, poza którymi nurek łatwiej może pracować.

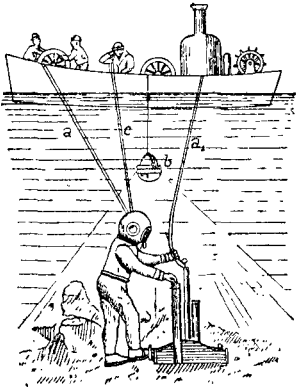


Rys. 241 przedstawia zastonę używaną na Mozelli przy rozsadzaniu skał; rys. 242 inną zastonę, zastosowaną przy wyciąganiu starych pali z Renu pod Moguncją. Głowy pali zakryte były kamieniami; musiano zatem użyć nurka do zakładania łańcucha na pale. Nurek pracował wewnątrz blaszanego walca o średnicy

2,5 m, złożonego z bębnow 1 m wysokich, łączonych na kołnierze i śruby. Każdy bęben mógł być za pomocą dwóch uszów zawieszony na łańcuchach, i w ten sposób szyb przedłużany był podczas zapuszczania. Do wyciągania pali użyto przyrządu podobnego do rys. 135.

Rys. 243 przedstawia nurka z przyborami, zajętego przygotowaniem naboju miny podwodnej, według prospektu firmy Siebe Corman i Sp. w Londynie (Stk.).

243.



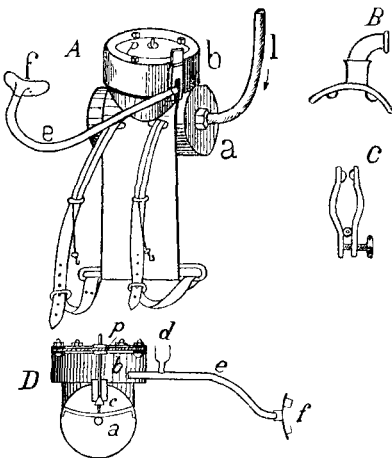
Na tym rysunku widzimy czółno z ręczną pompą powietrzną, od której rura *a* prowadzi powietrze do hełmu. Na czólnie stoi nadto maszyna parowa poruszająca pompę, która przez rurę *a*<sub>1</sub> tłoczy wodę poruszającą świder; również porusza ona maszynę dynamo dla lampy elektrycznej *b*. Nurek porozumiewa się ze służbą na czólnie za pomocą telefonu, lub tuby *c*.

Powyższe urządzenie skafandra jest najprostsze, jakie bywa obecnie używane. Niedostatkim jego jest, że świeże powietrze miesza się z powietrzem już użytym przez oddech, co jest dla nurka przykre. Zapobiega temu regulator firmy Rouquayrol i Denayrouze w Paryżu.

Nurek nosi ten przyrząd na plecach (rys. 244); jest to mały zbiornik *a* obejmujący około 8 litrów, do którego rura *l* doprowadza powietrze. Do zbiornika przynitowana jest blaszana puszką *b*, zamykana płatkim kauczuku *p*. Z niej wychodzi rurka *e* zakończona wylotem *f*, który nurek trzyma w ustach.

Przestrzenie *a* i *b* łączą się za pośrednictwem wentyla *c*; ten za pomocą

244.



trzonka swego łączy się z płatkim kauczuku *p* zamykającym puszkę *b*, a przez powietrze ściśnione w *a* utrzymywany jest w położeniu zamkniętem. Za każdym oddechem nurka powstaje rozrzedzenie powietrza w *b*; ciśnienie wody wtlacza płatek *p*, i tem samem otwiera wentyl, który wpuszcza powietrze do *b*; a po zrównoważeniu ciśnienia, zamyka się samoczynnie.

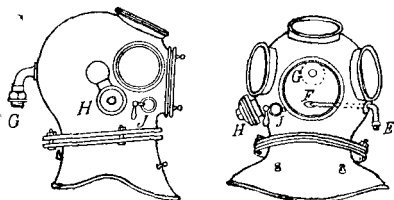
Rurka przewodnia *e* ma wentyl *d* dla wypuszczania zużytego powietrza. Składa się on z dwóch cienkich płatków kauczuku, które otwierają się tylko wskutek dmuchania z wewnątrz; najmniejsza zaś przewaga ciśnienia zewnętrznego, zamyka je.

Część rurki *e* przebijająca hełm jest metalowa; a wylot jej *f* jest zgiętą tabliczką kauczuku, z dwoma wystającymi na wewnątrz guzikami. Guziki te bierze nurek w zęby, a wtedy tabliczka *f* jest zaciśnięta między wargami i zębami. Ażeby niewprawny nurek nie mógł oddychać nosem, bywa nos zaciśnięty z zewnątrz za pomocą szczypczyków (rys. 244 *c*).

Tę małą przykrość, wynagradza sowniezupełna czystość dostawianego powietrza. Chwilowe wypuszczenie z ust wylotu *F*, nie jest niebezpieczne; w ubiorze bowiem zawarta jest zawsze znaczna objętość powietrza. Można ją nadto

pówiększyć pochylając ciało, i wypuszczając z ust wylot *F*. Wtedy bowiem wentyl *c*, uwolniony od obciążenia, puszcza powietrze wprost do hełmu.

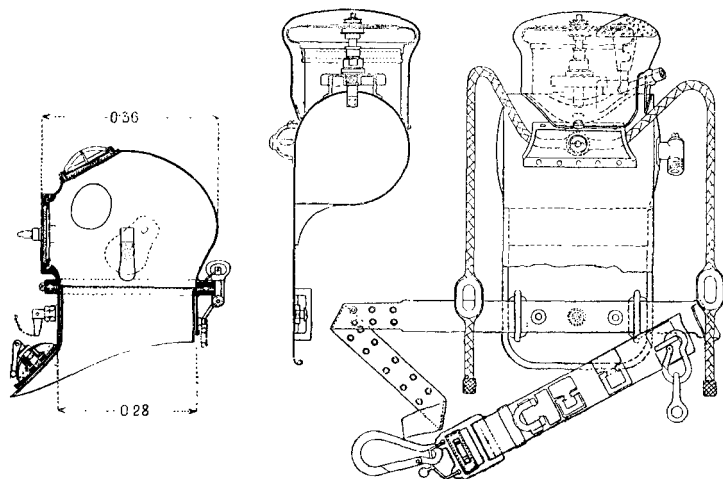
245.



Nurek przyzwyczajony do pracy podwodnej, nie potrzebuje zaciskać nosa; wciągając powietrze ustami, a wypuszczając je nosem, napełnia on ubiór powietrzem, i ułatwia sobie wznoszenie się w górę. W odwrotny sposób wypychając powietrze przez wentyl *d* na zewnątrz, ułatwia sobie spuszczenie się, lub schodzenie na dół, o ile zapas powietrza na to pozwala.

Natomiast po zaciśnięciu nosa, nurek jest

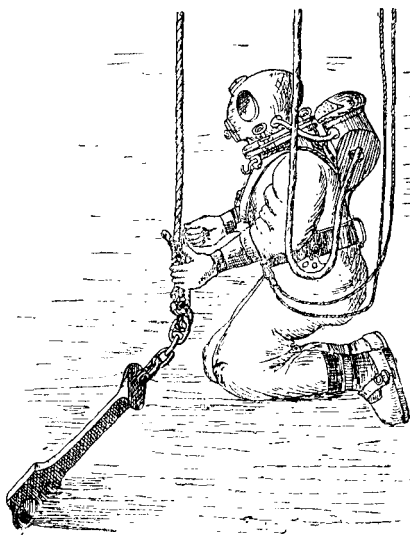
246.



prawie absolutnie zabezpieczony przeciw utonięciu. Nawet w razie rozdarcia lub przedziurawienia ubioru, napełnienie się tegoż wodą, nie jest dla nurka niebezpieczne.

Zacisnąwszy nos, wprawny nurek może nawet zejść do wody bez ubioru i hełmu, a tylko z regulatorem na plecach. W takim razie jednak pracuje on krócej, bo zimno mu dokuczają; a przytem

247.



nie każdy umie otworzyć oczy w wodzie. Tego środka używa się tylko w nagłych razach.

Nowsze urządzenie hełmu według tej samej firmy, przedstawia rys. 245. Można go używać z regulatorem, puszczać powietrze przez rurkę *EF*, lub bez tegoż, wprowadzając je wprost do hełmu przy *G*, albo jednocześnie przez oba przewody. Wentyl *H* przyciskany przez sprężynę, wypuszcza zbyt czyste powietrze z hełmu, a kurek *J* służy do wypuszczania powietrza z ubioru. Oprócz używanych zwykle trzech sztyb, dodano u góry czwartą, przez którą nurek może widzieć ponad sobą.

Firma Clouth w Kolonii, (F. Clouth in Köln Nippes) wykonywała aparaty tego samego systemu (rys. 246), z ulepszeniem różnych szczegółów. Hełm nie jest kulisty, lecz więcej podobny do kształtu głowy; ale pomimo tego

pozwała na swobodne ruchy. Górny brzeg ubioru jest gumowym walcem, zaciśniętym między kołnierzami obu części hełmu; do tego służą śruby zawiasowe.

Tornister ma kształty więcej zaokrąglone niż poprzedni, nie daje więc powodu do zaczepiania się i zaplątania lin. Ciężar łożony znajduje się pod tornistrem, w kształcie wspornika. Wentyl oddechowy wraz z całym zbiornikiem powietrza, zakryty jest powłoką blaszaną od uderzeń przedmiotów spadających; przedłużona ściana tornistra, przenosi ciężar jego na pas, a od niej idą naprzód dwa rzemienie, przytwierdzone pod hełmem.

Wnętrze przewodniej rury powietrznej wyłożone jest płótnem żaglowem, co usuwa zwykle zanieczyszczenie powietrza przez cząstki kauczuku.

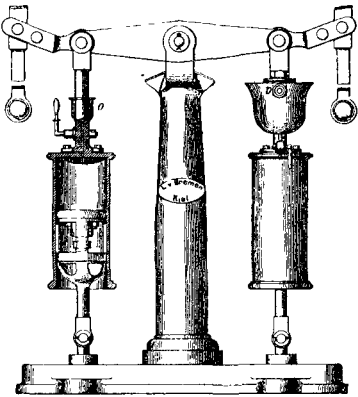
Rura powietrzna połączona jest z tornistrem za pomocą sprzęgacza umieszczonego przy pasie; nurek może ją bardzo szybko odczepić, skoro tego potrzebuje; a następnie z łatwością może wypłynąć na powierzchnię wody. Powietrze wystarcza mu na 10 minut, a wentyle nie puszczają wody do wnętrza przyrządu. W takim wyjątkowym przypadku zatem, nurek nie jest wystawiony na niebezpieczeństwo.

Ciężary łożone na piersiach są przyśrubowane, i niemogą się odczepić gdy nurek pochyla się przy pracy, co przytrafia się przy dawniejszych przyrządach, a wtedy nurek mimo woli wypływa na powierzchnię wody.

Ażebym ułatwić ruchy nurka, firma Tasker w Filadelfii wykonywa ubiory, w których na zgięciach stawów używa żelaza zamiast kauczuku; a w połączeniach naśladuje te jakie dawniej używane były przy pancierzach. (Franzius i Lincke Baumaschinen t. 3).

Pompa powietrzna firmy Denayrouze (r. 248) jest dwucylindrowa, poruszana za pomocą wahacza, lub korby z kołem rozpędowem. Zaopatrzona jest w manometr, ażeby można bez przerwy stosować ciśnienie do głębokości w jakiej znajduje się nurek. Na rysunku widzimy tłoki stałe, kołyszące się około przegubów przy podstawie pompy. Po nich przesuwają się cylindry, a wewnątrz znajduje się na tłokach woda chłodząca. Wentyle ssące są osadzone w tłokach, wentyle dla zgęszczonego powietrza w cylindrach.

248.



Na jeden oddech potrzeba  $\frac{1}{2}$  do  $\frac{3}{4}$  litra powietrza; a więc 15 do 20 l. na minutę. Z tego możnaby obrachować naprzód pracę pompy; ale nie miałyby to obrachowanie praktycznej wartości, ponieważ nurek często wypuszcza powietrze z ubioru, i napełnia go ponownie świeżym powietrzem. Służba przy pompie musi przeto bezustannie uważać na manometr.

Nurek nowicjusz nie długo pozostaje pod wodą bez przerwy; wprawny zaś nurek, nawet w głębokości 30 m pracuje 3 do 4 godzin. Odpoczywa najlepiej leżąc na wznak; przyczem wpuszcza świeże powietrze wprost do hełmu, a wylot powietrza z ust wypuszcza.

Firma Bremen i Sp. w Kiel, kupiła patent Rouquayrola na Niemcy; a nadto wykonywa ona inne przyrządy, w których nurek nie jest połączony z pompą, lecz zapas powietrza ma przy sobie w małym stalowym zbiorniku. Powietrze to ścięśnione jest na 20 do 30 atmosfer; i wystarcza na 5 do 6 godzin.



Inne firmy używają do tego samego celu czystego tlenu zamiast powietrza (Franzius i Lincke,

249.



Baumaschinen t. 3).

Firma Bremen podaje następujące ceny przyrządów (1895). Kompletny przyrząd wraz z pompą na 100 mm średnicy, rurą przewodnią 15 m długą, i wszelkimi przyborami, kosztuje 1800 marek.

Tożsamo dla dwóch nurków, przyczem pompa 120 mm, — 2850 mk.

Powyższe pompy osobno, 630 i 800 mk.

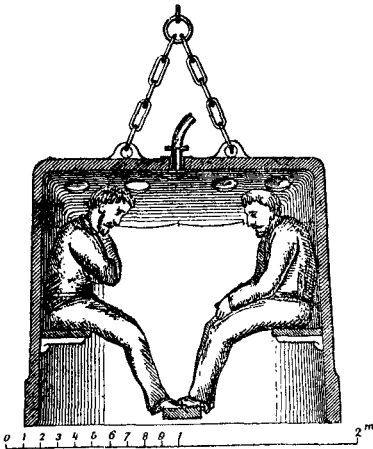
Osobno regulator z cynowanej blachy stalowej 435 mk, ubiór nieprzepuszczalny 150 mk, hełm 255 mk, lampa podwodna 220 mk, większa lampa 400 mk.

## b. Dzwon nurków

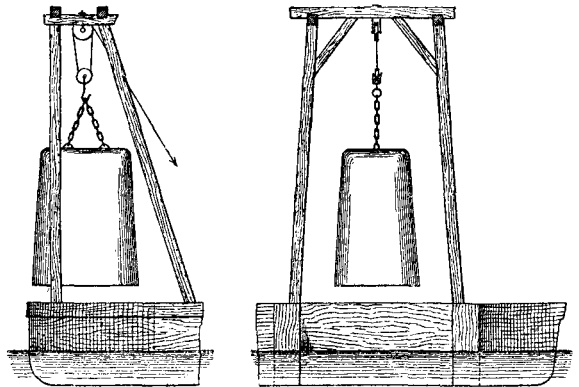
(n. *Taucherglocke*).

Ten przyrząd przedstawia naczynie kształtu dzwona, wiszące na łańcuchach, w którym pracują nurkowie. Dzwon spuszczony zostaje do wody, a po-

250.



251.



wietrze potrzebne dla nurków i dla wypchnięcia wody, włączane jest pompą przez rurę przewodnią. Przyrząd ten, wprowadzony był po raz pierwszy przez Halleya w r. 1716; w r. 1779 ulepszył go Smeaton; ale od czasu wynalezienia

skafandra, jest tylko wyjątkowo używany i to raczej dla celów żeglugi, a nie dla fundacyj. Ogranicza on bowiem działanie nurków na małą przestrzeń, a w zastosowaniu jest niewygodny.

Wprawdzie wobec prądu lub uderzeń fali, łatwiej go zastosować niż skafander; ale przy spuszczeniu, może być w takich warunkach wprawiony w wahania bardzo przykre dla robotników, a niekiedy niebezpieczne, bo w razie uderzenia o skałę lub inny przedmiot może się rozbić.

Załączony szkic (r. 250 i 251) przedstawia najprostsze urządzenie dzwona, należące już dziś do zarzuconych zabytków. Ciężar jego musiał być wielki, wykonany był przeto z żelaza lanego, o silnych wymiarach. Strop był oddzielnie wykonany, a w nim kilka szyb dla światła. Dzwon spuszczano był z galara, za pomocą *zórawia i wielokrażka*.

### **c. Szyb dla nurków**

(n. *Taucherschacht*).

Nurek w skafandrze znajduje się, co do wpływu ciśnienia na jego organizm, w tych samych warunkach, co robotnik w dzwonie, lub w skrzyni roboczej przy fundacji pneumatycznej. Ostatni jednak, ma więcej swobody z powodu lekkiego ubioru, i korzysta z towarzystwa i wzajemnej pomocy.

W sztywnym i ciężkim ubiorze, nurek wykonywa każde poruszenie z trudnością; potrzebuje natężonej uwagi, i nie opuszcza go świadomość, że jego bezpieczeństwo tylko od niego samego zawisło.

Toteż od samotnego nurka nie można wymagać tej pracy, jaką wykonać może robotnik w obszernym dzwonie, w towarzystwie kilku innych. Przy pomocy skafandra bywają przeważnie dokonywane badania stanu robót, nawiązywanie lin lub łańcuchów, zakręcanie śrub, lub inne ważne połączenia; ale rzadko kiedy *dłuższe roboty ręczne*.

To było powodem ulepszenia dzwona, przez połączenie go z szybem.

Dzwon podobny do powyżej opisanego, połączony jest z szybem żelaznym osadzonym w jego stropie. Szyb wychodzi nad wodę, jest z wierzchu zamknięty, i otrzymuje ściętnione powietrze z pompy. Komunikacja robotników i wydobywanie wykopu odbywa się za pomocą szluz powietrznych, o których mówić będziemy przy fundacji pneumatycznej; tam zatem opiszemy szyby dla nurków o ile mają one związek z wykonaniem fundamentów.

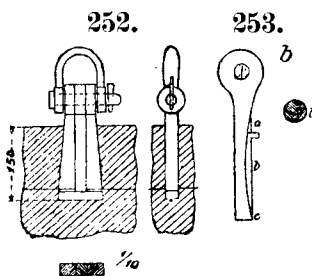
## **9. Podnoszenie i przewóz ciężkich kamieni i ciosów.**

### **a. Szpony albo Wilki.**

Wilk zwyczajny (rys. 252) składa się z trzech części w kształcie sztabek z oczkami. Dwie części zewnętrzne wstawia się w gniazdo wykute w kamieniu, u spodu szersze niż u wylotu; o wymiarach około 30, 80, 150 *mm*. Po rozsunięciu tych sztabek aż do ścian gniazda, powstaje między nimi miejsce na część środkową; a po wstawieniu jej, przesuwa się przez ucho i przez oka trzech sztabek trzpień, który zamyka się zatyczką.

Ażeby podczas unoszenia ciosu, ściany zewnętrzne wilka przylegały dokładnie do ścian gniazda, należy wypełnić pozostałe miejsca puste drobnym piaskiem, zalewając go obficie wodą.

Wilk szwedzki (r. 253) jest prostszy od poprzedniego i gniazdo dla niego tańsze. Jest to okrągły trzpień około 25 cm długi, 3 do 4 cm gruby; od *a* do *c* płasko ścięty, u góry zakończony uchem. Miejsce części ściętej wypełnia klin *b* około 14 cm długi, który dopełnia kształtu walca. Siła dźwigająca cios ciągnie tylko za trzpień, a wskutek tego zaciska klin.



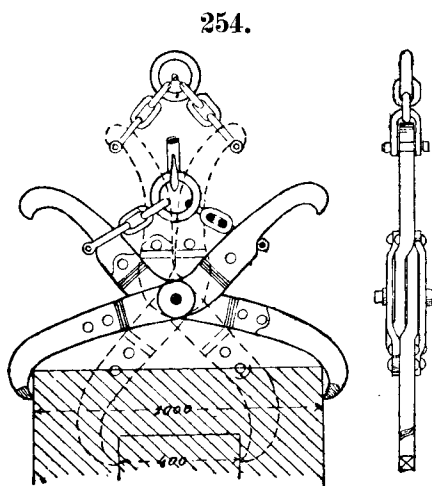
Ażeby wyjąć wilka po ustawieniu ciosu, trzeba pobijać trzpień z góry, albo klin wyważyć dźwignią. Oba opisane przyrządy mogą być używane tylko do twardszych ciosów; są niekiedy trudne do wyjęcia, i dlatego przydatne głównie do ustawiania ciosów nad wodą. Pod wodą zaś tylko przy pomocy nurków. Inne przyrządy przydatne do miękkich ciosów, opiszemy pod l. 12.

Wilki i przyrządy do nich podobne mają tę zaletę, że w rzucie poziomym nie zajmują więcej miejsca niż cios przez nie unoszony. Pozwalają więc na ciasne ustawianie ciosów, ale wymagają wykucia gniazda. Odwrotne właściwości posiadają kleszcze.

### b. Kleszcze.

Zwyczajne kleszcze były już opisane pod l. 8 (r. 223). Z tego rysunku widzimy, że przyrządy te są przedewszystkiem właściwe do podnoszenia kamieni nieobrobionych, których nieregularne kształty ułatwiają bezpieczne trzymanie kleszczami.

Przy podnoszeniu ciosów pożądane są tak wielkie kleszcze, aby mogły objąć cały cios i uchwycić go od spodu. Gdy to niemożliwe, najbezpieczniej jest wyrzec się korzyści z użycia kleszczy, i opasać cios łańcuchem.



Jeżeli kleszcze mają chwytać za ściany boczne, natenczas dla bezpieczeństwa korzystnie jest, żeby końce ramion kleszczy wcisnęły się w powierzchnie ciosu, a więc uszkodzenie tych ścian jest nieuniknione. Bardzo twardych i gładkich ciosów, nie podobna utrzymać w kleszczach; a w ogóle można powiedzieć, że przy chwytniu bocznem, im większy kąt rozwarcia kleszczy, czyli im szerszy cios, tem pewniej trzymają go kleszcze; bo składowa ciężaru ciągnąca górne ramiona jest tem większa. Zobaczymy to dokładniej na następujących przykładach.

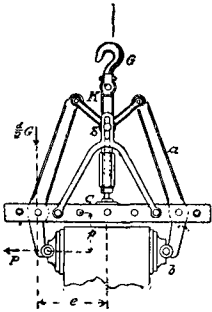
Kleszcze Zimmermanna (r. 254 CBl. 1884 s. 82) tem się różnią od kleszczy zwyczajnych, że krótkie łańcuchy działające na górne ramiona, nie są na nich trwale umocowane, lecz przesuwają się swobodnie. Wskutek tego zatrzymują się one samoczynnie tem dalej od punktu skrzyżowania kleszczy, im mniejszy jest kamień; przytem kształt górnych ramion jest taki, że pomiędzy łańcuchami utrzymuje się dosyć znaczny kąt, zapewniający nawet przy małych kamieniach silne ściągnięcie kleszczy, jak wskazuje rysunek wykonany cieńszymi kreskami.

Natomiast niekorzystnym jest, że przy wielkich kamieniach, wskutek zesunięcia się rzeczonych łańcuchów, ramię siły zmniejsza się. Temu można zaradzić tylko przez używanie osobnych dłuższych łańcuchów, do podnoszenia wielkich kamieni.

Przy podnoszeniu ciosów, uszkodzenie ścian bocznych można zmniejszyć w miarę potrzeby, zamieniając stalowe końce dolnych ramion na kilka żębów.

Kleszcze Barrère mają na celu chwytnie ciosów o gładkich ścianach, na podstawie tarcia (r. 255). Dwie łamane dźwignie *a*, trzymają cios za pomocą ruchomych łapek *b*. Ich osie są osadzone w podwójnej belce *c*, z dwoma szeregami otworów, w których wybrać można odpowiednie miejsce dla osi, stosownie do szerokości ciosu.

255.



Górne ramiona dźwigni są połączone zawiasowo z czopem *s*, który przesuwają pionowo w kierownicy *k*, połączonej stałe z belką *c*. Kierownica w której osadzony jest czop *s*, kończy się u góry hakiem do osadzenia łańcucha, a u dołu śrubą, naśrubkiem i podstawką. Obracając naśrubek można podnosić czop *s*, i w ten sposób przed podniesieniem ciosu przycisnąć łapki *b* do jego ścian. W ten sposób powiększamy bezpieczeństwo przyrządu.

Względem środka *A*, i według znakowania wskazanego na rysunku, mamy równanie momentów

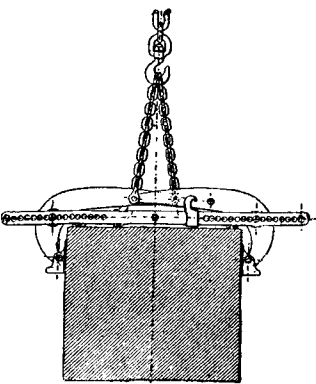
$$\frac{1}{2} Ge = Pp \text{ a więc } P = \frac{e}{2p} G \dots \dots \dots 1.$$

Nadto ciężar  $\frac{1}{2} G$  ma być pokonany przez tarcie  $\varphi P$  z *n* krotną pewnością a więc

$$\varphi P = \frac{1}{2} nG \dots \dots \dots 2.$$

W danym przyrządzie *p* jest prawie stałe; a więc według 1, *P* jest proporcjonalne do *e*, jak w zwykłych kleszczach; o czym mówiliśmy powyżej. Z tego powodu przy wązkich kamieniach, powstaje za małe tarcie na powierzchni zetknięcia łapek z ciosem, i przyrząd nie jest bezpieczny.

256.



Przypuśćmy dosyć małą ale możliwą wartość  $\varphi = 0,25$ ; natenczas dla  $n = 1$  otrzymamy  $P = 2G$   $e = 4p$  tak wielkie wartości dla *e* są praktycznie niemożliwe.

Przy zwykłej szorstkości ciosów,  $\varphi$  dochodzi do wartości 0,6 a więc dla  $n = 1$  będzie  $P = 5/6 G$   $e = 5/3 p$ . Ten stosunek jest praktycznie możliwy; nadto ciśnienie *P* można znacznie wzmocnić za pomocą wspomnianej powyżej śruby; jednakże przyrząd ten, jako nie zawsze dosyć bezpieczny, wymaga ścisłego nadzoru.

Na podobnej zasadzie, ale prościej i lepiej są zbudowane kleszcze Perdriella (r. 256 CBl. 1899 s. 580 i 607, Génie civil 1899, 28 X). Trójkątna kierownica poprzedniego przyrządu, zamieniona tu jest na dwie poziome szyny leżące na powierzchni dźwiganego ciosu. W szynach znajdują się dwa

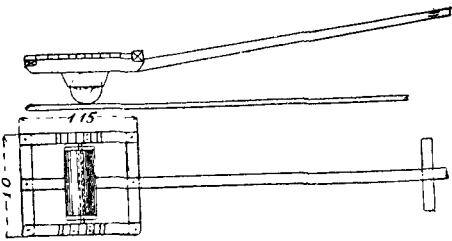
szeregi otworów przeznaczone dla zatyczek, które są osiami obrotu dla krzywych dźwigni. Przesuwając zatyczki, można ustawić dźwignie odpowiednio do szerokości ciosu. Do końców dźwigni przyłączone są łańcuchy dźwigające; w ten sposób siła  $P$  nie zależy od szerokości kamienia, lecz od stałego ramienia dźwigni. Przyrząd daje zatem zawsze jednakowe bezpieczeństwo.

Ażeby przerwać działanie kleszczy, należy przysunąć ruchome haczyki połączone z szynami, do czopków umieszczonych na dźwigniach, z których jeden znajduje się na rysunku po prawej stronie. Po zahaczeniu, można wygodnie zdjąć kleszcze z ciosu.

### c. W o z y.

Zwyczajny wózek kamieniarski według rys. 257, służy do przewozu małych kamieni, niżej  $0,2 m^3$ , po drodze dosyć gładkiej lub po deskach; a na odległość najwyżej  $50 m$ . Wózek ten zamiast na kołach spoczywa na wałku żelaznym lub drewnianym silnie okutym.

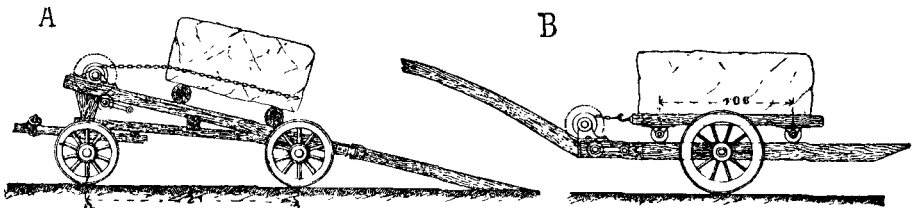
257.



Mała średnica wałka wywołuje znaczny opór; z tego powodu do przewozu większych ciosów, a nawet do małych w większej ilości, korzystne są większe i lepiej zbudowane wozy; jakkolwiek muszą one być wyższe, i wymagają kosztowniejszego podnoszenia ciosów.

Wóz przedstawiony na rys. 258 A ma pochyły pokład, a na przodzie małą winda. Za pomocą dwóch belek można przedłużyć pokład do ziemi, i utwo-

258.



rzyć z niego równię pochyłą, po której winda i łańcuchem wciąga się ciosy na wóz na wałkach (FL).

Na rys. 258 B widzimy wóz dwukołowy używany we Francji. Na przodzie jest również winda, a oś jest przegięta. Z tego powodu pokład leży dosyć nisko. Po odłączeniu konia pokład się przechyla, i opierając się o ziemię tworzy równię pochyłą, po której można wciągać ciosy tak jak w poprzednim wozie. Według rysunku jednak, cios był przedtem wsunięty na płytę spoczywającą na wałkach, która jest częścią składową wozu. Wraz z tą płytą cios zostaje następnie zesunięty z wozu na ziemię, przyczem aby złagodzić uderzenie można podłożyć nieco słomy (FL).

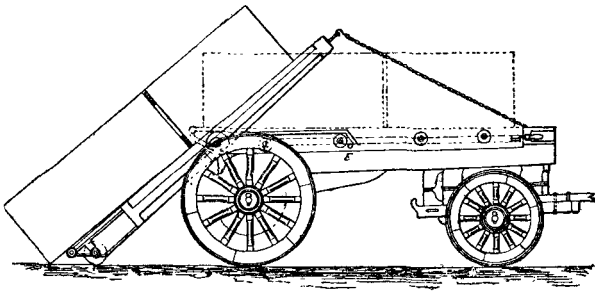
Do przewozu wielkich ciosów służy wóz Fiolacci (rys. 259) urządzony do jazdy po drodze bitej, ale dający się łatwo zastosować do kolei.

Główną jego częścią składową jest ruchoma tablica, przedstawiona na rysunku w chwili wyładowania leżących na niej dwóch ciosów. Jest ona w tym celu zesunięta z wozu, i tylną krawędzią oparta o teren.

Pokład stałe połączony z osiami ma mały spadek, około 5%, co ułatwia zesuwanie tablicy po wyjęciu odpowiedniej zatyczki, znajdującej się około *E*. W poprzek pokładu leżą żelazne osie, a na końcach tych osi są luźno osadzone kółka, na których spoczywa i posuwa się tablica ruchoma. Do kierowania jej ruchem służą dwie szyny umocowane po obu stronach na pokładzie, pod nimi bowiem przesuwają się czopy osadzone na tablicy. W ten sposób ograniczony jest ruch tablicy, i zabezpieczone jej skrajne położenie po przechyleniu.

W tem położeniu opiera się tablica na ziemi za pomocą wałka, a drugi mniejszy wałek leżący nieco powyżej, ułatwia zesuwanie się ciosów, skoro wóz

259.



ruszy z miejsca. Łańcuch przy-  
czepiony do tablicy i popro-  
wadzony do małej windy na  
przodzie wozu, pozwala prze-  
chylić tablicę bądź to próżną  
bądź też obładowaną, i wcią-  
gnąć ją napowrót na pokład.  
Również pozwala ten łańcuch  
wstrzymywać ruch tablicy przy  
zesuwaniu jej z wozu.

Do naładowania ciosu na-  
leży ustawić go pionowo, i

przysunąć do niego wóz z zesuniętą tablicą. Potem cios się przechyla, przytrzymuje go od strony windy, i wciąga się tablicę na pokład. (Dg. t. 228 s. 229).

Do przewozu większych ilości kamieni wodą, służą galary; a te mogą być urządzone do samoczynnego wyrzucania całego ładunku. Mogą one być potrzebne raczej do oskałowań, niż do wykonania fundamentów; a najlepszym z nich wydaje mi się ten który podaje Brennecke w *Ergänzungen zum Grundbau* s. 28, według *Annales des travaux publ.* 1882 s. 554.

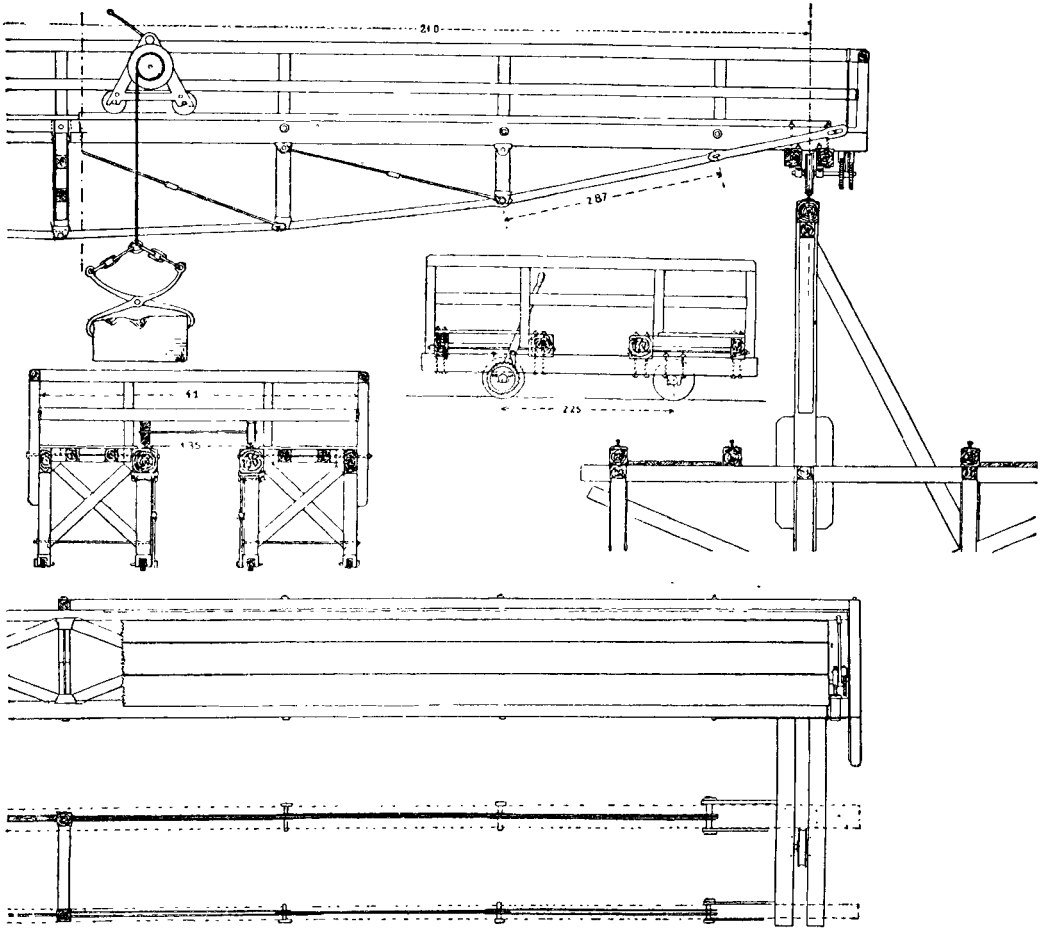
## Żórawie wozowe

(n. *Kranwagen, Laufkran*).

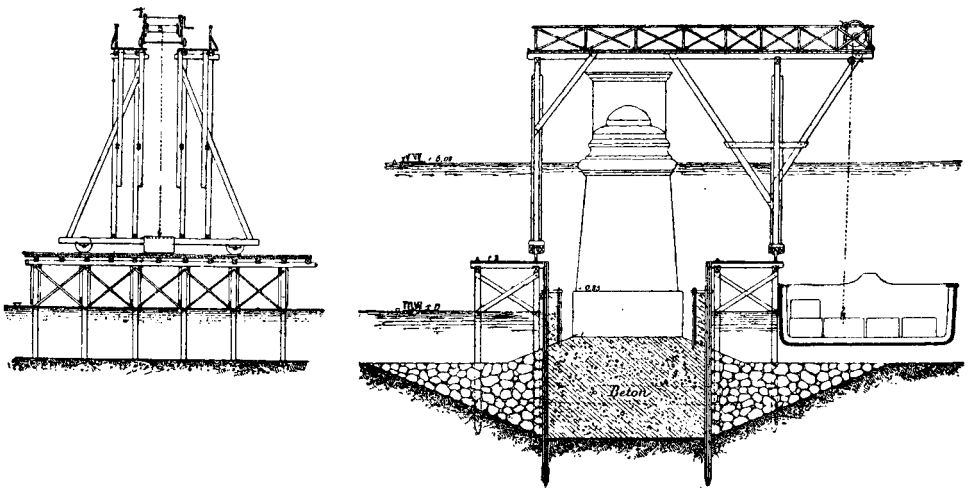
Wozem lub galarem, dostawić można kamień tylko do obwodu budowy; nadto zaś potrzeba mieć sposób podnoszenia ich, i przesuwania w płaszczyźnie poziomej nad budową, ażeby mogły być spuszczone pionowo na miejsce przeznaczenia. Do tego służy ruchomy pomost, którego dźwigary wznoszą się nad budową w kierunku poprzecznym. Dźwigary opierają się na kozłach lub jarzmach, i wraz z nimi za pomocą kół, przesuwają się po szynach. Szyny, równoległe do największego wymiaru budowy, spoczywają na belkach podłużnych, które są najczęściej kapturami szeregu pali, lub palisady otaczającej fundament; a wtedy dźwigary pomostu wystają po za punkty podparcia o tyle, ażeby winda mogła zabierać kamienie z wozów. Niekiedy jednak, leżą szyny dalej od obwodu budowy, ażeby zostawić wolny podjazd dla wozów z kamieniami; przez co powiększa się światło i wymiary dźwigarów.

Na dźwigarach spoczywa również para szyn; a po nich porusza się wóz z windą, która podnosi kamienie i przesuwa je w kierunku poprzecznym; miejsce między dźwigarami musi być zatem wolne, a połączenia poprzeczne możliwe są tylko na końcach.

260.

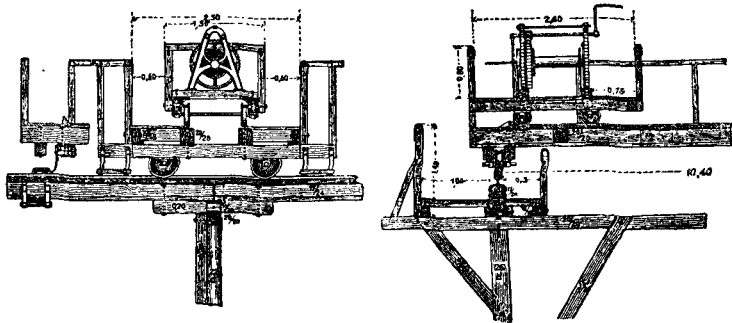


261.



Pomost leży zwykle tak wysoko, żeby pod nim mogła być wykonana cała budowa. Z tego powodu obszerniejszy opis żórawi wozowych, jakoteż przyrządów do poruszania ich, należy raczej do nauki o maszynach budowlanych i o rusztowaniach, a nie do fundamentów. Rys. 260 przedstawia wóz używany

262.



w r. 1864 do fundowania mostu na Limanie w Zürich. Był on poruszany ręczną dźwignią, przenoszącą siłę na trójkątne zęby trybu umieszczonego na osi wozu. Zatrzymywany był od ręki przez robotnika stojącego na rusztowaniu. Na przekroju poprzecznym widzimy, że krzyżulce dźwigarów głównych (wewnętrznych) wozu leżą wewnątrz, tj. nie osiowo względem pasów. Ten błąd wynikał z tego, że płaszczyzny zewnętrzne zostawiono wolne na przypadek wzmocnienia dźwigarów.

Rys. 261 przedstawia szkicowo wóz od budowy mostu na Wezerze pod Hoya według HZ. 1888 s. 545.

Rys. 262, ustawienie windy używane przy budowie wiaduktów kolei Tabor-Pissek wedł. CBl. 1890 s. 76.

Inne przykłady wozów znajdują się pod l. 6 i 12.

## 10. Zaprawy hydrauliczne i beton\*).

### A. Własności zaprawy.

a. Piasek do zaprawy. Piasek jest podstawą zaprawy; on daje powierzchnię na której odbywa się wiązanie. Dla oszczędności i dobrego wyzyskania własności cementu, potrzebna jest odpowiednio wielka powierzchnia, i mała objętość miejsc pustych między ziarnkami, czyli mała objętość próżna.

Najlepszy jest czysty piasek kwarcowy, ale dobre zaprawy daje także piasek wapienny, jeżeli ziarenka jego są twarde, i posiadają dosyć wielki ciężar gatunkowy. Natomiast glina, ił, mika, feldspat i odłamy muszli, a więc wszelkie przymieszki ustroju blaszkowatego, nie mniej humus, torf i węgiel, należy usunąć przez mycie piasku.

Schumann pisze wprawdzie, że „małe przymieszki gliny, o ile się luźno w piasku znajdują, nie są szkodliwe dla wytrzymałości, a dla szczelności zaprawy mogą być nawet korzystne“ (s. 59). Podobnie Candlot (s. 241) robi uwagę, że przymieszka do 10% gliny może być cierpiana; wreszcie amerykański inżynier Sherman robił w tym celu obszerne doświadczenia, i mierzył wytrzymałość na ciągnięcie próbek, zawierających do 15% przymieszki gliny (Bau-materialienkunde 1903 s. 358). Po upływie 3 do 12 miesięcy spoczynku od czasu

\*) Przy opracowaniu tego rozdziału zakładam, że odpowiednie wiadomości o cemencie i wapie należą do technologii materiałów budowlanych. Przepisy postępowania przy próbach, znajdzie czytelnik w kalendarzu austriackich inżynierów i architektów.

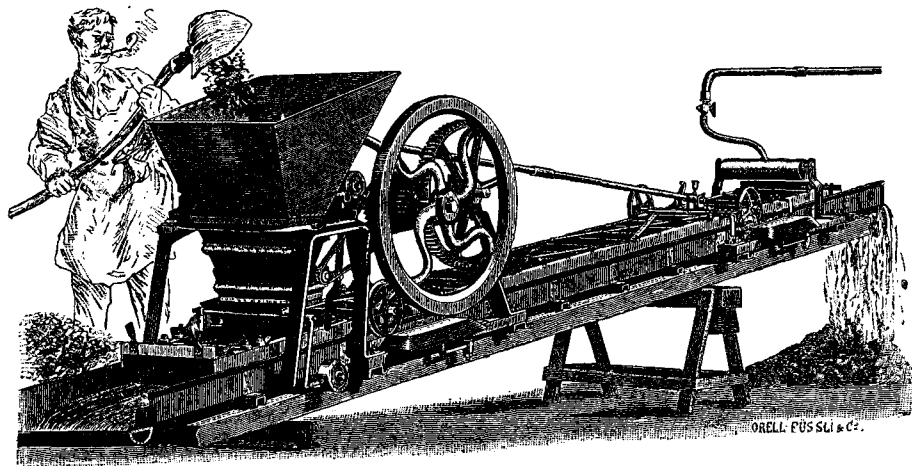


zarobienia, próbki te okazały wytrzymałość 12 do 35% wyższą od innych, bez gliny zarobionych. Przekonał się przytem, że sama glina nie miała własności hydraulicznych; że próbki z gliną potrzebowały leżeć przynajmniej pierwsze 48 godzin na powietrzu, inaczej rozpadały się pod wodą; dla próbek zaś bez gliny, wystarczało twarzenie na powietrzu przez 24 godzin.

Ostatni wynik dowodzi jasno, że piasek z gliną nie jest wcale przydatny do zaprawy, skoro ta ma być użyta do betonu sypanego pod wodą. Nadto Sherman przyrządzał dla swych doświadczeń mieszanki sztuczne; a więc do czystego piasku dodawał w rozmaitych stosunkach gliny, która tem samem była luźna, i do ziarenek piasku nie przylegała. Skoro zaś przy budowie bierzemy do zaprawy piasek taki jaki jest w naturze, to bez względu na zawartość luźnej gliny, zawiera on także, i to przedewszystkiem, glinę przylegającą do powierzchni ziarenek, która wiązaniu się cementu z piaskiem stanowczo przeszkadza. (Patrz także CBI. 1899 s. 225 tabela B n 4 i 7).

Sprawdzić to można tylko przez mycie. Piasek nie pokryty gliną nie zmieni wskutek mycia swej barwy i powierzchowności; tylko do takiego piasku,

263.



odnoszą się zatem wyniki pomiarów Shermana. W naturze jednak, piasek taki nie istnieje; piaski na pozór bardzo czyste, wydają przy myciu dużo mułu, zmieniają swoją barwę, stają się ostrzejsze w dotknięciu i przybierają zupełnie odmienną powierzchowność.

Jeżeli więc potrzebujemy zaprawy o znaczniejszej wytrzymałości, i mamy postępować oszczędnie, należy przyjąć jako zasadę, że każdy piasek ma być starannie myty; i tylko taki piasek godzi się uważać za czysty, który podczas mieszania z wodą, wcale jej nie zamąca.

Piasek czysty, nie zawierający przymieszek bądź to szkodliwych, bądź też współdziałających w procesie twarzenia zaprawy, nazywać będziemy piaskiem obojętnym (fr. *sable inerte*).

Do mycia piasku służyć może przyrząd przedstawiony na rys. 263 (Schv. Bz. 1886 t. VIII. n. 20). Rynna blaszana otwarta z obu stron, około 6 m długa, o przekroju 52/12 cm, spoczywa na dwóch belkach podłużnych; przez regulowanie wysokości podpór, można jej nadać odpowiedni spadek. Nad niżej leżącym

końcem rynny ustawiamy skrzynię, do której robotnik wysypuje piasek, a do górnego końca puszczamy prąd wody. Mechanizm łopatkowy prowadzi piasek przeciw prądowi wody, przez co woda płucze go z namułu. Büsing podaje że płukanie jest prawie dokładne. Przy poruszaniu maszyną potrzeba do obsługi dwóch, przy poruszaniu ręcznym trzech ludzi. Dziennie płucze przyrząd 14 do 15  $m^3$  piasku, zużywając na 1  $m^3$  600 do 700 litrów wody. Przy poruszaniu ręcznym, kosztą mycia wynosiły 72 hal. na 1  $m^3$ .

Przyrząd powyższy wskazuje że piasek został dokładnie wymyty, gdy w górnym końcu koryta woda przechodzi przez piasek bez zamącenia.

Prostsze i zapewne dokładniejsze jest mycie ręczne, w płaskiej skrzyni podobnej jak do gaszenia wapna, i tem samym narzędziem. Strumień wody wchodzi do skrzyni z jednej strony, lub z góry do niej spada, a z przeciwnej strony mętna woda odpływa cienkim przelewem. Mycie jest ukończone, gdy woda odpływa zupełnie czysta. Przelew powinien być założony tak wysoko, czyli głębokość wody w skrzyni tak wielka, żeby woda nie porywała ze sobą najdrobniejszych ziarenek, bardzo ważnych dla dobroci zaprawy. Przy myciu nieustannem, mianowicie w przyrządzie powyżej opisanym, trudniej przestrzegać tego warunku jak przy myciu ręcznym. Unoszone przez wodę ziarenka drobne, należy łapać w podstawionem naczyniu.

Gdy potrzeba pośpiechu, można przy pomocy małych zmian, zastosować do mycia piasku każde maszynowe mięszadło używane do zaprawy. Przyrządy te poznamy w następnym rozdziale.

Po wymyciu, należy piasek wysuszyć, bo tylko suchy piasek może być dobrze wymięszany z suchym cementem.

Piasek z ziarenek nieforemnych o powierzchni szorstkiej, jaki dają nam przeważnie pokłady naturalne, lepszy jest od piasku o ziarnkach zaokrąglonych i wygładzonych, jaki wydobywamy z wody płynącej. Przy wspomnianych pomiarach Shermána, piasek kopany dawał wytrzymałości zaprawy o 20 do 30% wyższe, niż piasek morski.

Obok czystości równie ważną jest względna grubość ziarn; a przede wszystkim wpływa ona na gęstość piasku i zaprawy.

Gdyby ziarenka piasku były kulkami o jednakowej średnicy  $a$ , natenczas w sześciianie o boku  $s$ , mieściłoby się  $\left(\frac{s}{a}\right)^3$  kulek; a objętość próżna wynosiłaby

$$s^3 - \frac{1}{6}\pi a^3 \cdot \left(\frac{s}{a}\right)^3 = 0,476 s^3,$$

a więc byłaby od średnicy kulek niezależna.

W tym przypadku przyjęte były szeregi kulek równoległe do boków sześciannu; przyjmując zaś układ taki jak w stosie kul, otrzymamy objętość mniejszą, ale również niezależną od średnicy kul.

W rzeczywistości ziarenka nie są kulami, ale w przybliżeniu wnosić wypada z powyższego, że w piasku zupełnie jednostajnej grubości ziarn, grubość ich nie wpływa wprost na objętość miejsc pustych.

W piasku natomiast niejednostajnej grubości, mniejsze ziarenka wchodzą w miejsca próżne pomiędzy większemi, i ogólna objętość miejsc próżnych jest mniejsza. Piasek o ziarnkach mięszanej wielkości, jest zatem gęstszy od zupełnie jednostajnego; a więc, potrzebuje mniej cementu gdy chodzi o wielką gęstość zaprawy; albowiem cement powinien w takim razie wypełnić objętość próżną piasku.

W naturalnych piaskach, objętość próżna wynosi od 0,07 do 0,50 objętości całkowitej; wszelako piaski te nie zawsze są wolne od przymieszek. Piaski zaś czyste używane do zapraw, miewają 0,30 do 0,50 objętości próżnej.

Ciężar gatunkowy mniejszym ulega zmianom; wynosi on 2,6 do 2,7 dla piasków kwarcowych, a 2,5 do 2,6 dla wapiennych.

Objętość próżną danego piasku zmierzyć można za pomocą naczynka zakończonego otwartą rurką szklaną. Podziałka na niej umieszczona, daje objętość naczynia i rurki do uważanego punktu, w centymetrach sześciennych. Do naczynia wlewamy dowolną objętość wody, i odczytujemy jej poziom na podziałce; następnie wysypujemy 100  $cm^3$  wypłukanego suchego piasku, i odczytujemy nowy poziom wody. Różnica obu odczytów daje nam pełną objętość wsypanego piasku; a dopełnienie jej do 100, jest objętością próżną wyrażoną w procentach objętości całkowitej.

Jeżeli wsypany piasek był przedtem zważony, to ciężar jego podzielony przez odczytaną objętość pełną, daje nam ciężar gatunkowy piasku.

W ten sam sposób oznaczyć można objętość próżną i ciężar gatunkowy cementu; wszelako należy naczynko często wstrząsać, ażeby przeszkodzić związaniu się cementu. Następnie wstawić je trzeba w próżnię, ażeby wypędzić powietrze przyczepione do ziarenek.

Zamiast wody, można też użyć benzyny, która na cement nie działa.

Oprócz objętości próżnej, wpływa także na gęstość zaprawy powierzchnia ziarenek. Powierzchnia kulek o średnicy  $a$ , zawartych w sześcianie o boku  $s$ , jest

$$\pi a^2 \cdot \left(\frac{s}{a}\right)^3 = \pi \frac{s^3}{a}.$$

Powierzchnia ziarenek wzrasta zatem, w miarę jak grubość ziarenek się zmniejsza. W pewnych zaś granicach, zależnych od udziału cementu, im większa jest powierzchnia na której działać może wiążąca siła cementu, tem lepiej będzie ta siła wyzyskana. Dlatego też zaprawa z cementu i piasku, może mieć większą wytrzymałość niż zaprawa z samego cementu, a beton większą wytrzymałość niż zaprawa (tabela A w dalszym ciągu).

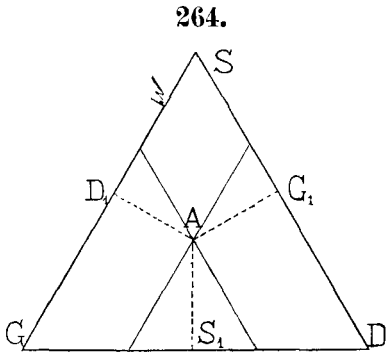
Z drugiej strony, im większa powierzchnia ziarenek, tem więcej wody potrzeba do zwilżenia jej; tem większy nadmiar wody pozostaje chemicznie nie związany, tem rzadsza będzie zaprawa.

Istnieje więc pewien stosunek ziarenek grubych do drobnych, dający największą gęstość piasku i zaprawy. Wniosek ten potwierdzają prace inżyniera Fereťa (A. P. 1892 II. Sur la compacité des mortiers hydrauliques).

Jakkolwiek jest tutaj miejsce zaledwie na główne wyniki tych badań, wszelako dla zrozumiałości opisać muszę przyjęte przez autora określenie ziarnowego składu (composition granulométrique). Przyjmuje on trzy stopnie grubości ziarn; ziarna grube  $G$  przechodzące przez blachę z otworami kolistymi na 5  $mm$  średnicy, a zatrzymujące się na blasze z otworami na 2  $mm$ ; ziarna średnie  $S$  przechodzące przez blachę drugą a zatrzymujące się na trzeciej z otworami na 0,5  $m$ ; i wreszcie ziarna drobne  $D$ , przechodzące przez otwory 0,5  $mm$  szerokie.

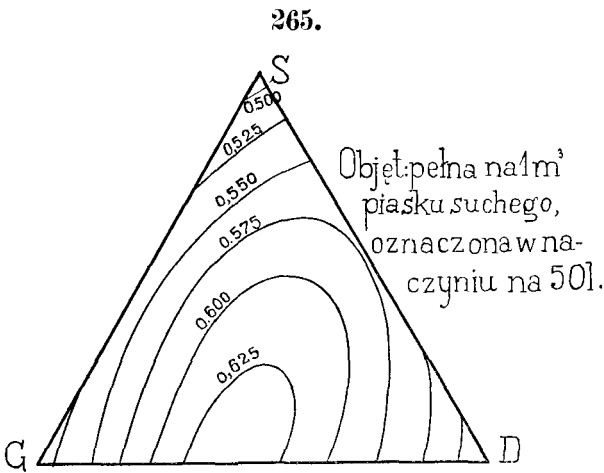
Przejrzyste porównanie różnych mieszanin powyższych trzech grubości piasku, wykonał autor za pomocą trójkąta równobocznego o wysokości = 1. Jeżeli wierzchołki jego oznaczają piaski jednostajne, to dowolny punkt  $A$  wewnątrz trójkąta (r. 264) oznacza mieszaninę trzech piasków, w takich stosunkach cięż-

żarów  $g$   $s$   $d$ , jak długości trzech prostopadłych do boków; bo suma tych prostopadłych jest także  $=1$ . Przytem każda prostopadła do boku, przedstawia udział piasku oznaczonego przez wierzchołek bokowi przeciwległy.



Badając dowolną własność mieszanin odnośnie do licznych punktów trójkąta, i łącząc ze sobą punkty posiadające tę własność w jednakowym stopniu, otrzymamy krzywe równomierne, przedstawiające zależność uważanej własności od składu ziarnowego mieszaniny.

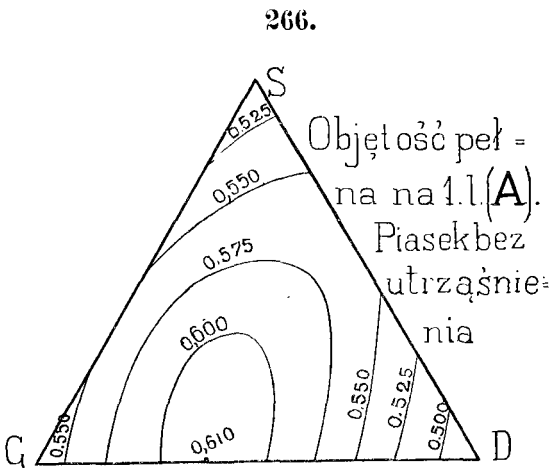
Rys. 265—267 przedstawiają w ten sposób zmiany objętości pełnej badanego w tym razie piasku. Liczby wypisane wzdłuż krzywych oznaczają ułamki, jakie w jednostce objętości zajmuje



sama materya. Mnożąc je przez ciężar gatunkowy, w tym razie 2,65, otrzymujemy ciężar metra sześciennego. Odejmując je od jedności, otrzymujemy objętość próżną\*).

Z rysunków 265—267 widzimy, że piaski jednostajne mają prawie jednakową objętość pełną 0,50; zaś ku środkowi trójkąta objętość pełna szybko wzrasta, i dochodzi do maximum w piasku który wcale nie zawiera ziarn średnich. Na rys.

267 piasek ten ma skład  $g=0,53$   $s=0$   $d=0,47$ , pełna jego objętość jest  $p_m=0,798$ .



Dalsze bardzo obszerne pomiary dowiodły, że wartość  $p_m$  wzrasta wraz z różnicą grubości ziarenek  $G$  i  $D$ , i dochodzi do wartości największej, gdy ciężar  $G$  jest prawie dwa razy większy od ciężaru  $D$ . Przytem na wartość  $p_m$  wpływa sposób wykonania wszystkich czynności pomocniczych, jakoto: wielkość używanego naczynia, sposób mierzenia, wysokość z jakiej rzucamy piasek, trząsanie naczynia (r. 266, 267), ubijanie i t. d.

Wreszcie ziarna okrągłe i ryjniaki, dają większą gęstość niż kamień tłu-

\*) Na rys. 267 blisko  $D$ , dwie krzywe są mylnie opisane.

czony; a więc rzecz się ma odwrotnie niż w stosunku do wytrzymałości (st. 3 pomiary Shermana).

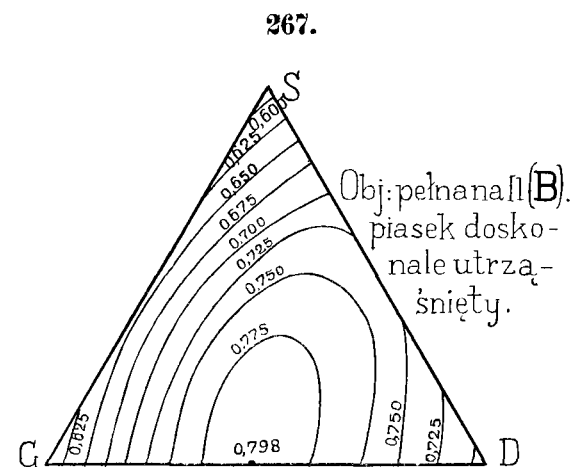
Ostatecznie tak dla mieszanin suchych jako i zarobionych z wodą, oraz dla narzutów kamieni, wyprowadza autor następujące dwa wnioski, które godzi się nazwać prawami Fereta:

1. Piasek z danego materiału ma największą gęstość wtedy, gdy składa się z ziarn dwóch różnych grubości; a to w takim stosunku, że najdrobniejsze ziarna piasku grubego, są

grubsze od najgrubszych ziarn piasku drobnego; a na jedną objętość ziarn drobnych, przypadają prawie dwie objętości ziarn grubych.

2. Gęstość mieszaniny określonej pod 1 wypada tem większa, im większa jest różnica dwóch mieszanych grubości ziarn.

Do oddzielenia z danego materiału ziarek grubości średniej, służy arfa dwukrotna systemu Schlick-eisen w Berlinie (r. 268). Arfa C



jest stała, a B kołysze się samoczynnie podczas rzucania materiału. Lepiej jednak działają, i prędzej pracują rozdzielniki bębnowe, powszechnie znane. Są to bębny dziurkowane obracane korbą, i ustawione pochyło. W górnym końcu

otwory są najmniejsze, w dolnym największe.

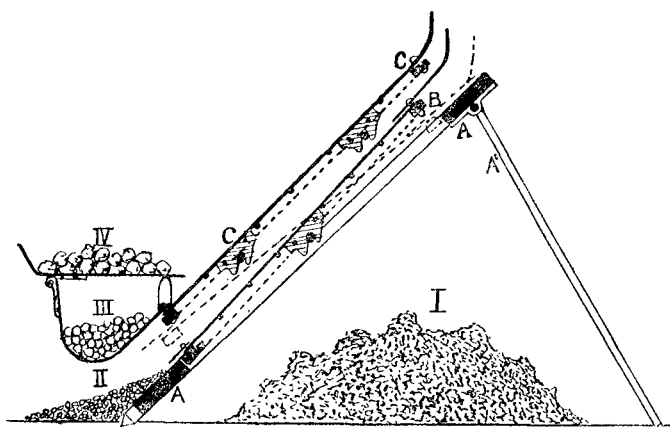
Aby osiągnąć jednostajność wymagań i pojęć, przyjęto w różnych krajach pewne określenia, na tak zwany piasek normalny. Towarzystwo austriackich Inżynierów przyjęło (1889), że piasek normalny otrzymujemy z czystego i wysuszonego piasku kwarcowego, oddzielając najgrubsze ziarna za pomocą sita mającego 64 oczek na  $1\text{ cm}^2$  i

0,4 mm grubości drutu; a następnie oddzielając ziarna najdrobniejsze przez sito mające 144 oczek i 0,3 mm grubości drutu. Otrzywana reszta jest piaskiem normalnym.

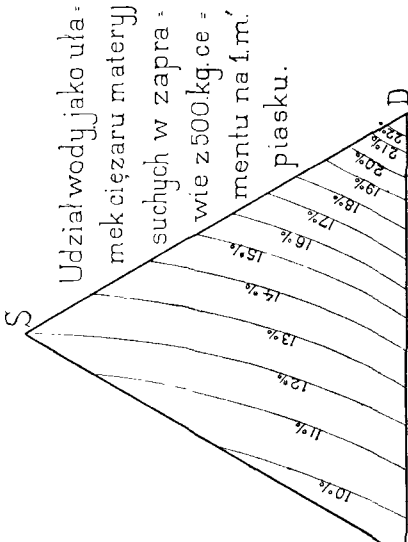
Materiał którego ziarna nie są grubsze jak 7 mm, ma być uważany za piasek; materiał grubszy za żwir.

**b.** Stosunek mieszaniny w zaprawie. To co mówiliśmy o zmianach objętości próżnej piasku, odnosi się w przybliżeniu także do mieszaniny

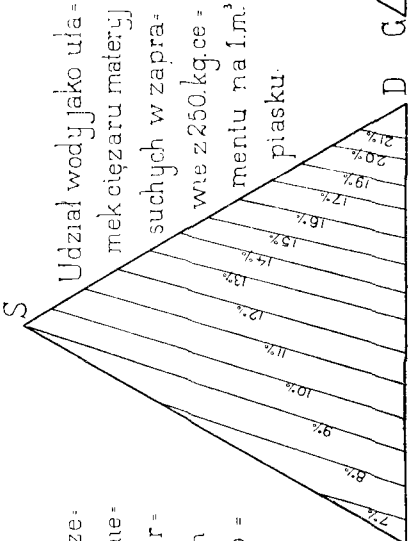
268.



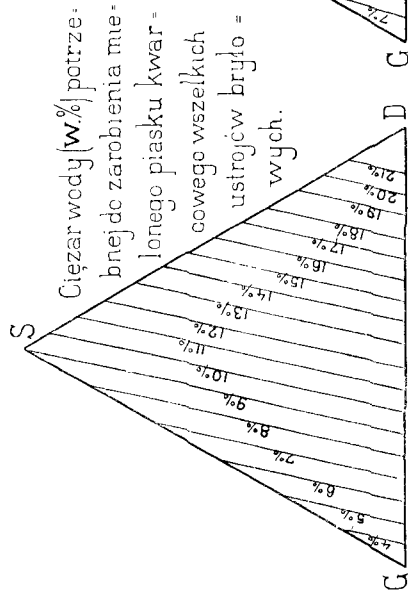
271.



270.



269.



piasku i cementu; jej próżna objętość jest bardzo często niewiadoma. Z tego powodu stosunek piasku i cementu umiejętnie pomowany, może być tylko stosunkiem ciężarów. Ponieważ jednak trudniej ważyć niż mierzyć objętości, ponieważ ciężar jednostki objętości piasku i cementu jest często prawie jednakowy, praktyka budowlana używa przeważnie stosunku objętości.

Dajemy więc na jedną objętość cementu : 1 do 2 objętości piasku, gdy żądamy w krótkim czasie wielkiej wytrzymałości lub szczelności, jak przy budowie zbiorników. 3 do do 4 objętości piasku, w przeważnej liczbie przypadków zwyczajnych, na trwałe mury, fundamenty, betony i betonowe płyty.

Jeżeli zaś ze względu na małe wymagania, można dać 5 lub więcej objętości piasku, mieszamy cement z wapnem; przez co powiększa się plastyczność i przyczepność zaprawy do kamieni.

We Francji używany jest pośredni sposób postępowania. Oznaczają tam ciężar cementu w stosunku do 1 m<sup>3</sup> piasku; skoro jednak widzieliśmy powyżej, że ciężar 1 m<sup>3</sup> danego piasku, zmieniać się może stosownie do ustroju ziarnowego w granicach 2 : 3, więc udział cementu określony w stosunku do 1 m<sup>3</sup> piasku, może w rzeczywistości oznaczać udziały bardzo rozmaite. Tem więcej niczego właściwie nie oznacza stosunek objętości obu materijj; i również nieokreślonym jest obrachowanie objętości cementu według objętości próżnej piasku (tak zwana próba z wodą), skoro ostatnia zmieniać się może według stopnia wilgoci i utrząśnienia w granicach 3 : 4 (r. 266, 267), a nadto nowe zmiany zachodzą przez dodanie cementu i wody, oraz przez dłuższe przerabianie mieszaniny.

Wreszcie zobaczymy w dalszym ciągu, że w każdym gatunku piasku jest pewna objętość próżna, której wcale wypełnić nie można, dodając do niego ilekolwiek cementu. Ażeby tę objętość doprowadzić do możliwego minimum, należy mieszać piasek na sucho z cementem; albowiem wilgotny piasek stawia wielki opór przenikaniu suchego cementu, o czem była mowa powyżej.

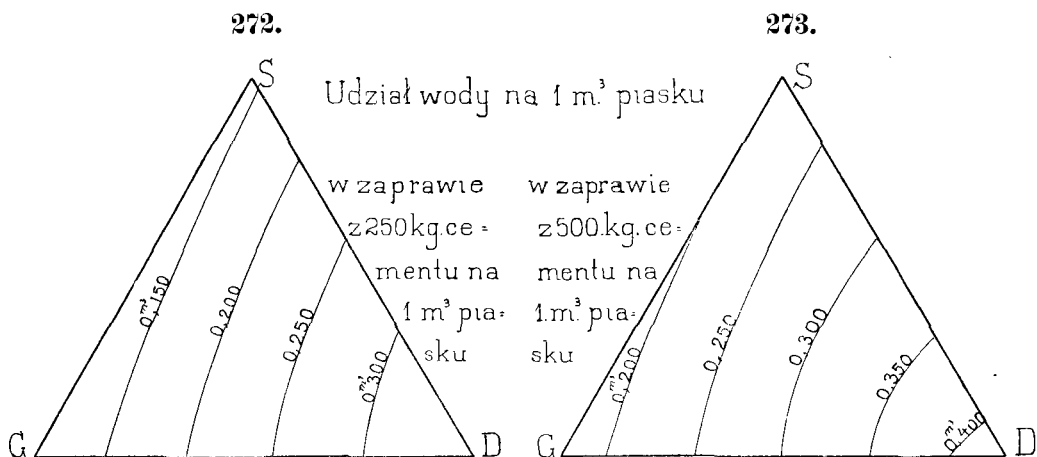
Po dokładnem wymięszaniu piasku z cementem, dolewać należy wody stopniowo, i dłuższy czas mięsząć. Na większych budowach, powinny być do tego bezwarunkowo używane maszynowe mięszadła żarnowe, które miażdżą zarazem mięszaninę.

Jeżeli wreszcie piasek był płukany a potem niemógł być należycie wysuszony dla braku czasu, należy osobno zwilżać piasek a osobno cement; a dopiero po zwilżeniu mięsząć je ze sobą. Na to jednak, pozwalać należy tylko w miarę konieczności.

Z powyższych względów, podamy stosunki mięszanin dopiero w dalszym ciągu gdy poznamy rzecz bliżej.

Objętość wody w zaprawie zależy od bardzo wielu czynników. Najprostsze prawo otrzymamy, wyrażając tę objętość w procentach ciężaru materij suchych w zaprawie zawartych. Nadto przyjmijmy, że zaprawa zarobiona została do największej możliwej spoistości plastycznej; a więc że niema postaci błota, lecz postać miękkiego ciasta; a przytem łatwo schodzi z kielni.

Przy tych założeniach, rysunki 269—271 przedstawiają zmiany jakim ulega objętość zarobionej wody według pomiarów Fereta.



Przy grubym piasku jednostajnym *G*, potrzeba 4% wody do zarobienia czystego piasku (r. 269); 7%, gdy dodamy 250 kg cementu na 1 m<sup>3</sup> piasku (r. 270), a 10% gdy dodamy 500 kg cementu (r. 271).

Im większy udział drobnego piasku, tem więcej potrzeba wody; ale przy wierzchołku *D*, potrzeba we wszystkich trzech przypadkach prawie jednakowej objętości wody, t. j. 21 do 22% materij suchej w zaprawie zawartej.

Rysunki (272, 273), przedstawiają wyniki doświadczeń z temi samemi zaprawami co poprzednie, (250 i 500 kg cementu na 1 m<sup>3</sup> piasku), ale dają objętości wody potrzebne na 1 m<sup>3</sup> użytego piasku \*).

Gdy zaprawa wysycha na powietrzu, natenczas część tylko zarobionej wody, proporcjonalna do ciężaru cementu i wzrastająca z wiekiem zaprawy, zostaje chemicznie związana. Ta część wynosi 17 do 30% ciężaru cementu. Reszta,

\*) W Niemczech, Austrii, Szwajcaryi i Rosyji, na podstawie narady w Monachium 1884, przyjęto przepisy dla jednostajnej oceny normalnej spoistości zaprawy, które znaleźć można w kalendarzu austriackich inżynierów i architektów na rok 1907 str. 214.

chemicznie zbyt duża, dzieli się na dwie części; a mianowicie  $\frac{1}{3}$  tej reszty zostaje zatrzymana przez włoskowatość, a  $\frac{2}{3}$  uchodzą przez parowanie.

Wspomnieć wreszcie wypada, że piaski z materiału dziurkowego więcej potrzebują wody niż piaski z materiału zbitego np. krzemionkowe; te bowiem wcale wody nie pochłaniają. Szybko wiążący cement potrzebuje nieco więcej wody niż wolno wiążący; podobnie więcej wody dać trzeba w porze suchej i gorącej, niż w chłodnej i wilgotnej. Beton mniej potrzebuje wody niż zaprawa do muru; zaprawa zaś do kamieni, gęstsza być musi niż do cegieł, które więcej wody pochłaniają. Przytem rozumie się, że przed wstawieniem do muru, kamienie powinny być dobrze zwilżone, a cegły przez pewien czas trzymane w wodzie.

**c.** Bryłowy ustrój zaprawy świeżej. Zmieszajmy ciężar  $C$  cementu z ciężarem  $P$  piasku, a mieszaninę zaróbmy ciężarem wody  $W$ . Po dłuższym przerabianiu zmierzmy dokładnie objętość  $M$  tej zaprawy, i oznaczmy jej ciężar  $G$ .

Stosunek ciężaru cementu do ciężaru mieszaniny, pomnożony przez ciężar jednostki objętości tej mieszaniny, przedstawia ciężar  $C_1$  cementu, zawarty w jednostce objętości mieszaniny; a więc

podobnież

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= \frac{C}{G} \cdot \frac{G}{M} = \frac{C}{M} \\ P_1 &= \frac{P}{M} \\ W_1 &= \frac{W}{M} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 1.$$

Jeżeli więc ciężary gatunkowe trzech składników zaprawy w powyższym ich porządku są  $\xi$ ,  $\beta$  i  $\gamma$ , to pełne ich objętości, zawarte w jednostce objętości zaprawy, są

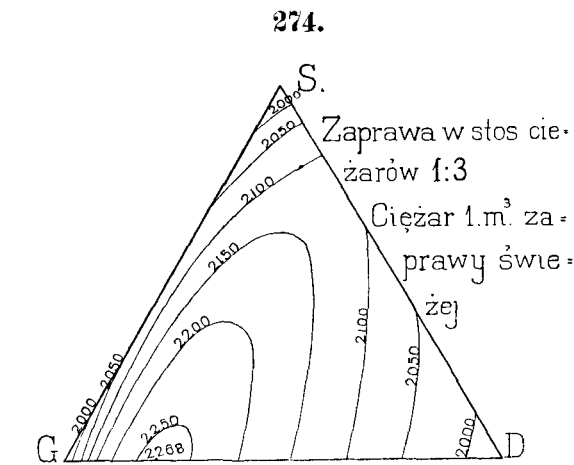
$$c = \frac{C_1}{\xi} \quad p = \frac{P_1}{\beta} \quad w = \frac{W_1}{\gamma}; \quad \dots \dots \dots 2.$$

a objętość próżna tej zaprawy, t. j. objętość otworów, jest

$$o = 1 - (c + p + w) \quad \dots \dots \dots 3.$$

Cztery objętości  $c$ ,  $p$ ,  $w$  i  $o$ , określają bryłowy ustrój zaprawy świeżej, a w nim suma  $c + p$  jest objętością materii suchej.

Udział cementu. Wpływ udziału cementu na własności zaprawy nie może być przedstawiony za pomocą prostego ogólnego prawa, jeżeli przy badaniu nie bierzemy w rachubę ziarnowego ustroju piasku. Własności zaprawy zmieniają się w sposób zawity, często sprzeczny; czytając prace Schumanna i Candlota o tym przedmiocie, gubimy się pośród mnóstwa działających tu czynników; natomiast rzecz się upraszcza nad spodziewanie, przy pomocy opisanej pod *a* metody Fereta.



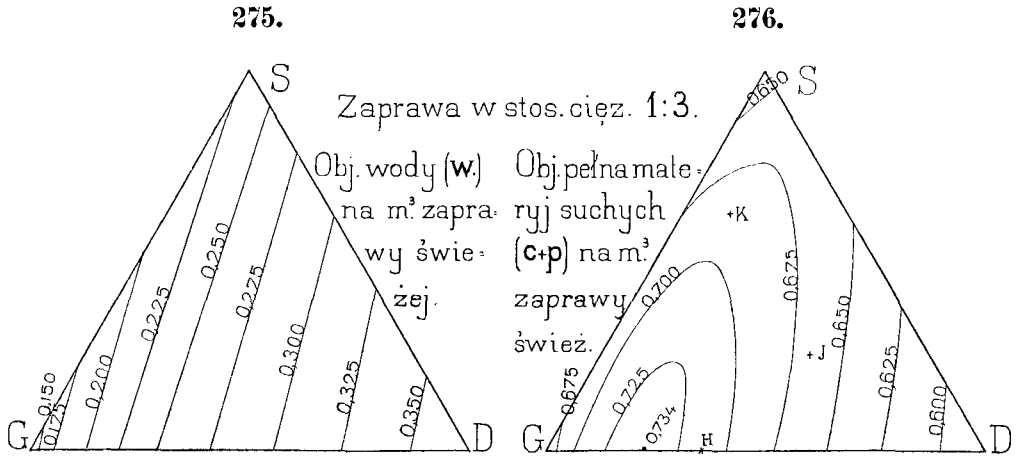
Zacznijmy od zaprawy ze stałym udziałem cementu, a zmiennym ustrojem ziarnowym piasku. Rys. 274 przedstawia wyniki doświadczeń z zaprawami, zawierającymi 1 część ciężaru ce-



mentu na 3 części piasku kwarcowego, który według przyjętego powyżej znakowania, był mieszaniną piasków  $GSD$  w wiadomym stosunku. Ciężar wody użytej do zarobienia, rachowano według empirycznego wzoru, wyprowadzonego z doświadczeń przygotowawczych:

$$W=0,235 P_c+0,03 P_g+0,09 P_s+0,23 P_d;$$

gdzie głośki  $P$  oznaczają ciężary składników zaprawy, według dodanego im znaku. Z danej zaś objętości otrzymanej zaprawy, wyrachowano w sposób powyżej opi-



sany udziały składników przypadające na jednostkę objętości każdej mieszaniny.

Rys. 274 dowodzi, że ciężar jednostki objętości jest najmniejszy, gdy używamy czystych piasków  $GSD$ , że wzrasta gdy je mieszamy, a dochodzi do maximum bardzo blisko ustroju ziarnowego

0,78  $G$ +0,0  $S$ +0,22  $D$ .

$$0,78 G+0,0 S+0,22 D.$$

Przebieg krzywych jest na rysunku bardzo podobny do rys. 267 tj. do przebiegu objętości pełnej suchego piasku o zmiennym ustroju ziarnowym; ale maximum leży nieco bliżej wierzchołka  $G$ .

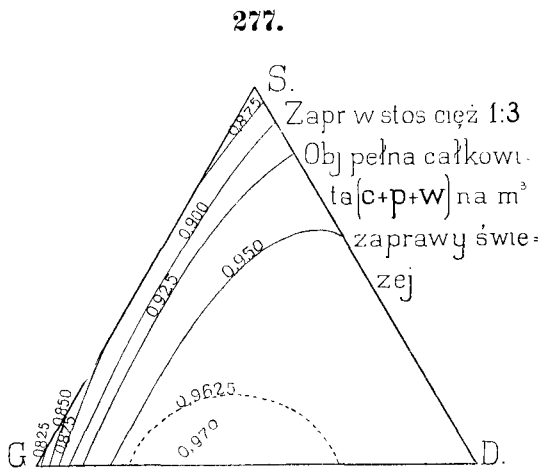
Rys. 275 przedstawia zmiany objętości wody zawartej w jednym litrze świeżej zaprawy. Wykres ten przedstawia szereg prostych prawie równoległych, podobnie jak było na rys. 269 dla czystego piasku; ale

wzrost objętości w miarę udziału drobnego piasku, jest teraz słabszy.

Rys. 276 wykazuje, że objętość pełna materij suchych ( $c+p$ ) zawarta w jednostce objętości zaprawy, ma przebieg podobny do ciężaru 1  $m^3$  tej zaprawy (r. 274). Krzywe mają kształt podobny jak poprzednio; a maximum wynoszące około 0,734, leży znowu na boku  $GD$  i odpowiada ustrojowi ziarnowemu

$$0,80 G+0,0 S+0,20 D.$$

Wreszcie rys. 277 daje objętość pełną całkowitą ( $c+p+w$ ) zaprawy świeżej. Biorąc dopełnienie odczytu do jedności, otrzymamy objętość próżną  $o$  pozo-



stałą w zaprawie. Jest ona znaczna dla jednostajnych piasków  $G$  i  $S$ , ale przez dodanie piasku  $D$  szybko się zmniejsza; a gdy on wynosi około 0,20 całej objętości piasku, objętość próżna nie przewyższa 5% pozornej objętości zaprawy. Z rysunku widzimy zarazem, że otwory nle mogą być zupełnie usunięte; a objętość ich wynosi przynajmniej 3% objętości zaprawy.

Mówimy tu jednak o zaprawie świeżej; jej skład bryłowy zmieni się, skoro część wody zostanie chemicznie związana, a część wyparuje. Gdy zaś objętość zewnętrzna pozostanie bez zmiany, czego przecież żądamy od dobrego cementu, więc objętość materii suchej nie zmieni się, a otwory się powiększą. Będą więc w przybliżeniu takie, jakie wypadają z r. 276.

Powtarzając powyższe badania z innymi gatunkami cementu i piasku, otrzymał Feret prawie takie same wyniki. Ukazały się wprawdzie małe zmiany w wartościach liczbowych, ale ogólny kształt krzywych nie zmienił się. Badając natomiast zaprawy z większym udziałem cementu, niż powyższe, znalazł znaczniejsze zmiany; a mianowicie w wykresie dla  $c+p$  (r. 276). Linia szczytowa która dla zaprawy 1:3 jest prawie dokładnie prostą  $d=0,2$ , zbliża się dla zapraw silniejszych do boku  $GS$ . Najwyższy jej punkt leży zawsze na boku  $GD$ , zbliża się do  $G$  i schodzi się z tym punktem, gdy cement wynosi około  $\frac{2}{3}$  ciężaru piasku. Gdy zaś udział cementu zbliża się do zera, powyższy punkt szczytowy zbliża się do punktu leżącego w odległości 0,4  $GD$  od punktu  $G$ .

W powyższych doświadczeniach, udział cementu był stały, a zmieniał się tylko ziarnowy ustrój piasku. Gdyby jednocześnie zmieniały się oba te czynniki, natenczas wykreślne przedstawienie wyników doświadczeń, dokładnie według powyższej metody, nie byłoby możliwem na płaszczyźnie, lecz wymagałoby trzech wymiarów. Wykreślenia takie utraciłyby jasność i prostotę, jaką widzimy na powyższych rysunkach. Z tego więc powodu, poprzestał autor na mniejszej dokładności i zrobił założenie zbliżone tylko do prawdy, że bez zmiany objętości pełnej cement można przyłączyć do drobnego piasku  $D$ ; a mianowicie w ten sposób, że część lub całość objętości pełnej piasku  $D$ , można zamienić na tę samą objętość pełną cementu, lub na odwrót, a objętość pełna zaprawy nie zmieni się przez to. Ten nowy piasek oznaczamy przez  $D_1$ ; przytem zauważmy, że ciężarów w ten sposób zamieniać nie można, ponieważ piasek i cement mają różne ciężary gatunkowe. Błędy w ten sposób popełnione wynoszą około:

$$0,17\% \text{ gdy ustrój zaprawy jest } 0,5 G + 0,0 S + 0,5 D_1$$

$$0,44\% \text{ " " " " } 0,2 G + 0,2 S + 0,6 D_1$$

$$2\% \text{ " " " " } 0,2 G + 0,5 S + 0,3 D_1$$

$H J K$  są odnośne punkty na rys. 276.

Z tem przybliżeniem wykreślone zostały krzywe równomierne na r. 278 i 279. Jeżeli punkt  $A$  (r. 278) przedstawia piasek danego ustroju, to prosta  $AD_1$  jest miejscem geometrycznym wszystkich zapraw, jakie można otrzymać z tego piasku i danego cementu. Dla każdego punktu  $m$  prostej  $AD_1$ , stosunek odległości jego od  $A$  i  $D_1$ , jest równy stosunkowi objętości pełnych cementu i piasku  $D$ ; a więc

$$\frac{Am}{mD_1} = \frac{c}{p}$$

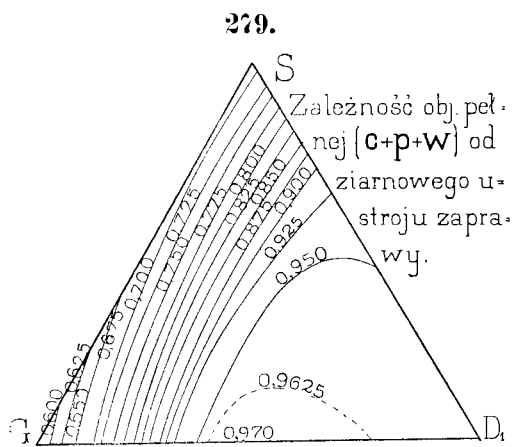
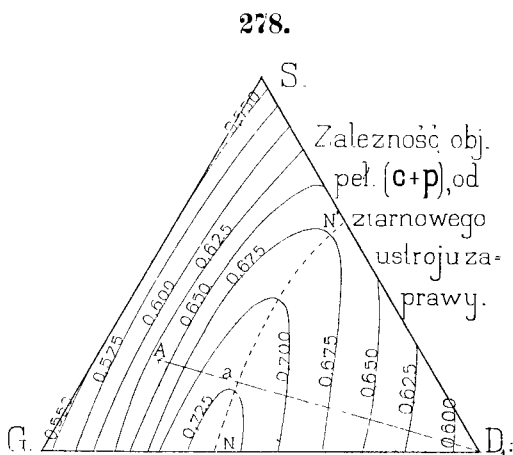
Stosunek ten, dla zaprawy 0 największej pełnej objętości suchej, określa nam punkt  $a$ , leżący na przecięciu tej prostej z linią szczytową  $NaN_1$  krzywych równomiernych.

Uważając krzywą szczytową  $NaN_1$  w przybliżeniu za prostą równoległą do  $GS$ , poprowadzoną przez środek ciężkości trójkąta, można powiedzieć:

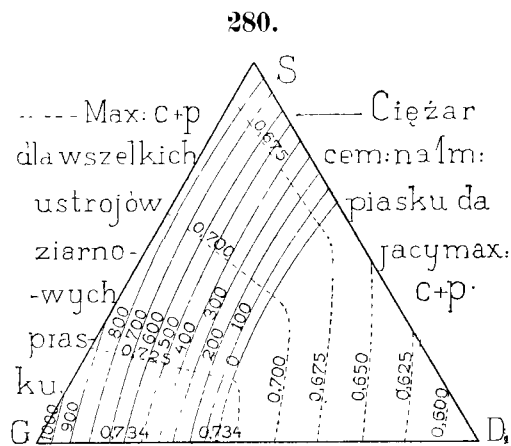
1. Ze wszystkich zapraw o spoiwości plastycznej, które można otrzymać z danego piasku, największą pełną objętość materii suchej zawiera ta, w której pełna objętość ziarn drobnych wraz z cementem, jest połową pełnej objętości ziarn grubych i średnich razem wziętych.

2. Powyższe maximum wzrasta wraz ze stosunkiem ziarn grubych do średnich.

3. Krzywa  $NN_1$  dzieli wszystkie piaski na dwie kategorie. Piaski leżące w obwodzie  $GNN_1S$  ( $d < 1/3$ ), mogą być doprowadzone



do maximum pełnej objętości suchej, przez dodanie pewnej określonej objętości cementu. Piaski natomiast leżące w obwodzie  $D_1NN_1$  ( $d > 1/3$ ), dają tem **mniejszą** objętość pełną, im **więcej** dodajemy do nich cementu (Feret str.



65/6).

Potwierdzenie tych praw zauważono przy próbach wytrzymałości betonu, wykonanych w pruskim ministerium robót publicznych (CBl. 1899 s. 228/9 tab. B).

Pełna objętość całkowita  $(c+p+w)$ , której zmiany przedstawia r. 279, ma w zaprawie świeżej najmniejszą wartość 0,60 wtedy, gdy zaprawa zawiera mało piasku  $D_1$ . Następnie wzrasta ona wraz z udziałem tego piasku i dochodzi do wartości 0,95 przy udziale 0,32  $D_1$ ; poczem już pozostaje prawie stała; bo maximum jej jest 0,97 i leży na boku  $GD_1$ . W granicach 0,95 i 0,97, im więcej drobnego piasku zawiera zaprawa, tem mniej potrzebuje ona cementu, aby osiągnęła maximum objętości pełnej.

Przy pomocy powyższego (równania 1—3 na str. 165), można oznaczyć bryłowy ustrój danej zaprawy świeżej, zawierającej  $C$  kg cementu na  $P$  kg piasku, o wiadomym ustroju ziarnowym  $g s d$ , przyczem  $g+s+d=1$  (patrz AP. 92 II. s. 63).

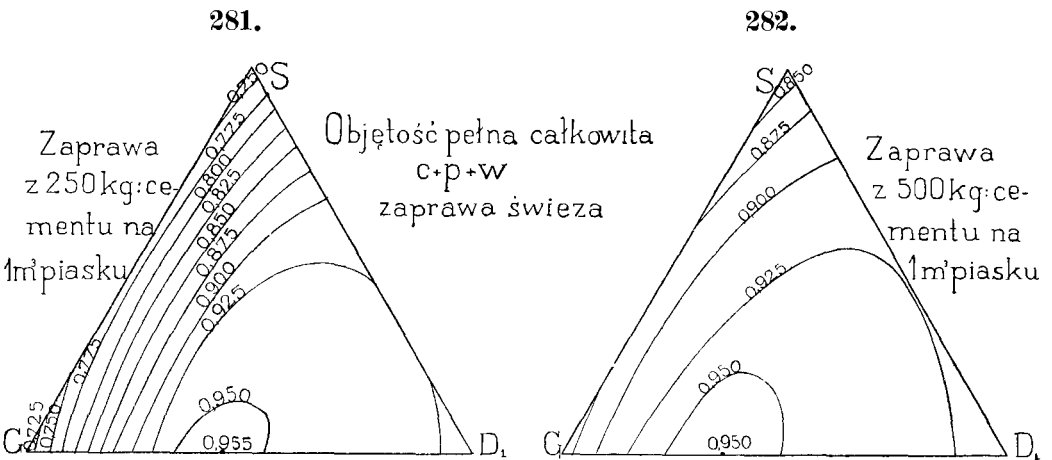
Na rys. 280 widzimy dwa układy krzywych. Krzywe kropkowane dają maxima  $c+p$  jakie można osiągnąć z danym piaskiem, a krzywe pełne dają odpowiednie udziały cementu na  $1 m^3$  piasku. Ten wykres wyprowadzony został z rys. 278; przyczem ciężar  $1 m^3$  piasku rachowano według wyników podanych na r. 265.

d. Zmiany gęstości zaprawy z biegiem czasu. Jeżeli próbki zaprawy trzymane są pod wodą, ciężar ich wzrasta; a mianowicie z początku szybko, potem coraz wolniej.

Na powietrzu zaś ciężar próbek zmniejsza się; przechodzi przez minimum, a następnie wzrasta bardzo powoli. Czas trwania i wielkość tych zmian, zależą od ustroju zaprawy, oraz od kształtu i wymiarów próbek.

Przyrost ciężaru pod wodą, pochodzi jednocześnie z pochłaniania wody, i z osadów chemicznych na powierzchni próbek; mianowicie w wodzie morskiej, sześciiany o boku  $7 cm$  powiększyły swój ciężar o  $6\%$ , mniejsze próbki o  $10\%$ .

Odnośnie do próbek suszonych na powietrzu, objętość  $w$  wody zarobionej w zaprawie świeżej, podzielić można na 3 części. Część  $w_1$  łączy się chemicznie i wywołuje twardnienie zaprawy; a ponieważ wytrzymałość w każdym kie-



runku bezustannie się powiększa z biegiem czasu, przeto wnosić wypada, że ta objętość wody ciągle wzrasta. Część  $w_2$  zatrzymana jest przez włoskowatość w otworach zaprawy, a reszta  $w_3$  paruje.

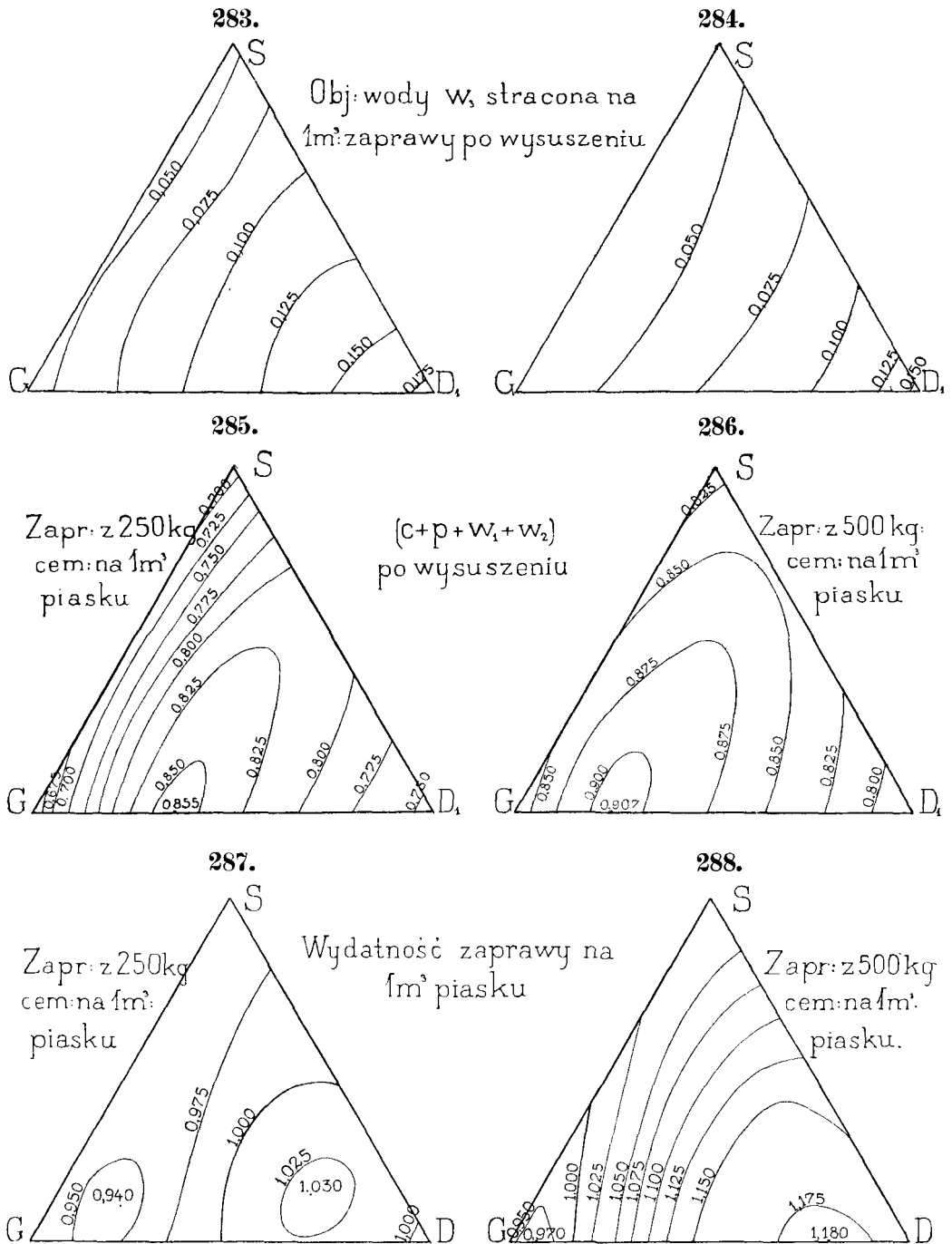
Po upływie 3 do 10 dni, każda zaprawa dochodzi do stanu równowagi, w którym objętość  $w_2$  ulega lekkim zmianom, stosownie do temperatury ciśnienia i stopnia wilgotności powietrza; a więc zmniejsza się i powiększa na przemian, bo takie zmiany zauważyć można przez pewien czas w ciężarze próbek.

Później ciężar stale wzrasta; co pochodzi stąd, że swobodne wapno, pochłania kwas węglowy z powietrza; ale jednocześnie wzrasta zapewne  $w_1$  i to kosztem  $w_2$ , które odnawia się z wilgoci powietrza (Feret st. 77/8 An. 92 II.).

Stosownie do powyższego, rys. 281 i 282 przedstawiają objętości pełne zaprawy świeżej. Rys. 283 i 284 przedstawiają objętości wody  $w_3$  stracone przez parowanie aż do chwili najmniejszego ciężaru. Po odjęciu zaś tych ostatnich od pełnych objętości z rys. 281 i 282, wypadają objętości pełne zaprawy suchej, przedstawione na rys. 285 i 286. Widzimy z nich, że maximum tej objętości wynosi  $0,855$  dla zaprawy słabszej, a  $0,907$  dla mocniejszej. Otwory wynoszą zatem

14,5% i 9,3%, a odnośne punkty leżą tak jak inne maxima na boku  $GD$ , w  $\frac{1}{3}$  jego długości od  $G$  dla pierwszej, a w  $\frac{1}{4}$  od  $G$  dla drugiej zaprawy.

e. Wydatnością zaprawy (fr. *le rendement du mortier*, n. *die Ausbente des Mörtels*) nazywamy objętość jej otrzymaną na  $1 m^3$  piasku. Posiadając



wykresy takie jak rys. 278 i 279, możemy tę objętość z łatwością oznaczyć. Jeżeli bowiem w jednostce objętości zaprawy świeżej zawarte są pełne objętości cementu i piasku  $c$  i  $p$ , ich ciężary gatunkowe są  $\delta$  i  $\gamma$ , a ciężary pozorne jedno-

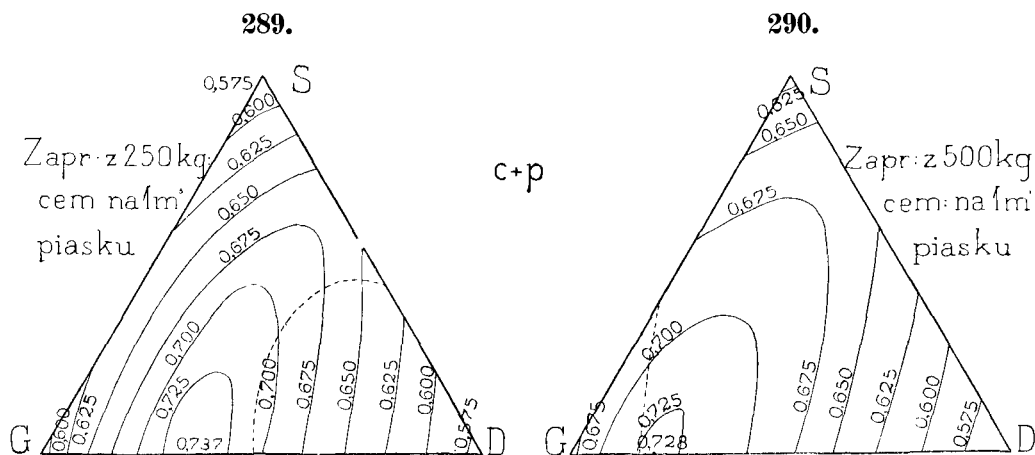
stki objętości  $\delta_1$  i  $\gamma_1$  (otrzymane z wagi na sucho), to objętości pozorne czyli geometryczne tych materiałów, potrzebne na  $1 m^3$  zaprawy są:

$$\frac{\delta}{\delta_1} c = C_m \quad \text{i} \quad \frac{\gamma}{\gamma_1} p = P_m.$$

Objętość zaprawy otrzymana na jeden metr sześcienny piasku jest zatem  $\frac{1}{P_m}$ . Dokładność  $P_m$  zależy będzie od dokładności liczb  $\delta_1$  i  $\gamma_1$ .

Dla przygotowania odpowiednich objętości materiałów, potrzebujemy znać  $C_m$  i  $P_m$ ; albowiem z wymiarów budowy, wyprowadzamy objętość zaprawy. Te objętości są zatem ważniejsze niż wydajność zaprawy.

Objętość  $P_m$  a więc i odwrotna jej wartość, zmienia się wraz z ziarnowym ustrojem piasku i udziałem cementu. Ażeby rozpoznać zależność jej od ustroju piasku, należy przyjąć stały udział cementu. Tę zależność przedstawiają rys. 287 i 288 dla udziałów 250 i 500 kg cementu na  $1 m^3$  piasku. (Na tych rysunkach i na dwóch następnych, napisano przez pomyłkę  $D$  zamiast  $D_1$ ).



Widzimy z tych rysunków, że  $\frac{1}{P_m}$  może być większe albo mniejsze od jedności. Na tych rysunkach mianowicie, wyciągnięte są grubiej i oznaczone przez 1,0 te krzywe, dla których  $P_m=1$ . Piaski oznaczone przez punkty tych krzywych, dają na  $1 m^3$ , dokładnie  $1 m^3$  zaprawy, z uważanym udziałem cementu. Piaski leżące na zewnątrz tych krzywych dają mniej, leżące zaś wewnątrz dają więcej niż  $1 m^3$  zaprawy.

Zaprawy oznaczone przez krzywe  $P_m=1$  nie posiadają bynajmniej maksimum materii suchej  $c+p$ , chociaż to mniemanie jest dosyć rozpowszechnione. Przekonywamy się o tem przenosząc rzeczone krzywe na rys. 289 i 290, gdzie są one kropkowane. Wartości  $c+p$  przypadające na punkty krzywej kropkowanej, leżą jak widzimy pomiędzy 0,640 i 0,705 w zaprawie słabszej, a pomiędzy 0,690 i 0,725 w zaprawie mocniejszej; gdy odnośne maxima  $c+p$  są 0,737 i 0,728, i leżą zawsze na boku  $GD$ .

Na rys. 287 i 288 widzimy nadto, że wydajność słabszej zaprawy, zmienia się zależnie od ustroju ziarnowego piasku, między 0,94 a 1,03, zaś w zaprawie mocniejszej, między 0,95 a 1,18.

Poznawszy ustrój ziarnowy danego piasku, możemy z rysunków 278, 279, 287, 288 oznaczyć wydajność zaprawy z dostatecznym przybliżeniem dla praktyki.

Dla porównania metody Fereta ze zwykłą rutyną praktyki, przytoczę obrachowanie bryłowego ustroju zaprawy według Candlota.

Rachunek ten odnosi się do zaprawy, w której objętość cementu zarobionego z wodą, ma być równa objętości próżnej piasku.

Przyjmując ciężar gatunkowy cementu 3,1, otrzymujemy pełną objętość zawartą w jednym kilogramie  $\frac{1000}{3,1} = 323 \text{ cm}^3$ . Skoro jednak domiśzamy do niej  $250 \text{ cm}^3$  wody, natenczas zamiast  $323 + 250 = 573 \text{ cm}^3$ , otrzymamy  $580 \text{ cm}^3$ , ponieważ do ziarenek piasku przyczepia się powietrze. Objętość zaprawy z czystego cementu otrzymujemy zatem, mnożąc ciężar jego przez 0,33 i dodając objętość domiśzanej wody.

Ciężar wody potrzebny do zarobienia cementu z piaskiem do plastycznej spoistości, oznaczony na podstawie próby, niechaj wynosi 50% ciężaru cementu, niech 1 litr piasku waży 1300 gr i ma objętość próżną  $506 \text{ cm}^3$ .

1 kg cementu zarobiony objętością 0,5 l wody, daje objętość  $330 + 500 = 830 \text{ cm}^3$ ; a ponieważ w piasku mamy wypełnić objętość próżną  $506 \text{ cm}^3$ , więc potrzeba do tego

$$\frac{506}{830} \cdot 1000 = 610 \text{ gr cementu i } 0,5 \cdot 610 = 305 \text{ gr wody.}$$

Ciężar gatunkowy cementu w wodzie, przyjąć wypada według powyższego  $\frac{1000}{330} = 3,03$ ; a więc ciężarowi 610 gr odpowiada pełna objętość

$$\frac{610}{3,03} = 201 \text{ cm}^3.$$

Wreszcie pełna objętość piasku jest  $1000 - 506 = 494 \text{ cm}^3$ ; a więc mamy razem

$$494 + 201 + 305 = 1000 \text{ cm}^3.$$

Zmiśzawszy 1300 gr piasku, 610 gr cementu i 305 gr wody, otrzymamy więcej niż 1 litr zaprawy; albowiem będzie ona nadto zawierała powietrze. Objętość tego powietrza, a zarazem i wydatność zaprawy, będą właśnie przez tę próbę oznaczone.

Do powyższego rachunku potrzebne były następujące pomiary:

1. Objętości pełnej cementu w zaprawie z wodą.
2. Objętości próżnej i ciężaru jednostki objętości piasku.
3. Objętości wody potrzebnej dla plastycznej spoistości zaprawy, o danym stosunku ciężarów cementu i piasku.
4. Objętości zaprawy z danych ciężarów cementu, piasku i wody,

Nie wielki zatem dodatek pracy i kosztów stanowić będzie oznaczenie ustroju ziarnowego danego piasku, przez odsianie trzech odpowiednio obranych stopni grubości ziarn. Ten pomiar pozwoli, przez porównanie z pomiarami Fereta (r. 278—280), wnioskować o wszelkich własnościach budowlanych uważanej zaprawy, o możliwości poprawienia jej, lub oszczędzenia cementu.

Najmniej pewności przedstawia obrachowanie wydatności zaprawy według tabeli podawanych przez różnych autorów. Te bowiem polegają na pewnych założeniach co do wszystkich czynników które tu wpływ mają, a są bardzo zmienne, jak mówiłem na str. 163.

Z tem zastrzeżeniem podaję następujące dwie tabele według Schumanna (Büsing-Schumann 1899 str. 63 i 66). Autor założył w nich, że 1 hektolitr piasku, cementu lub wapna, waży okragło 140 kg. Ciężarów gatunkowych i objętości próżnych wcale autor nie podaje.

### Zaprawy cementowe.

Materiały w hektolitrach				Na 1 m <sup>3</sup> zaprawy potrzeba		
Ce-ment	Pia-sek	Woda	Obj. zapra-wy	Cem. kg	Piasku litrów	Wody litrów
1	1	0,53	1,50	933	667	353
1	2	0,75	2,25	622	888	333
1	3	0,98	3,00	467	1000	327
1	4	1,25	3,80	368	1053	329

### Zaprawy z cementu i wapna.

Materiały w hektolitrach					Na 1 m <sup>3</sup> zaprawy potrzeba			
Ce-ment	Pia-sek	Wap. gasz.	Woda	Obj. zapra-wy	Cem. kg	Piasku litrów	Wapna litrów	Wody litrów
1	5	0,5	1,30	4,90	286	1020	102	265
1	6	1,0	1,35	6,00	233	1000	167	225
1	7	1,0	1,60	6,80	206	1029	147	235
1	8	1,5	1,60	7,80	182	1040	195	205
1	10	2,0	1,70	9,45	148	1055	212	180

Dla całości dodać mi wypada, że do muru z ciosu potrzeba zaprawy 8 do 10% objętości muru. Do muru z cegły 20 do 35%; do muru z kamienia łamanego 30 do 45%; do betonu przynajmniej 35%, a w warunkach niekorzystnych do 50%.



**f.** Zaprawy nieprzepuszczalne. Dobrze przyrządzona i silna zaprawa cementowa jest w warunkach praktyki nieprzepuszczalna dla wody. Nieprzepuszczalność jest tem większa, im wyższy udział cementu, im grubsza warstwa zaprawy. Własność ta powiększa się z wiekiem zaprawy.

Według Dyckerhoffa, najkorzystniejsze są dla nieprzepuszczalności następujące stosunki mieszanki:

cement	1	1	1	1	1
piasek	1	2	3	5	6
wapno	—	$\frac{1}{2}$	1	$1\frac{1}{2}$	2

Odpowiednie stosunki dla betonu podamy w dalszym ciągu.

Zaprawa dziurkowata, nie jest tem samem przepuszczalna, lub okazuje tę wadę tylko z początku; albowiem miejsca próżne niezbyt wielkie, szybko zostają zamulone, lub zamknięte tworzącym się węglanem wapna.

Co do wpływu miążkości piasku, zdania są podzielone. Dyckerhoff uważa miążki piasek jako bezwarunkowo korzystny; Candlot zaś utrzymuje, że zaprawa z drobnym piaskiem tylko w pierwszych dniach mniej przepuszcza niż z piaskiem średnim, ale potem mniej prędko się zamula; mianowicie, jeżeli niema więcej cementu jak 250 do 350 kg na  $1 m^3$  (1 : 6, 1 : 4), staje się prawie nieprzepuszczalną dopiero po kilku miesiącach.

Feret wyprowadził ze swoich badań następujące wnioski:

1. Przy jednakowym ustroju ziarnowym, przepuszczalność jest tem większa, im mniejszy udział cementu.

2. Przy jednakowym udziale cementu, a zmiennym ustroju ziarnowym, przepuszczalność jest tem większa im mniejszy udział ziarek drobnych. Nadto przy jednakowym udziale ziarek drobnych wraz z cementem, przepuszczalność wzrasta, gdy ziarna grube przeważają w stosunku do średnich. Najmniejsza przepuszczalność ma miejsce, gdy udział ziarn średnich jest mały, a udziały ziarn grubych i drobnych wraz z cementem równe sobie. (str. 168, rys. 278).

3. Zaraz po zarobieniu, przepuszczalność zależy od stosunku zarobionej wody. Jest ona najmniejsza, przy stosunku plastycznej spoiwości; nadmiar wody jest dla przepuszczalności szkodliwy, a jeszcze więcej szkodliwy jest brak wody. Z wiekiem zaprawy, różnice te zmniejszają się.

Zaprawy, które długo wystawione były na powietrze, nim zostały zanurzone, przepuszczają wodę daleko dłużej niż te, które już w parę dni po zarobieniu poszły pod wodę. Podobnież zaprawy które bywają zanurzane tylko w znacznych odstępach czasu, pozostają długo przepuszczalne, pomimo wysokiego udziału cementu.

**g.** Wyprawy cementowe. Powierzchnię, która ma być wyprawiona cementem, należy dokładnie oszyścić z kurzu i brudu, kilka razy ją zwilżyć, starą zaprawę ze szwów wyskrobać, cegły wietrzejące i nie zupełnie wytrzymałe na mróz usunąć. W każdym razie, mur dziurkowaty z piaskowca lub cegieł, powinien mieć warstwę izolacyjną, przeciw wilgoci wznoszącej się z ziemi; w przeciwnym bowiem razie, marznąca woda odrywa wyprawę.

Dla wytrzymałości na powietrzu, nie powinna być wyprawa zbyt obfita w cement; owszem, wysoki udział drobnego piasku jest w tej mierze korzystny. Podatność i przyczepność wyprawy przy wcieraniu, otrzymujemy przez dodek wapna.

Zacieranie i gładzenie wyprawy ma być wykonane drzewem, a nie żelazem, i ukończone przed związaniem wyprawy, albo rozpoczęte dopiero po zupełnym związaniu.

Wyprawa ścian zewnętrznych powinna być wykonana na wiosnę lub w jesieni; podczas letnich upałów, dobre wykonanie jest bardzo trudne. W razie nieuniknionym, należy ją przynajmniej zasłaniać od słońca, i po związaniu kilka razy zwilżyć.

**h.** Mięszanie czyli zarabianie zaprawy (fr. *legâchage dn mortier*). Piasek dokładnie odważony rozpościera się na deskach, lub w płaskiej obszernej skrzyni; na niego rzuca się cement, a robotnicy mieszają je. Gdy mieszanka wyjdzie się zupełnie jednostajna, dolewa się powoli wody, mieszając bez przerwy.

Podczas mrozu, twarzenie jest o wiele wolniejsze, a dobre wymieszanie trudniejsze, niż podczas ciepła. Prawie ten sam szkodliwy wpływ jak mróz, ma nadmiar wody. Zauważono np., że:

gdy udział wody wynosił . . . . .	28,5	30,5	32,5%
wiązanie zaczynało się po upływie . . .	8 m 10 s	17 m 35 s	28 m 30 s.

(CBI 1903, s. 609). Beton taki bardzo powoli dorównywa betonowi normalnemu. W suchym fundamencie nie można wprawdzie używać bardzo suchego betonu, bo ziemia odbiera dużo wilgoci; jednak wiedzieć należy, że suchy beton z początku twarzenie przędziej, i z tego powodu jest w wielu razach pożądany.

W jakim stopniu wpływa udział wody na ostateczną wytrzymałość, nie wiadomo dotąd.

Z różnych powodów, trafia się w praktyce piasek wilgotny; jednostajne zmieszanie wilgotnego piasku z cementem, jest znacznie trudniejsze, niż piasku suchego (str. 163); ale zresztą, używanie wilgotnego piasku nie szkodzi wcale zaprawie, jeżeli cement wiąże powoli. Przy cemencie szybko wiążącym, glinek wapna pochłania wodę w piasku zawartą, a woda później dolewana łączy się przeważnie z krzemianem wapna; ten zaś proces postępuje powoli. Wiązanie zatem zaprawy postępuje mniej szybko, gdy piasek był wilgotny; a jeżeli potrzebujemy zaprawy szybko wiążącej, trzeba mieszać z cementem suchy piasek (Candlot s. 262).

Objętość zaprawy naraz zarobiona musi być tem mniejsza, im przędziej cement wiąże; cała bowiem ta objętość powinna być zużyta, zanim rozpocznie się wiązanie.

Jednakże pomimo ostrożności trafia się, że część zaprawy zwiąże przed wyrobieniem. Jeżeli zaprawę taką rozmiarzamy, i rozrobimy ją ponownie dodając więcej wody, pytanie: jaka jest wartość takiej zaprawy?

Pod tym względem zdania są podzielone. Schumann radzi wyrzucić ją; a to z powodu, że „taka zaprawa nie może mieć nigdy tej samej wytrzymałości, jak normalnie zarobiona (BS. s. 62)“. Powód ten nie zawsze wystarczy, aby pójść za radą autora. Candlot natomiast — „na podstawie gruntownego badania“ — utrzymuje, że zaprawa powtórnie zarobiona niema mniejszej wytrzymałości, niż pierwotna, jeżeli zostanie silnie ubita, i ma służyć do robót w wodzie słodkiej. Zauważono nawet nieco większą wytrzymałość niż po pierwszym zarobieniu (?); w zastosowaniu zatem do sztucznych kamieni, Candlot zaleca nawet takie postępowanie. Natomiast w zwykłych warunkach zaprawy do muru, okazuje się nieco mniejsza wytrzymałość; ale co ważniejsza, zaprawa taka ma małą przychepność do kamieni, i kurczy się po związaniu, z czego powstają szpary. To tłumaczy nam liczne szpary powstające często na wyprawach gładzonych i za-

cieranych; bo przez wcieranie niweczy się spójność osiągnięta przy pierwszym związaniu.

Zaprawa powtórnie zarobiona jest plastyczniejsza, łatwiej daje się ubijać, wiąże bardzo powoli (po 8 lub 10 godzinach), i nie wydziela wody. Do robót morskich ma być zupełnie nieprzydatna (Cdl. s. 270).

Obaj autorowie nie przytaczają na poparcie swego zdania żadnych liczb. Sądzę więc na razie, że godzi się używać zaprawy powtórnie zarobionej tylko tam, gdzie stawiamy małe wymagania co do wytrzymałości; a w stosunku do tych wymagań, przyjęty udział cementu jest znacznie wyższy niż potrzeba.

Wytrzymałość zaprawy omówimy w dalszym ciągu, mówiąc o wytrzymałości betonu.

## B. Własności betonu\*).

**i.** Porównanie z innymi materiałami. Betonem nazywamy mieszanie szabru lub ryniaków, z zaprawą hydrauliczną.

Beton przybiera z łatwością wszelkie kształty, i bywa używany do budowy bądźto jako jednolita masa, usypana a następnie w miarę możliwości ubita, bądź też w postaci równoległościennych brył czyli bloków.

W obu razach zmniejsza on lub usuwa zupełnie trudności formowania, które zachodzą przy murowaniu, i pozwala użyć do budowy prostego robotnika, zamiast umiejętnego rękodzielnika.

Dalsze ułatwienie stąd wynika, że oprócz cementu, inne materiały potrzebne do betonu są często na miejscu; gdy materiały do muru trzeba z daleka sprowadzać.

Dostawę i przerobienie materiałów, można przeto łatwiej zastosować do postępu budowy; a więc mniejszych potrzeba magazynów i mniejszych dworców budowy.

Wielkie i rozległe budowy betonowe, więcej są przydatne do zastosowania siły maszyn, niż budowie murowane.

Praktyczne maximum dla wielkości ciosów, leży około  $1 m^3$ ; bloki betonu dochodzą natomiast często do ciężaru  $100 t$  czyli  $45 m^3$ , a wyjątkowo używano już przy budowie tam portowych bloków na  $300 t$  czyli  $160 m^3$ . Przy budowie przewał zbiornika, dla wodociągu miasta S. Francisco, posunięto się prawie do  $300 m^3$ .

W ciągu niewielu dni twardnieje beton o tyle, że opiera się już prądowi, i miernemu ciśnieniu wody; po dłuższym zaś czasie daje szczelność wobec największych praktycznie możliwych ciśnień, i wytrzymuje najsilniejsze uderzenia fal morskich.

Ciężar jednostki objętości betonu zmienia się, zależnie od stosunku mieszanki i ciężarów materiałów składowych od 2,4 do 3,2, o ile wykluczmy tłuczoną cegłę. Średnio przyjąć można, że zaprawa od 1 : 1 do 1 : 3, waży  $2700 kg$  na  $1 m^3$ ; beton ubijany z szabrem kamiennym, w stosunku 1 : 2 : 5, albo 1 : 3 : 6, waży  $2500 kg$ ; beton ze żwirem 2050 do  $2200 kg$ ; beton ze żwirowatego piasku 1700 do  $1800 kg$ ; beton z koksem 1100 do  $1250 kg$ ; z pomyksem słabo ubijany,  $1200 kg$  na  $1 m^3$ .

Ażby ciężar  $1 m^3$  danego betonu naprzód obrachować, potrzeba oprócz stosunku mieszanki i ciężarów gatunkowych materiałów składowych, mieć

\*) Od *i* do *r* przeważnie według Büsinga 1899.

jeszcze wydatność tej mieszanki, ze względu na wpływ ubijania. Jeżeli możemy wykonać próbę wydatności, rachunek ten odpada; nadto z wydatności betonu i wydatności zaprawy do niego użytej, możemy wyrachować ciężary materiałów składowych, według których ma się odbywać mieszanie betonu.

Praktycy przytaczają przykłady, że beton psuje się, lub nie twardnieje wcale w wodzie bagiennej i pośród torfu. Natomiast doświadczenia pruskiego ministerium robót publicznych, prowadzone przez kilka lat, nie wykazały szkodliwości wody bagiennej (CBl. 1905, s. 111). Hoech podaje własne pomiary i spostrzeżenia. We wszystkich przypadkach, w których przypuszczamy obecność szkodliwych kwasów, radzi zarabiać beton tą wodą, jaka się znajduje w zagłębiu (?).

**k.** Zmiany bryłowe. Rozszerzalność z powodu zmian temperatury, tak czystego cementu jako i z domieszką piasku, jest prawie ta sama, co żelaza. Adie znalazł współczynnik rozszerzalności 0,00001435; skoro zaś oba materiały są połączone, małe różnice ich rozszerzalności wyrównywa wielka przyczepność i sprężystość żelaza. Zostało to potwierdzone przez doskonałe zachowanie się takich ustrojów przy pożarach, i przy próbach w ogniu.

Rozszerzalność powyższa niewiele też znaczy w porównaniu z przyrostem roboczym, który powstaje wskutek twardnienia pod wodą, lub kurczeniem się betonu wskutek twardnienia na powietrzu. Dla rozpoznania przyrostu wykonywał Schumann doświadczenia (s. 78) ze słupkami o wysokości 100 mm i przekroju 500 mm<sup>2</sup>, twardniejącymi pod wodą. Okazały one następujące przedłużenia w milimetrach :

po upływie tygodni	1	4	13	26	39	52
1 cz. cem., 3 cz. norm. piasku	0,015	0,021	0,024	0,028	0,030	0,033 mm
czysty cement	0,048	0,082	0,104	0,125	0,139	0,146 mm
pierwszy szereg w % drugiego	31	26	23	22	22	23%

Są to liczby średnie z dziesięciu różnych gatunków cementu. Widzimy z nich, że z wiekiem betonu przyrost jest coraz mniejszy; a więc że jest to zjawisko zupełnie odmienne i niezależne od pęcznienia cementu. Trzeba jednak zarzucić tym spostrzeżeniom, że nie określają początkowego stanu wilgoci uważanych próbek.

Co do kurczenia się betonu na powietrzu nie podaje Schumann doświadczeń; dawniejsze zaś spostrzeżenia Meiera wykazują, że jest ono dla czystego cementu około 2 razy większe od przyrostu pod wodą.

Znaczenie liczb powyższych lepiej zrozumiemy, gdy je porównamy z odpowiednimi liczbami dla innych materiałów budowlanych. W tym celu badał Schumann słupki tych samych wymiarów, co powyżej, i po dwóch tygodniach otrzymał :

	przyrost pod wodą mm	skurczenie na powiet. mm
Cegły	0,013	0,011
Piaskowce	0,065	0,065
Wapienie	0,012	0,013
Bazalty	0,034	0,038
Granit	0,006	0,015

Granit zatem rozszerza się pod wodą tylko  $1/5$  tego co zaprawa  $1:3$ ; cegły i wapienie narastają  $1/3$ , bazalty mają tensam przyrost, piaskowce rozszerzają się więcej, ale okazały przyrosty tak bardzo zależne od gatunku, że powyższa liczba nie daje o nich pojęcia. O początkowej wilgotności próbek nie mówi autor nic, tak jak w poprzednim szeregu.

Głównym materiałem w betonie jest kamień; przeto przyrost betonu będzie przeważnie przyrostem kamienia; a skoro ten, jak wiemy z doświadczenia, leży w granicach nieszkodliwych dla budowl, lub też mamy sposoby aby go nieszkodliwym uczynić, więc w tej samej lub wyższej mierze, odnosi się to do betonu.

Dalsze doświadczenia wykonał w tej mierze Considère (Comptes rendus 1899 18 IX.). Według tych, czysty cement pod wodą, przedłuża się po upływie 30 dni przynajmniej o  $0,5\text{ mm}$  na  $1\text{ m}$  długości a przynajmniej o  $1\text{ mm}$  po upływie roku. Po upływie 2 do 3 lat, dochodzi to przedłużenia  $1,5$  do  $2\text{ mm}$  na  $1\text{ m}$  długości. Na powietrzu, już po kilku godzinach kurczy się cement czysty o  $0,5\text{ mm}$  na  $1\text{ m}$ , po upływie 14—30 dni dochodzi skurczenie do  $1\text{ mm}$ , a po upływie 2—3 lat,  $1,5$  do  $2\text{ mm}$  na  $1\text{ m}$  długości.

Zaprawa w stosunku  $600\text{ kg}$  cementu na  $1\text{ m}^3$  piasku, okazuje ruchy robocze wynoszące 35 do  $40\%$  ruchów czystego cementu.

Ponieważ przyrost zaprawy cementowej jest według powyższych liczb tem większy, im mniej piasku ona zawiera, więc gdyby w danym razie przyrost betonu miał być szkodliwym, nie należy bez potrzeby mięszać zaprawy silniejszej, niż wymaga żądana wytrzymałość. Jeżeli zaś chodzi o nieprzepuszczalność, lepiej osiągnąć ją przez szczelną wyprawę, daną na powierzchni dziurkowatego betonu.

O ile jednak beton niema szwów, jak mur złożony z licznych oddzielnych kamieni, zmiany wymiarów pochodzące od jakichkolwiek przyczyn, a nie jednakowe w całej masie, mogą być w betonie dotkliwsze dla całości budowy niż w murze; beton przeto łatwiej w danym razie popęka niż mur.

Zapobiegamy temu przez dobór odpowiednich kształtów; przez dzielenie mas na części, za pomocą odpowiednio umieszczonych szwów, a nawet przez dodatkowe przecinanie zbyt wielkich brył, po ukończeniu budowy.

Wielce nauczający przykład stanowi w tej mierze wysoki akwadukt wykonany w prostej i kilkaset metrów długi, a leżący w przewodzie dla wodociągów miasta Paryża z rzeki Vanny. Jeden bok jego jest wystawiony na słońce, drugi zawsze w cieniu; wskutek tego wkrótce po wykonaniu, pierwszy z nich popękał przez zesychanie się. Ażeby dalsze pękanie powstrzymać, wykonano po stronie słonecznej w niewielkich odstępach, poprzeczne cięcia piłą; sięgały one na wewnętrznej stronie kanału do zwierciadła wody, i były najzupełniej skuteczne; bo ułatwiły dalsze ruchy betonu. (BS. s. 81).

Podobnie pod Melnikiem w Czechach, łęk kanału betonowano płytami po  $2\text{ m}^2$ . Szwy wypełniono tekturą asfaltową.

Części jednej budowy, wystawione na działanie różnych sił, np. jedna tylko na ciśnienie druga tylko na ciągnięcie, powinny być oddzielnie wykonane; w przeciwnym bowiem razie, w przyszłości same się rozdziela. Podobnie rzecz się ma, jeżeli zmienia się nie znak, ale tylko wielkość lub kierunek siły zewnętrznej; albo jeżeli jedna część budowy opiera się siłom stałym, druga zmiennym. Z powyższych względów, należy więc podstawę zbiornika wody, wykonać oddzielnie od ścian i filarów; jakkolwiek ze względu na małą liczbę szwów, i lep-

sze rozłożenie ciśnienia filarów, na podstawie budowy, zalecają niektórzy jednolite wykonanie całej podstawy, i stawianie na niej ścian (Frühling).

Płaskie małe kolebki, należy oddzielnie wykonywać od prostych pionowych murów przyczółkowych; ale gdy krzywy przyczółek jest przedłużeniem sklepienia aż do fundamentu, należy go wykonać jednocześnie ze sklepieniem, jako jedną całość.

Czy budowa popęka czy nie, zależy nadto od przebiegu twardnienia betonu. Jeżeli uważane części składowe wykonane były oddzielnie, w znaczniejszym odstępie czasu, pęknięcie jest między nimi prawdopodobne; jedna z nich może nawet popękać od zmian atmosfery, zanim druga zostanie wykonaną. Należy więc dbać w takich razach, o wykonanie całości w nieustannym związku; gdy to nie jest możliwe, należy przynajmniej zasłaniać przerwana robotę od wpływu atmosfery; a bardzo często, usunąć można całą trudność, przez dzielenie całej masy na małe części za pomocą płaszczyzn, między którymi każda część z łatwością da się wykonać ze świeżego betonu.

Wreszcie unikać należy w betonie ostrych krawędzi i odsad; albowiem od nich zwykle zaczynają się pęknięcia i szpary wszelkiego rodzaju.

Najłatwiej również powstają one tam, gdzie beton styka się z cegłą, kamieniem lub żelazem, a całość jest niesymetryczna. Z tego powodu sklepienie betonowe jest w warunkach niekorzystnych, gdy z jednej strony opiera się o mur, z drugiej o dźwigar żelazny. W takich razach niektórzy konstruktorowie nie wyszukują muru, lecz wzdłuż niego kładą żelazny dźwigar (Büsing s. 82).

Bulwar wykonany z komórek murowanych, wypełnionych betonem, nie działa jak jednolita bryła; beton oddziela się od ścian kamiennych i nie ma udziału w przenoszeniu ciśnień. Daleko gorzej zaś, jeżeli rzeczzone komórki nie przenikają na wskrós całej grubości muru.

W bardzo trudnych warunkach znajdują się budowle, których jedna część jest stale pod wodą, druga stale na powietrzu; a nadto stan wody ulega wielkim zmianom, a budowa ma wytrzymać silne uderzenia fali. Takiemi są bulwary, tamy portowe, izbice i t. p. Budowle takie nie mogą się utrzymać w postaci jednolitych brył; przedziały są w nich nieuniknione i niezbędne, a sztuka ustroju ma wybrać dla nich miejsca najmniej szkodliwe, najdogodniejsze dla dozoru.

Takim wymaganiom odpowiada beton w blokach; jeżeli zaś wykonywamy beton jako nasyp, można dzielić jego długość na małe części, przez wstawianie pionowych deszczulek, stopniowo podnoszonych podczas wykonania betonu.

Szpary takie zaczynać można w małej głębokości pod powierzchnią wody, i ograniczyć do części budowy położonej nad wodą.

Szpary takie będą korzystne, chociaż niema uderzeń fali, jeżeli tylko budowa styka się jednocześnie z wodą, powietrzem i ziemią; a temperatury ich są różne. Nadto niektóre części budowy mogą być chwilowo wystawione na daleko większe natężenia niż inne; mianowicie przy wyładowaniu ciężarów, przy uderzeniach statków i t. p.

Pokrywy z cementu na murowanych sklepieniach, lub na ceglany bruku, są zwykle popękane. W takich razach skutecznie będzie podłożyć warstewkę bardzo chudej zaprawy, lub czystego piasku. Na chodnikach lub szerokich drogach ogrodowych, gdzie podłoże jest słabe, lepsze są płyty niż jednolite pokrywy; a wielkość płyt powinna być tem mniejsza, im słabsze ma być podłoże. Zresztą ta sama uwaga, odnosi się z innych względów do wszystkich materiałów używanych na chodniki.

Na powierzchni betonu, ukazują się często włoskowate szparki hygroskopi-  
jne; nie sięgają one głęboko, i nie są szkodliwe. Takie szparki powstają ró-  
wnież w każdym murze; ale wobec szwów, wobec nierówności i zmian barwy,  
nie są widzialne. Na betonie zaś, dostrzegamy łatwo najdelikatniejsze szparki,  
mianowicie po zwilżeniu całej powierzchni; bo szparka jest dłużej wilgotna i cie-  
nniejsza.

1. Przyczepność cementu do żelaza badał prof. Bach (Mitthei-  
lungen ueber Forschungsarbeiten. H. 22. Berlin 1905), i podaje opór jednost-  
kowy  $\sigma$  przeciw wyrwaniu, dla prętów 150 mm długich o średnicy  $d$  i o natu-  
ralnej powierzchni walcowanej (*Walzhaut*). Przytem przytacza ciągnięcie  $\tau$  na  
które wystawione było żelazo.

	$d=10\text{ mm}$	. .	$\sigma=14,1\text{ kg/cm}^2$	. .	$\tau=843,8\text{ kg/cm}^2$
	20	„ . .	18,5	„ . .	560,5
	40	„ . .	27,7	„ . .	421,6
pręt kwadratowy	20	„ . .	26,2	„ . .	782,2
płaski pręt	4/40	„ . .	22,6	„ . .	1791,4
„	10/40	„ . .	19,6	„ . .	739,8

Przyczepność zależy od licznych czynników; a dla naszego przedmiotu  
najważniejsze uwagi Bacha są:

1. Powierzchnia naturalna żelaza walcowanego, daje około 2 razy większą  
przyczepność niż powierzchnia obtoczona lub opiłowana.

2. Przy najmniejszym udziale wody (około 15%) niezbędnym do ubicia  
próbek betonu, otrzymujemy największą przyczepność. Większy udział wody,  
zmniejsza przyczepność bardzo szybko.

3. Udział piasku ma słaby wpływ na przyczepność.

6. Gdy długość żelaza objęta betonem wzrasta, przyczepność jednostkowa  
zmniejsza się.

7. Opór przeciw wypchnięciu jest większy niż przeciw wyrwaniu.

8. Przy nagłym powstaniu i szybkim wzroście siły wyrwającej, opór  
przyczepności jest większy, niż przy spokojnem działaniu siły przez długi czas.

Cement nie jest przydatny do połączeń z ołowiem. Rury ołowiane  
zostają zniszczone przez zetknięcie z cementem lub wapnem hydraulicznem, bo  
ołów zamienia się na tlenek ołowiu, w postaci proszku (BS. s. 286).

Na suchem drzewie, trzyma się cement z początku; ale potem odczepia  
się, skoro drzewo wykonywa ruchy odwilżne. Podobnie na cynku, który ma wy-  
soki współczynnik rozszerzalności. Silnie i trwale trzyma się cement na szkle, na  
tekturze asfaltowej, oraz na polewanych powierzchniach wypalanej gliny, skoro  
zastąpięte one są od większych zmian temperatury.

Poprzednio już wspomniałem, że domieszka wapna, powiększa przycze-  
pność cementu do kamieni (s. 163.)

Przyczepność cementu do kamieni jest bardzo wielka; a wpływ na nią  
ma objętość zarobionej wody, rodzaj piasku i gładkość powierzchni spajanych  
kamieni. Z tych powodów bardzo trudno ją mierzyć, i różni autorowie bardzo  
różne podają liczby.

Candlot mierzył tylko przyczepność do marmuru zaprawy 1 : 3 twardnie-  
jącej pod wodą, i otrzymał następujące wyniki:

		Obj. wody % zapr.	przyczepn. $kg/cm^2$		
			po 7 dn.	po 28 dn.	
zaprawa ubita	piasek normalny	10	zaprawa rozerwana	7,5	śred. z 3 pomiarów
	drob. pias. morski	11		3,7	„ 2 „
zaprawa nieubijana	piasek normalny	14		5,3	„ 2 „
	„ „	18		5,4	„ 2 „

Przyczepności czystego cementu nie mógł zmierzyć; albowiem zaprawa została rozerwaną a nie puściła marmuru, tak jak przy powyższych pomiarach po 7 dniach twardnienia.

Candlot mierzył przyczepność zaprawy nowszej do dawniejszej; wyniki były następujące:

Stosunek mieszan. . . . .	1 : 3	1 : 3	1 : 2	1 : 2
Objętość wody % . . . . .	12	13,8	9,5	15
przyczepność po 7 dn. } śred. z 4 dośw. $kg/cm^2$ }	10,3	10,1	9,7	10,1
przyczepność po 28 dn. } śred. z 4 dośw. $kg/cm^2$ }	12,6	14,7	13,9	11,9

Z powyższych liczb widzimy, że małe różnice objętości wody zarobionej w zaprawie, są dla przyczepności obojętne, że niekiedy nawet mały nadmiar wody powiększa przyczepność w słabym stosunku. Wyłomaczyć to można w ten sposób, że przy większej domieszce wody, ziarenka cementu łatwiej się osadzają, i zbliżają do powierzchni na której mierzymy przyczepność.

**m.** Wytrzymałość na scieranie (n. *Abnutzungsfestigkeit*) badał Böhme w berlińskiej stacji doświadczalnej. Sześciiany o przekroju  $50\text{ cm}^2$  wystawiał dłuższy czas na tarcie na żelaznej płycie łanej, posypanej szmirgłem; ubytek starty oznaczał przez ubytek ciężaru, i z niego rachował ubytek objętości. W ten sposób próbował 28 gatunków cementu.

Okazało się z jego doświadczeń, że największą wytrzymałość ma zaprawa 1 : 1, a prawie tę samą posiada zaprawa 1 : 2; w obu razach używany był piasek gruboziarnisty. Cement zaś czysty, lub z wysoką przymieszką piasku jest mniej wytrzymały.

Ogółowo można powiedzieć, że wytrzymałość na scieranie wzrasta wraz z wytrzymałością na ciągnięcie; ale w daleko słabszym stopniu, i nie zawsze. Z próby zatem na ciągnięcie, najwięcej rozpowszechnionej w praktyce, nie można wnosić o wytrzymałości na scieranie.

Wpływu miąłkości cementu nie określił Böhme; w ogóle też doświadczenia jego wymagają potwierdzenia i uzupełnienia.

**n.** Nieprzepuszczalność betonu zależy od tych samych czynników, co nieprzepuszczalność zaprawy (s. 174); wszelako ubijanie ma tutaj większy wpływ niż grubość ziarna materiałów składowych.



Im większa niejednostajność w grubości piasku i kamieni, składających beton, tem mocniej trzeba go ubijać, aby otrzymać dany stopień gęstości. Nadto stosunek mieszanki rozstrzyga o tem, czy zachodzi pewne maximum korzystnego ubicia, przy którym pozostaje jeszcze pewna dziurkowatość, potrzebna dla wewnętrznych ruchów roboczych. Nie można tu wypowiedzieć ścisłego przepisu, ale widocznem jest, że im silniejszą i mniej dziurkowatą jest zaprawa, tem mniej powinna być ubijana (BS. s. 114). Gdyby bowiem owe ruchy wewnętrzne miały sobie tworzyć miejsce przemocą, osiągnęlibyśmy przez ubijanie skutek odwrotny od zamierzonego. Dalsze szczegóły podają: Martens (Mittheilungen der kön. techn. Versuchsanst. Berlin 1897) i Ferret (Sur la compacité des mortiers hydraulique, AP. 1892).

Ażeby określić bliżej wpływ ubijania, Bauschinger porównywał sześciany o boku 15 cm luźno usypane lub ubite, i otrzymał następujące wytrzymałości na zgniecenie:

1 cz. cem.	4 cz. żwiru rzeczno	ubijane	228 kg/cm <sup>2</sup>	sypane	115 kg/cm <sup>2</sup>
1 " "	6 " "	" "	105 " "	" "	73 " "
1 " "	8 " "	" "	36 " "	" "	36 " "

Ażeby otrzymać mieszankę o wysokiej gęstości, postąpimy tak jak przy zaprawie; przyczem jednak wypadnie wprowadzić małe zmiany w szczegółach.

Objętość próżną oznaczymy za pomocą próby z wodą, używając o ile możności dużego naczynia; np. na 50 lub 100 litrów. Objętość próżna jest równa objętości wody, która pomieści się w danej objętości suchego piasku, lub żwiru słabo zwilżonego. Objętość próżna piasku ma być wypełniona cementem, objętość zaś próżna żwiru lub szabru, ma być wypełniona zaprawą; przytem ma być wzięty w rachubę wpływ ubijania, o ile takowe może być zastosowane. Jako objaśnienie, najlepiej posłuży przykład.

Przypuśćmy, że próba wodą wykazała objętość próżną 33<sup>1</sup>/<sub>3</sub>% w piasku, a 50% w szabrze.

Odpowiednio do pierwszej liczby, należałoby wziąć do zaprawy 1 cz. cementu na 2 cz. piasku; ażeby zaś otrzymać na ziarnach piasku odpowiednią powłokę z cementu, należy wziąć cementu nieco więcej; np. 1 cz. cementu na 1,9 piasku. Przytem dla skrócenia rachunku mówmy o stosunku objętości.

Przy ubijaniu betonu, miejsca próżne w szabrze zmniejszą się; przypuśćmy, że z 50% zostanie 30%; a więc 0,3 m<sup>3</sup> jest minimum zaprawy potrzebne na 1 m<sup>3</sup> betonu. Z tego samego powodu jak wyżej, dodamy <sup>1</sup>/<sub>5</sub> objętości próżnej, t. j. 0,06 m<sup>3</sup>; a więc ubity beton ma zawierać 0,36 m<sup>3</sup> zaprawy na 1 m<sup>3</sup>.

Mieszanka 1 m<sup>3</sup> cementu i 1,9 m<sup>3</sup> piasku wyda 2,2 m<sup>3</sup> zaprawy, a więc objętość materiałów potrzebna na 0,36 m<sup>3</sup> zaprawy jest:

$$\frac{2,9}{2,2} \cdot 0,36 = 0,48 \text{ m}^3.$$

Dzieląc tę objętość w stosunku 1:1,9, otrzymamy 0,166 m<sup>3</sup> cementu i 0,314 m<sup>3</sup> piasku.

W betonie nieubitym mamy zatem stosunki 166:314:1000, czyli 1 cementu, 1,9 piasku, 6 szabru.

Wskutek nadmiaru zaprawy 0,06 m<sup>3</sup>, zmniejszy się przy ubijaniu objętość betonu nie o 20%, lecz tylko o 15%; a więc 1 m<sup>3</sup> zamieni się na 0,85 m<sup>3</sup>. Przytem przyjąc musimy dowolnie pewien ubytek piasku np. 0,010, i ubytek cementu 0,006, jako zniszczone przy robocie.

W ubitym betonie mamy zatem stosunki 160:304:850, czyli 1 cementu, 1,9 piasku i 5,3 szabru.

Stosownie do tego co mówiliśmy na stronie 163 i 168 należy wyrachować odpowiednie stosunki ciężarów, i według tych zarządzić mieszanie betonu.

Najwyższe wymagania co do nieprzepuszczalności betonu, stawiane bywają przy budowie przewałów; z takich robót wykonanych w Wogezach pochodzą przykłady zebrane w następującej tabeli:

	Opis próbek	Stos. mieszan.	Czas tward.	Wytrzym. $kg/cm^2$		Nieprzepuszczalność	
				ciąg.	ciśn.	po upł. czasu	pod ciśn. słupa wody
1.	Płyty koliste grub. 2,28 cm, śred. 7,1 cm	} 1 cm 1 wap. tł. 4 piasku	pod wodą 17 dni	15,65	119,6	4 tyg.	20— —25 m
2.	jak wyżej		jak wyżej	na powt. 18 dni	10,8	108,9	j. w.
3.	Płyty 1,5 cm grube o powierzchni 25 cm <sup>2</sup>	} jak wyżej	28 dni	27,4	150,0	4 dni	5 m
4.	Zaprawa		1 cem. 1 wp. hydraulic. 6 psk.	28 dni	20,9	127,5	5 dni
5.	jak wyżej	1 : 0,5 : 2,5	j. w.	32,3	277,5	5 dni	—
6.	jak wyżej	1 : 0,5 : 3,0	j. w.	31,9	243,8	6 dni	—

Baumaterialienkunde 1903, s. 52 podaje wyniki doświadczeń amerykańskich co do nieprzepuszczalności betonu pod ciśnieniami 1,4 2,8 i 5,6 kg na 1 cm<sup>2</sup>. Piasek miał objętość próżną 0,36, żwir 0,33, największe rylniki miały średnicę 25 mm. Badana grubość betonu wynosiła 127 mm, doświadczenia obejmowały 56 próbek, a ciśnienia trwały 24 godzin.

Jako zupełnie nieprzepuszczalne, zalecają na podstawie tych doświadczeń mieszanki 1 : 2 : 4, a nawet 1 : 2,5 : 4. Przytem zaprawa powinna wynosić 40 do 45% mieszanki.

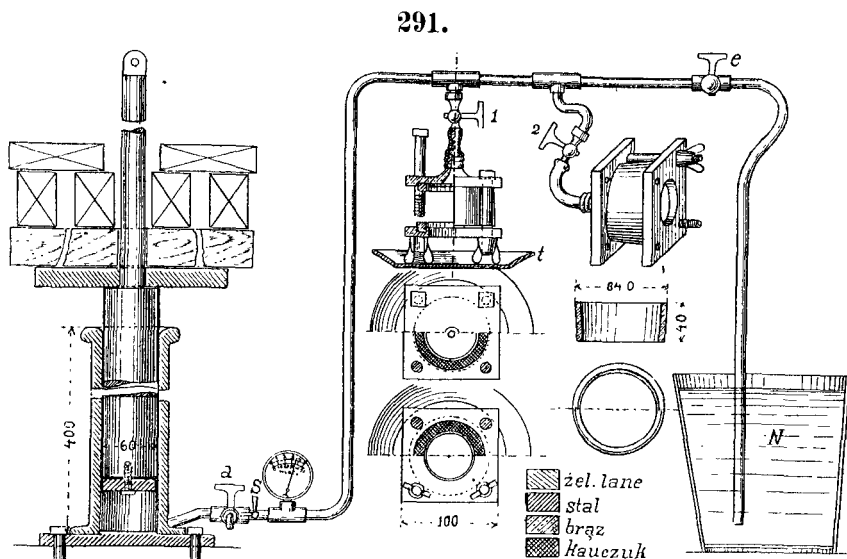
Trwałość betonu w wodzie morskiej, zależy głównie od nieprzepuszczalności. Feret zaleca w tym celu bardzo silne udziały cementu, ale podaje mało liczb. Nowsze badania w Sheveningen wykazały, że korzystną jest przymieszka 1/2 objętości trasy na jedną objętość cementu, i zarobienie cementu wodą morską. Beton taki nie okazuje ani śladu pęcznienia (Oest. Woch. f. d. oeff. Baudienst 1901, s. 695 i 1902, s. 619).

Nowsze doświadczenia pruskiego ministerium robót publicznych, opisuje CBI. 1904, s. 449/50. Próbkę zawierającą 1 do 1 1/2 objętości cementu lub innego spójnika, na 3 do 5 piasku lub żwirku z piaskiem, i 12% wody do zarobienia, były wogóle nieprzepuszczalne pod ciśnieniem 20 do 25 m słupa wody. Trafiły

się jednak wyjątki. Tensam rocznik s. 75 podaje sposoby uszczelniania betonu, ale przeważnie właściwsze do budownictwa niż do robót wodnych.

Przyrząd do mierzenia nieprzepuszczalności zaprawy lub betonu łatwo jest urządzić bardzo prostymi środkami. Następujący opis przyrządu Bühlera, wyjmuję z Büsinga (BS. s. 116/7).

Składa się on z pompy, przewodu rur i z klubek do osadzenia płyt próbnych (rys. 291).



Tłok pompy jest pełny, a przy najwyższym jego położeniu, cylinder pompy obejmuje około 1 litr. Na trzonku tłoka osadzony jest talerz, przeznaczony do umieszczenia ciężarów.

W przewodzie rur wstawiony jest przed monometrem kurek *a*, który stanowi połączenie pompy z przewodem; obok niego jest spust *s*, a na końcu przewodu kurek *e*.

Na odgałęzieniach rury przewodniej znajdują się kurki 1 2... prowadzące do próbek.

Próbki zaprawy lub betonu, są to koliste płytki zarobione w pierścieniach metalowych lekko stożkowych; za pomocą czterech śrub, każda próbka zaciśnięta jest pomiędzy dwie kwadratowe pokrywy; przyczem dla szczelności wstawione są na zetknięciach pierścienie kauczuku. Do górnej pokrywy wchodzi rurka przewodnia; w dolnej jest otwór dla przeciekającej wody.

Po zaciśnięciu próbek śrubami, zamykamy kurki 1 2..., a otwieramy kurki *a* i *e*. Podnosząc tłok, napełniamy wodą cylinder pompy i przewód rur, bądź to z naczynia *N* przez wyssanie, bądź też z domowego wodociągu; przy tem powietrze zatrzymujące się w przewodzie, wypuścić można przez jedną z klubek, podnosząc ją w górę.

Zamknawszy następnie kurek *e* a otworzywszy 1 i 2, obciążamy talerz ciężarami o tyle, ażeby manometr wskazywał żądane ciśnienie.

Firma Kolb w Strasburgu wyrabia ten przyrząd w większych rozmiarach po 200 marek, a w mniejszych po 120 mk.

o. Beton z piaskiem bez żwiru, beton ze żwirem bez piasku (*Kiesbeton*). Sama zaprawa cementowa, bez przymieszki żwiru lub

szabru, bywa również używana jako beton; a to do robót na sucho, do płyt i sztucznych kamieni, a w łatwych warunkach także w obec wody. W ostatnim razie, wymaga silnego ubicia lub ugniecenia; oraz zachowania minimum wody.

Francuzi nazywają to „betonem Coignet“; dają na  $1 m^3$  piasku tylko 50 do 60 *kg* cementu, albo 125 do 150 *kg* wapna hydraulicznego i minimum wody. Mieszanie ubijają lub prasują bardzo silnie.

Według CBl. 1899 s. 228,9 (Tab. B), mieszanie betonu piaskowego 1:8 oraz 10% wody, które twardniały 36 godz. na powietrzu a potem w wilgotnym piasku, miały po 3 dniach wytrzymałość na zgniecenie 3,9 *kg/cm<sup>2</sup>*, po 8 dniach 14,8 *kg/cm<sup>2</sup>*.

Beton bez piasku, a więc składający się tylko z cementu portlandzkiego i żwiru lub szabru, zastosowany był o ile wiem po raz pierwszy począwszy od r. 1885, do rozmaitych budowli inżynierskich, przez bawarskiego inżyniera Wolfa. Beton taki daje wielką oszczędność cementu i robocizny, nie posiada żadnej włoskowatości, a natomiast wielką trwałość na powietrzu. Przekonałem się osobiście, że wobec wielkiej wilgoci, np. pod ziemią, mur z betonu Wolfa jest znacznie cieplejszy od innych murów; a ustawiony w wodzie, nie wilgotnieje wyżej jak kilka milimetrów nad poziom wody.

Według tego co mówiliśmy na str. 169, beton żwirowy musi okazywać znacznie mniejsze bryłowe zmiany robocze, od wszelkich innych gatunków betonu. Jest przepuszczalny, więc do fundamentów nie zawsze przydatny; wszelako w razie małego ciśnienia wody, wystarczy cienka załona lub wyprawa z betonu nieprzepuszczalnego. Wewnątrz zaś może być użyty beton żwirowy; mianowicie do brył o wielkich wymiarach, jak we fundamentach, przyczółkach i bulwarach. W ostatnich dwóch przypadkach potrzebna będzie szczelna wyprawa tylko od strony ziemi, a zbyteczna od strony zewnętrznej.

Wreszcie bywa beton żwirowy często używany do wykonania kanałów i rur dziurkowatych układanych pod ziemią; a przeznaczonych do odprowadzania ściekającej do nich wody.

Wolf używał z początku mieszanki 1 cem. na 12 żwiru; potem posunął się aż do 1 cem na 30 żwiru. W pierwszym przypadku po 3 miesiącach twardnienia, otrzymał wytrzymałość 50 do 60 *kg* ciśnienia na  $1 cm^2$ .

Do cokołów i surowszych murów używał rygniaków o największych wymiarach 5—6 *cm*, do sklepień rygniaków na 2 do 3 *cm*, w innych razach używał szabru.

Rząd niemiecki nie szczędzi w ostatnich latach starania, aby beton żwirowy został należycie wypróbowany (CBl. 1899 s. 225). Okazało się, że najtrwalsze są te mieszanki, które odpowiadają przepisom Fereta; przyczem udział wody i dokładne wymieszanie, mają wielki wpływ. Mieszanki 1:8 oraz 6,5% wody, które twardniały 36 godzin na powietrzu a potem w wilgotnym piasku, miały po trzech dniach wytrzymałość na zgniecenie 49,2 *kg/cm<sup>2</sup>*, po 8 dniach 80,1 *kg/cm<sup>2</sup>*.

### C. Wytrzymałość zaprawy i betonu.

Pomiary wytrzymałości zapraw hydraulicznych dają tylko w takich razach zgodne wyniki, gdy były wykonane w zupełnie jednakowych warunkach.

**p.** Przy próbach na złamanie, bryłki próbne o różnych wymiarach nie dają zupełnie jednakowych wyników. Różnice powiększają się, wraz z wie-

kiem próbek. Zewnętrzne cząstki są więcej stwardniałe od wewnętrznych i dlatego im więcej różnią się przekroje co do wymiarów, tem więcej różnią się ich wytrzymałości.

Inne błędy wynikają z założenia, że płaszczyzna neutralna leży w połowie wysokości przekroju; w ten sposób otrzymujemy natężenia pozorne u góry dla sił ściskających za małe, u dołu dla sił ciągnących za wielkie. Wytrzymałość na ciśnienie otrzymana z próby na złamanie wynosi tylko  $\frac{1}{4}$  do  $\frac{1}{15}$ -tej jaką otrzymujemy wprost przez zgniecenie.

W następujących dwóch szeregach doświadczeń Huttona (BS. s. 99), bryły o wymiarach 1,2, 0,30, 0,30 twardniały na powietrzu  $3\frac{1}{2}$  do 4 miesięcy. Światło między podporami wynosiło 0,9, ciężar skupiony spoczywał w środku na ostrzu.

I.			II.		
L. p.	Stos. objętości w mięszaninie	Pozorne natężenie $kg/cm^2$	L. p.	Stos. objętości w mięszaninie	Pozorne natężenie $kg/cm^2$
1	1 : 4 : 5	6,03	1	1 : 4 : 5	6,03
2	1 : 3 : 5	6,85	2	1 : 3 : 6	9,59
3	1 : 2 : 5	11,07	3	1 : 2 : 7	7,66
4	1 : 1 : 5	17,45	4	1 : 1 : 8	9,74
5	1 : — 5	21,75	5	1 : — 9	9,74

Takie same bryły i w tych samych warunkach twardnienia próbował Keyle; z tą jedynie różnicą, że obciążenie działało przez deskę 15 *cm* szeroką. Jego wyniki są:

L. p.	Cement	Piasek	Żwir	Szaber grub.		Pozorne natężenie $kg/cm^2$
				38 <i>mm</i>	88 <i>mm</i>	
1	1	2 gr.	—	—	—	39,40
2	1	2 drob.	—	—	—	28,81
3	1	2	—	2	4	13,50
4	1	2	6	—	—	11,87
5	1	2	—	6	—	10,38

Natężenia tutaj podane są zupełnie odmienne od poprzednich. Do powyższych różnic przyczyniają się także odmienne grubości ziarn żwiru i szabru. Dla porównania przytaczam następujące tabele z doświadczeń Dyckerhoffa.

Tabela A daje wytrzymałość na zgniecenie, mierzoną na sześciangach o boku 10 *cm*; użyty cement okazał przy normalnej próbie na ciągnięcie wytrzy-

małość 16,3 kg/cm<sup>2</sup>. Stosunki mieszane zastosowane były do objętości próżnej szabru, dodając 15% zaprawy. Żwir miał ziarna 5 do 30 mm grube, próbki były w formach silnie ubijane i twardniały 1 dzień na powietrzu, a 27 dni pod wodą.

Tabela B daje również wytrzymałości na ściskanie, ale otrzymane z większych brył. Użyty do nich cement okazał przy normalnej próbie na ciągnięcie wytrzymałość 18 kg/cm<sup>2</sup>. Formowano naprzód bryły o wymiarach 1,0×0,4×0,4; używając żwiru o grubości 5—45 mm, a drobny żwirek składał się na połowę z piasku i żwirku do 18 mm grubości. Stosunki mieszane dobrane były jak w poprzednim szeregu doświadczeń. Po 7 miesiącach twardnienia, wycięto z tych brył piłą sześciangą o boku 20 cm, które zwilżano podczas doświadczeń.

**A. Po 28 dniach pod wodą.**

Liczba porz.	Stosunki miesz.				Wytrzymałość na zgniecenie kg/cm <sup>2</sup>
	Cement	Wapno	Piasek	Żwir 5—30 mm	
1	1	—	2	—	151,8
2	1	—	2	3	196,2
3	1	—	2	5	170,5
4	1	—	—	5	69,9
5	1	—	3	—	98,8
6	1	—	3	5	116,5
7	1	—	3	6,5	108,2
8	1	—	4	—	75,2
9	1	—	4	5	90,9
10	1	—	4	8,5	86,0
11	1	1	6	—	53,5
12	1	1	6	12	52,1

**B. Po 7 mies. na powietrzu.**

Liczba porz.	Stosunki miesz.				Wytrzymałość na zgniecenie kg/cm <sup>2</sup>
	Cement	Wapno	Piasek	Żwir 5—4 mm	
1	1	—	3	6	140,0
2	1	—	4	8	121,2
3	1	—	5	10	94,1
4	1	1	6	12	96,8
			$\frac{1}{2}$ Piasku $\frac{1}{2}$ Żwiru	Szaber	
5	1	—	5	8 bazalt	147,9
6	1	—	6	10 wapień	121,0
7	1	—	7	11 piask.	83,0
8	1	1	8	13 „	91,2

**q.** Wytrzymałość na ciągnięcie. Przy próbach na rozerwanie nateżenia różnych punktów danego przekroju nie są jednakowe, jak dowiódł Durand-Clay. Ztąd iloraz z całej siły przez przekrój, ma wartość zależną od wymiarów przekroju.

Feret znalazł że stosunek wytrzymałości na ciągnięcie dwóch różnych przekroi przy jednakowych stosunkach mieszanych, jest w przybliżeniu stały. Przekrój mający 16 cm<sup>2</sup> okazywał  $\frac{2}{3}$  tej wytrzymałości co przekrój 5 cm<sup>2</sup>.

Po upływie bardzo długiego czasu, wytrzymałości na ciągnięcie przy różnych stosunkach mieszanych, wyrównywują się; jak dowodzi następująca tabela podana przez Fereta (Bul. Soc. d'Enc. 1897 s. 1598). Widzimy z niej, że po upływie 6 lat przechowania w wodzie morskiej, mieszanki o bardzo różnych udziałach cementu, miały prawie jednakową wytrzymałość.

		Stosunek cementu do delikat. pyłu obojętnego				
		1 : 0	1 : 1/3	1 : 1	1 : 3	
Wytrzymałość na rozerwanie $kg/cm^2$	cement	po 3 miesiącach . . .	47,0	37,3	24,8	14,3
		po 6 latach . . .	33,7	37,8	33,4	16,8
	zaprawa 1 : 3 ubijana	po 3 miesiącach . . .	25,4	24,5	19,3	11,6
		po 6 latach . . .	35,2	33,4	29,4	28,3

Podobne wyniki otrzymał Bauschinger już przed r. 1870. Próbował on bryły o przekroju  $13,5 \times 6,5 = 88 cm^2$ , które przez 70 dni twardniały na powietrzu. Do mieszanki używał grubego żwiru, w którym największe rylniki miały kilka centymetrów średnicy. Jego liczby są:

Na 1 część cementu					
przymieszka żwiru . . .	0	1	2	3	4
wytrzym. na rozerw. . .	10	14	13	14	10,5 $kg/cm^2$ .

Dalsze wyniki Bauschingera podaje Büsing na str. 103 (BS.).

Przy rozbijaniu i rozsadzaniu brył betonu, odłam w wielu miejscach nie leży w cemencie, lecz idzie środkiem przez kamienie. Pochodzi to z wielkiej przyczepności cementu do kamieni, ale dowodzi zarazem, że wytrzymałość na rozerwanie betonu i kamieni jest w przybliżeniu jednakowa.

r. Przy próbach zgniatania, wpływ kształtu i wymiarów przekroju jest mniejszy niż przy poprzednich; to też wytrzymałości są prawie proporcjonalne do udziału cementu, a mianowicie:

		Stosunek cementu do delikat. obojętnego pyłu			
		1 : 0	3 : 1	1 : 1	1 : 3
Wytrzymałość na zgniecenie $kg/cm^2$ po 6 latach przecho-wania w wodzie morskiej	cement . . .	510	390	268	105
	zaprawa 1 : 3	313	210	137	79

Z tabeli A podanej na str. 187 widzimy, że oszczędzanie żwiru lub szabru poniżej pewnej granicy, albo innymi słowy, udział cementu większy niż jest potrzebny do wypełnienia objętości próżnej żwiru i piasku, nie jest ekonomiczny i niema celu. Wytrzymałość bowiem i wydatność mieszanin l. 2 i 3, 6 i 7, 9 i 10, są większe niż pod l. 1, 5 i 8. Podobnie niekorzystnym jest odrzucenie piasku i mieszanki samego żwiru z cementem, jak pod l. 4, skoro mieszaniny l. 6 i 9 mają obok większej wytrzymałości także większą wydatność; a mieszaniny l. 7 i 10 dają nadto znaczną oszczędność cementu, i to właśnie wskutek dodania piasku. Beton żwirowy o którym mowa na str. 184/5 miał na celu wielką oszczędność cementu i usunięcie włoskowatości, obok założenia że mała wytrzymałość wystarczy.

Z tabeli B na stronie 187 widzimy zarazem, o ile korzystniejszy jest szaber, od rzecznego żwiru; a wreszcie że dodatek wapna, który jak wiemy powiększa w wysokim stopniu nieprzepuszczalność betonu, nie zmniejsza prawie wcale jego wytrzymałości.

s. Wytrzymałość na zderzenie jest według pomiarów Fereta w przybliżeniu proporcjonalna do wytrzymałości na zgniecenie, t. j. wynosi 0,6 do 0,7 tej wytrzymałości. Podobnie wytrzymałość na przebicie; ale ta zmienia się wraz z kształtem i wymiarami przebijaka.

Co do pierwszej podaje Bauschinger następujące doświadczenia wykonane na próbach o wysokości  $b=13,4$  do  $14$  cm, a szerokich  $a=6,1$  do  $6,5$  cm; a więc w granicach  $82$  do  $90$  cm<sup>2</sup>.

Stos. miesz.	Wytrzym. na zderzenie $kg/cm^2$		$a : b$
	$a$ na płask.	$b$ rębem	
1 : 0	20	15	1,33
1 : 1	30	23	1,30
1 : 2	30	22	1,36
1 : 3	29	22	1,32
1 : 4	26	19	1,37
		średnio	1,34

Próby na zderzenie, wykonywane na szwach cegły i kamienia łączonych cementem wykazują, że często przyczepność zaprawy jest mniejsza od wytrzymałości na zderzenie. Zaprawa bowiem nie była zdarta, lecz odrywała się od łączonego materiału. Podobnie rzecz się ma przy wrywaniu pali z betonu, w którym były osadzone ich głowy (CBI. 1898).

Streszczając powyższe uwagi można powiedzieć, że wytrzymałości na złamanie i rozerwanie z jednej strony, a wytrzymałości na zgniecenie, zderzenie i przebicie z drugiej, są do siebie proporcjonalne. Natomiast niema stałego stosunku pomiędzy wytrzymałością na zgniecenie

i rozerwanie. Mianowicie niema między nimi związku niezależnego od stosunku mieszanki. Z wiekiem zaprawy pierwsza wzrasta szybciej niż druga; pozwala zatem lepiej ocenić zaprawę,

Doświadczenia z których Feret wyprowadził powyższe wnioski, trwały przeszło pięć lat; a mianowicie łamał on graniastostupy  $4 \times 4 \times 16$  cm, a potem jedną połowę zgniatał.

Są to próbki bardzo małe, w stosunku do brył betonu w budowlach. Pod tym względem, większą wartość mają dla praktyki doświadczenia z większymi próbkami, wykonane przez technologów niemieckich; lecz nie są one równie obszerne i równie systematyczne jak prace Fereta; nie prowadzą też do żadnych wyraźnych praw.

Prof. Bach w Berlinie próbował bryły walcowe  $1$  m długie, o średnicy  $0,25$ ; ale skierował swe badania głównie ku sprężystości betonu. Prace jego mają zatem mniej bezpośredniego związku z robotami wodnymi i z nauką o fundamentach (DJ. 1895—97 ÖZ. 97, DB. 97, DB. 98). Powracamy zatem do dalszych badań Fereta (Bul. d. l. soc. d'encour pour l'industrie nationale 1897).

t. Wpływ ustroju bryłowego na wytrzymałość zaprawy. Własności budowlane zaprawy, zależą niewątpliwie od rodzaju cementu; ale nadto zależą także od fizycznego ustroju składników zaprawy, czyli od wymiarów i względnego położenia ich ziarek; a to w stopniu daleko wyższym, niż uznaje dzisiejsza praktyka budowlana.

Jako przykład powyższego, widzimy w następującej tabeli szereg zapraw o różnych stosunkach mieszanki dwóch piasków, drobnego i grubego, i różnych



udziałach jednego gatunku cementu; ale tak drobnych, że na 1 litr zaprawy, objętość cementu była zawsze jednakowa.

Zaprawy te twardniały jednakowo długo, i w tych samych warunkach; a jednak ich wytrzymałości zmieniają się w granicach 1:2,5; (Tab. E s. 1603).

Stos. pełnych obj. składnik. zaprawy	Pyłek cementu Pias. bar. drobny Pias. bar. gruby	2,46	2,40	2,35	2,10	1,94	1,82	1,74	Suma $\delta$
		5,54	4,60	3,65	2,90	2,06	1,18	0,26	
		0	1	2	3	4	5	6	
Pełna obj. cem. na 1 litr zaprawy		58	0,161	0,166	0,160	0,160	0,160	0,162	
Wytrzymałość na zgniecen. w $\text{kg}$ na $1\text{ cm}^2$ mierz. po upływ. 1 roku		70	77	96	98	121	160	180	

Ażeby tę zmienność wyjaśnić, powróćmy do badania bryłowego ustroju zaprawy, o wiadomym stosunku ciężarów.

Według tego co mówiliśmy na s. 30, oznaczymy ciężar danej objętości tej zaprawy, wyprowadzimy z niego ciężary składników przypadające na 1 litr, a znając ich ciężary gatunkowe, wyrachujemy objętości pełne zawarte w jednym litrze zaprawy. Te objętości pełne, cementu  $c$  piasku  $p$  i wody  $w$ , oraz objętość otworów  $o$ , dają związek

$$c + p + w + o = 1$$

Długoletnie próby i pomiary dowiodły, że w szeregu zapraw zarobionych do plastycznej spoiwości, z jednego cementu z piaskami obojętnymi, wytrzymałość na zgniecenie  $\delta$ , po jednakowym czasie twardnienia i w jednakowych warunkach, jest wyłącznie funkcją stosunku

$$\frac{c}{w+o} = \frac{c}{1-(c+p)};$$

a to bez względu na gatunek i grubość piasku, i stosunki mieszaniny.

Ztąd wynika, że wytrzymałość  $\delta$  wzrasta nie tylko wraz z udziałem cementu, ale także wraz z pełną objętością materii suchej  $c+p$ .

Na pierwsze przybliżenie można przyjąć, że  $\delta$  jest proporcjonalne do stosunku  $\frac{c}{w+o}$ ; jednakże wzrasta ona nieco prędzej, i lepiej zgadza się wzór

$$\delta = \alpha \left[ \frac{\frac{c}{w+o}}{1 + \frac{c}{w+o}} \right]^2 = \alpha \left( \frac{c}{1-p} \right)^2$$

Współczynnik  $\alpha$  cechuje energiję cementu po danym czasie twardnienia, bez względu na stosunki mieszaniny w zaprawie. Do oznaczenia tego współczynnika wystarczyłaby rzekomo jedna dowolna zaprawa; jednakże dla złagodzenia błędów pomiaru, należy przygotować kilka zapraw, oznaczyć ich ustrój bryłowy w stanie świeżym, zmierzyć  $\delta$ , i ze wszystkich wartości otrzymanych dla  $\alpha$  wziąć wartość średnią.

Błędy przypadkowe najłatwiej usunąć, używając wykreslenia; a miano-

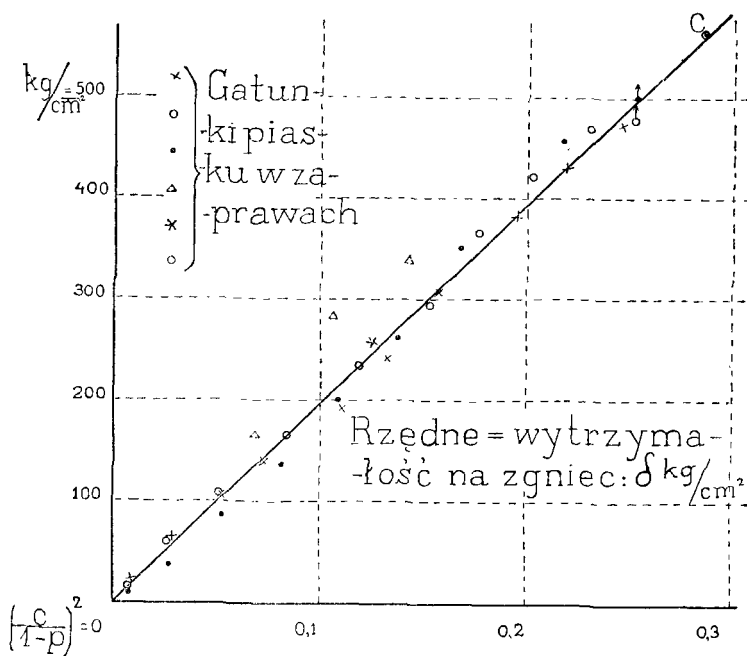
wicie odcinając  $\left(\frac{c}{1-p}\right)^2$  jako odcięte, a  $\delta$  jako rzędne. Takie zestawienie doświadczeń przedstawia rys. 292. Są to wyniki z 35 pomiarów; zaprawy mieszane były z pięcioma gatunkami bardzo różnych piasków i przechowane przez 5 miesięcy w wodzie słodkiej. Punkt C oznacza zaprawę z czystego cementu, a wszystkim pomiarom odpowiada najlepiej współczynnik  $\alpha = 1965$ .

Na podstawie powyższego, przedstawia Feret następujące wnioski, co do postępowania przy normalnych próbach wytrzymałości.

Gatunek piasku, a raczej kształt jego ziarenek, nie może być ściśle określony; należy zatem używać wszędzie tego samego piasku.

Do zarobienia różnych cementów, nie można przepisywać tej samej objętości wody; zależy ona bowiem od grubości mlewa. Niepodobna też ściśle okre-

292.



ślić normalnej gęstości zaprawy.

Stopień ubicia zaprawy w formie, ma wielki wpływ na wytrzymałość. Jednakowy stopień ubicia łatwiej osiągnąć pracą maszyny niż ręcznie.

Zamiast używanej obecnie do pomiarów mieszanki 1:3, i piasku sztucznego z ziarenek jednokowej grubości, który nie odpowiada warunkom praktyki, należałoby używać kilku różnych stosunków mieszanki,

a to z piaskami rzeczywistymi, i dla nich oznaczać współczynnik  $\alpha$  na podstawie ustroju bryłowego tych mieszanin.

Współczynnik ten, jako niezależny od wybranego piasku, miałby tę wielką wartość, że pozwalałby obrachować naprzód wytrzymałość każdej innej zaprawy, po tym samym czasie twardnienia, np. zaprawy używanej w danym razie przy budowie. Naodwrot: znając tylko ziarnowy ustrój danego piasku, i oznaczając z rys. 278 i 279 bryłowy ustrój zaprawy, możemy wyrachować odpowiednią wytrzymałość  $\delta$ ; a w ten sposób możemy przez próby dojść do tego udziału cementu, jaki jest potrzebny dla żądanej w danym razie wytrzymałości.

Wartość ta byłaby tylko przybliżoną; ale ścieśniłaby granice pomiarów, potrzebnych dla dokładniejszego jej oznaczenia.

Wzór takiego badania w celu oznaczenia współczynnika  $\alpha$  przedstawia następująca tabela:

L. p.	Znak piasku (1.)	Ciężar piasku na 1 cięż. cement.	Cięż. wody w gr na 1000 gr mat. suchej (2.)	Cięż. 1 litra zapr. świeżej w gr	Ustrój bryłowy zaprawy świeżej				$c+p$	$\left(\frac{c}{1-p}\right)^2$	$\delta$ kg/cm <sup>2</sup> po 4 tyg. przechow. w wod. słodkiej	$\frac{\delta}{\left(\frac{c}{1-p}\right)^2}$	$\delta' = 1100 \cdot \left(\frac{c}{1-p}\right)^2$
					$c$	$p$	$w$	$o$					
I	<i>N</i>	3	97,5	2131	0,154	0,551	0,190	0,105	0,705	0,118	134	1135	131
II	<i>N</i>	3	112,5	2086	0,148	0,531	0,211	0,110	0,679	0,099	108	1090	110
III	<i>N</i>	2,5	103	2150	0,176	0,526	0,200	0,098	0,702	0,138	151	1090	153
IV	<i>N</i>	3,5	93	2095	0,134	0,563	0,179	0,124	0,697	0,094	104	1105	104
V	<i>Ng</i>	3	88	2137	0,155	0,557	0,173	0,115	0,712	0,123	134	1090	136
VI	<i>Nd</i>	3	116	2005	0,142	0,509	0,208	0,141	0,651	0,084	95	1130	93
VII	<i>N'</i>	3	107	1996	0,142	0,511	0,193	0,154	0,653	0,085	95	1120	94
VIII	<i>M</i>	3	118	2117	0,150	0,538	0,222	0,090	0,688	0,106	119	1120	118
średnio $k =$												1110	

(1) *N* oznacza piasek z ziarenek okrągłych odsiany przez 4 blachy z otworami kolistymi, o szerokości 2 1,5 1,0 i 0,5 mm; a następnie zmieszany z jednakowych ciężarów trzech różnych grubości ziarn 2—1,5, 1,5—1,0, 1,0—0,5. Jest to piasek uważany we Francji za normalny.

*Ng* zawiera wyłącznie ziarna 2—1,5 mm.

*Nd* „ „ „ 1—0,5 mm.

*N'* oznacza mielony kwarcyt, odsiany między sitami na 64 i 144 oczek na 1 cm<sup>2</sup>. Jest to piasek normalny portu Boulogne.

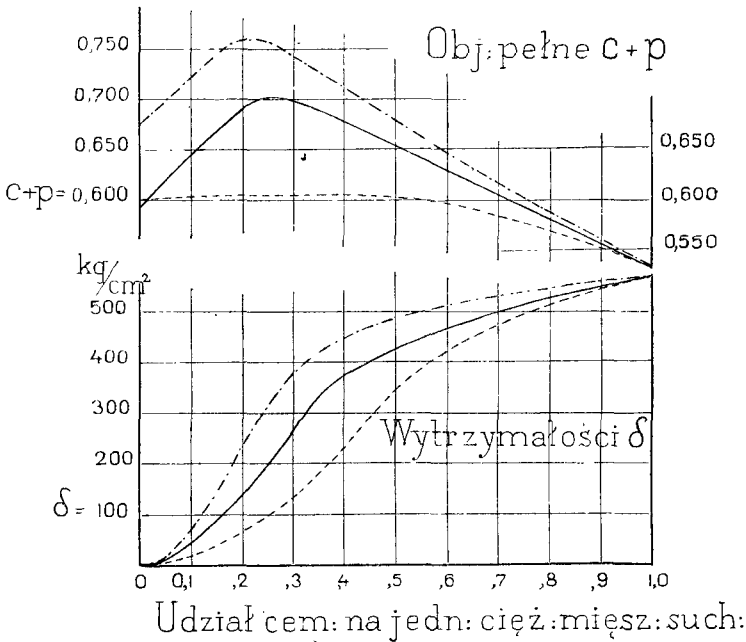
*M* jest mieszaniną wielkiej liczby różnych piasków. Mieszaninę przesiano przez trzy blachy z otworami na 5 2 i 0,5 mm, a ziarna trzech stopni grubości 5—2 2—0,5 i <0,5 zmieszano w równych ciężarach.

2. Ciężar wody odpowiada wszędzie jednakowej spoistości, oprócz zaprawy pod l. II, która była umyślnie wilgotniej zarobiona.

Każda wartość  $\delta$  jest średnią z 6 pomiarów.

Zaprawa I jest zaprawą normalną według przepisów francuzkich. Zaprawa II różni się od I tylko objętością zarobionej wody; a wskutek tego jest mniej wytrzymała i mniej gęsta. Zaprawy III i IV różnią się od I względnym

293.



udziałem piasku i cementu, a wreszcie V do VII, mają względem I tylko piasek odmiennego gatunku i grubości. Wytrzymałości  $\delta'$  wyrachowane z powyższego wzoru dla  $\kappa = 1110$ , zgadzają się tak dokładnie z mierzonymi  $\delta$ , że różnice są o wiele mniejsze od możliwych błędów doświadczenia.

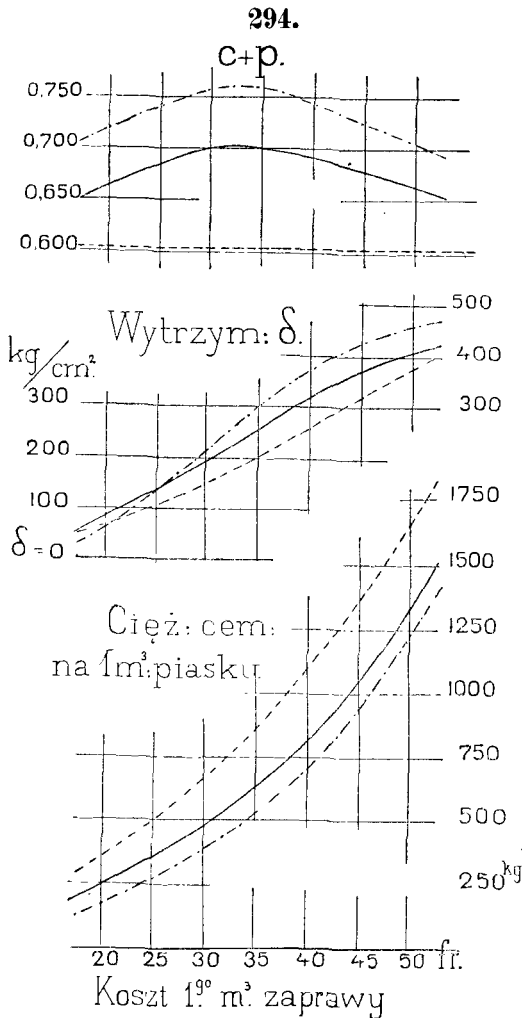
Oznaczony w ten sposób współczynnik  $\kappa$  byłby bez porównania lepszą miarą energii cementu,

niż przepisywana obecnie wytrzymałość na rozerwanie; a warunek dostawy należałoby określać przez żądane minimum tego współczynnika.

Oznaczenie wartości współczynnika  $\kappa$  dla używanych w naszej praktyce cementów, jest ważnym zadaniem krajowych stacji doświadczalnych.

Podczas budowy, pytamy się zwykle o najmniejszy udział cementu, potrzebny dla żądanej wytrzymałości. Badając w tym celu różne mieszaniny, należy ułożyć wykres według rys. 293. Na tym rysunku, długość 1 na osi odciętych przedstawia jednostkę ciężaru suchej mieszaniny piasku i cementu; punkty jej końcowe oznaczają czysty piasek i czysty cement, inne zaś odpowiadają mieszaninom obu składników. Na rzędnych tych punktów, przedstawić można przebieg badanej w danym razie własności; np. mierzonej wytrzymałości zaprawy. Na rys. 293 zestawione są wyniki dla trzech różnych piasków. Jeżeli zaś brak czasu lub inna przeszkoda, nie pozwala wykonać pomiarów, ale znamy  $\kappa$ , natenczas wystarczy nam zbadać przebieg stosunku  $\left(\frac{c}{1-p}\right)^2$ .

Badanie udziału cementu jest często rzeczą mniejszej wagi, niż badanie cen zaprawy w stosunku do różnych jej własności. Odpowiedni wykres dla pomiarów wykonanych z zaprawami tych samych trzech piasków co poprzednio, przedstawia rys. 294.

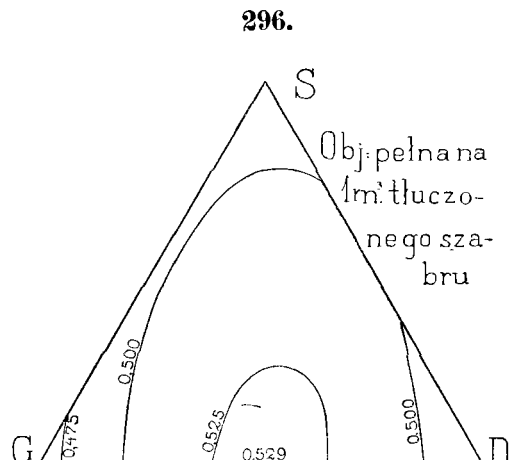
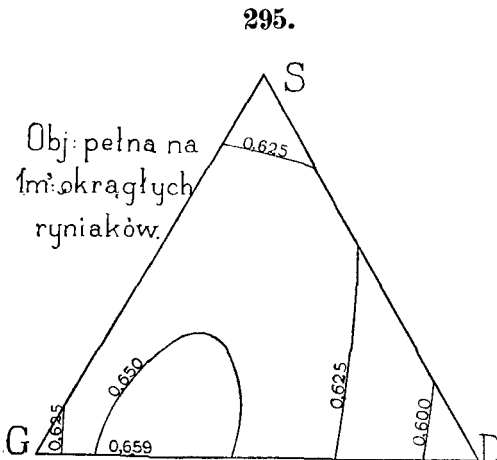


Pełną objętość narzutów kamieni badał Feret również według metody opisanej powyżej odnośnie do piasku. Jako granice trzech stopni grubości kamieni, przyjął: dla kamieni grubych *G* 6 cm i 4 cm, dla średnich *S* 4 cm i 2 cm, dla drobnych *D* 2 cm i 1 cm, i przy pomocy skrzynki sześcienniej o boku 0,50 m, mierzył ciężar 1 m<sup>3</sup> różnych mieszanin powyższych grubości typowych.

Jednocześnie wykonywał Feret jednoznaczne pomiary z ryniakami o kształtach zaokrąglonych, oraz z szabrem tłuczonym o krawędziach ostrych.

Rysunki 295 i 296 dowodzą, że objętość pełna zmienia się tutaj według tego samego prawa jak w piasku, jakkolwiek w granicach mniej rozległych. Minimum objętości pełnej posiadają narzuty jednostajne *G S* i *D*, maximum zaś jest własnością mieszaniny ziarn *G* i *D*, wyłączając ziarna *S*. Te pomiary obok pomiarów piasku, były podstawą praw wypowiedzianych na stronie 162.

W jednakowych stosunkach mię-



szaniny, objętość pełna narzutu ryniaków jest większa niż narzutu szabru. Żwir, użyty do betonu, wymaga zatem mniej zaprawy niż szabru; toteż praktyka prze-

konywa, że przy jednakowym stosunku objętości zaprawy i ryniaków lub szabru, beton z ryniakami jest plastyczniejszy niż z szabrem.

Zaprawy o trzech składnikach suchych. Z rozdziałów poprzednich wypada, że dla wielkiej gęstości (objętości pełnej) zaprawy, potrzeba aby w skład jej wchodziły ziarna dwojakiej grubości. Jedne zbliżone do grubości ziarn cementu, drugie o ile możności grube, w miarę jak na to pozwala cel zamierzony. Przytem na dwie części ziarn grubych, potrzeba jednej części ziarn drobnych.

Gdyby ziarna drobne były samym tylko cementem, zaprawa byłaby bardzo kosztowną, i zwykle o wiele wytrzymalszą niż potrzeba. Z tego powodu dodajemy trzeci składnik, nie zmieniający określonego powyżej ustroju ziarnowego zaprawy. Może to być składnik chemicznie obojętny, np. piasek krzemionkowy, bardzo drobny, naturalny lub mielony razem z cementem. We wzorze na wytrzymałość zgniecenia, objętość pełna jednostkowa  $m$  tego składnika ma być wtedy dodana do piasku. Otrzymamy zatem wzór

$$\delta = \kappa \left[ \frac{c}{1-(m+p)} \right]^2 \dots \dots \dots 2.$$

Może być również w tym samym celu domieszany składnik wiążący, ale tańszy od cementu. Współczynnik wytrzymałości  $\kappa$  wypada wówczas z doświadczenia

$$\kappa = \frac{\kappa_0 m + \kappa_1 c}{m + c}$$

gdzie  $\kappa_0$  i  $\kappa_1$  odnoszą się do materiałów niezmięszanych; przyczem objętość pełna składnika wiążącego jest  $m+c$ . A więc

$$\delta = \frac{\kappa_0 m + \kappa_1 c}{m + c} \cdot \left[ \frac{c+m}{1-p} \right]^2 = \frac{(\kappa_0 m + \kappa_1 c)(c+m)}{(1-p)^2} \dots \dots \dots 3.$$

Ten przypadek zachodzi, gdy dodajemy do cementu gaszonego wapna i gdy ono jest słabo hydrauliczne. Wapno zaś tłuste zupełnie niehydrauliczne, zaliczone być może do piasku, według wzoru 2\*).

Wreszcie domieszkę stanowić może składnik, który sam wprawdzie twarzenie nie może, ale wywiera wpływ chemiczny, wspierający twarzenie zaprawy cementowej. Taką jest puzzolana, i inne ziemie wulkaniczne. W takim razie zaprawa objawia znacznie większą wytrzymałość od tej jaką zapowiada wzór 2, i można ją uważać jako zaprawę z nowej materii wiążącej, której objętość pełna jest  $m+c$ , a współczynnik jej  $\kappa_z$ , zależny od stosunku  $\frac{c}{c+m} = z$  musi być oznaczony przez pomiary. Ze wzoru

$$\delta = \kappa_z \cdot \left( \frac{c+m}{1-p} \right)^2 \dots \dots \dots 4.$$

otrzymamy wtedy wartości dla  $\kappa_z$ , odpowiadające różnym wartościom stosunku  $z$ . (Bul. d. l. soc. d'enc. 1897).

**u.** Wpływ sypania betonu pod wodą. Beton sypany pod wodą, twarzenie w odmiennych warunkach niż na powietrzu. Warunkiem korzystnym jest w tym razie stała temperatura; niekorzystnym zaś nadmiar wody, i to że

\*) Według sprawozdania z CBI. 1899 s. 225 tab. B n. 3 i 4, dodawanie wapna w postaci mleka lub proszku, zmniejsza wytrzymałość początkową. Przy jednakowej cenie, czysty beton żwirowy (bez wapna) ma być lepszy.

beton nie może być ubijany. Po części jednak, ubijanie może być zastąpione przez odpowiedni sposób wykonania.

Ażeby przy betonowaniu pod wodą osiągnąć daną twardość betonu, trzeba użyć zaprawy silniejszej i w większej ilości niż przy betonowaniu suchem. Dyckerhoff dowiódł doświadczeniem, że beton o stosunku 1 : 3 : 3 luźno wsypany do skrzyni sześcienniej, i zaraz wstawiony pod wodę, nabył po 28 dniach wytrzymałości na zgniecenie  $35 \text{ kg/cm}^2$ ; natomiast chudszy beton 1 : 3 : 6 ubity w skrzyni, 1 dzień trzymany na powietrzu a 27 dni pod wodą, okazał trzy razy większą wytrzymałość. Inne liczby otrzymane przez Bauschingera, podałem pod *n* na s. 182.

W praktyce wyniki będą mniej niekorzystne, albowiem ciężar wysokiej były betonu ugniata bodaj dolne warstwy, i wywołuje znacznie większą gęstość od tej, jaką posiada maleńka bryłka próbna.

W obu przypadkach betonowania można się spodziewać że po roku, wytrzymałość jest dwa razy większa niż po 28 dniach.

Następująca tabela zawiera wyniki dalszych badań Dyckerhoffa, przeprowadzonych dla oznaczenia tych stosunków mieszanki, które przy betonowaniu pod wodą pozwalają osiągnąć największą względną oszczędność budowy:

L. p.	Cement	Wapno tłuste	Piasek	Żwir	Wytrzym. na zgniecenie po 28 dn. $\text{kg/cm}^2$	
1	1	—	2	—	49,7	Cement użyty do tych mieszanin okazał przy normalnej próbie $16 \text{ kg/cm}^2$ wytrzymałości na ciągnięcie, po upływie 1 godziny twardnienia.
2	1	—	2	4	24,0	
3	1	—	2	3	41,0	
4	1	—	2	2	51,3	
5	1	—	3	—	34,1	
6	1	—	3	5	23,3	
7	1	—	3	4	27,5	
8	1	—	3	3	35,2	
9	1	1	6	—	11,2	
10	1	1	6	7	7,8	
11	1	1	6	6	9,8	
12	1	1	6	5	11,7	

Z tego zestawienia wyczytać można następujące wnioski:

1. Ogółowo biorąc, wytrzymałość betonu jest odwrotnie proporcjonalna do objętości dodanego żwiru.

2. Ażeby otrzymać beton tej samej wytrzymałości co dana zaprawa, nie można dawać do mieszanki więcej żwiru, jak jest w zaprawie piasku (Feret). Ztąd też wypada w przybliżeniu, że dla betonowania pod wodą, o ile chodzi nam

o wytrzymałość betonu obok oszczędności, objętość zaprawy powinna wynosić przynajmniej 50% objętości betonu.

Ponieważ beton twardnieje pod wodą daleko wolniej niż na powietrzu, więc nieraz po upływie kilku tygodni wytrzymałość jego jeszcze nie jest wystarczająca; jeżeli jednak cement był dobry, natenczas po wypompowaniu wody, wytrzymałość szybko wzrasta, i dochodzi żądanej wysokości.

Jeżeli zaś beton ma być nieprzepuszczalny i wytrzymały w obec ciśnienia wody od spodu, trzeba nieraz czekać parę miesięcy; jeżeli beton był wykonany w jesieni, można dopiero na wiosnę, po powrocie ciepła wypompować wodę; a zniżanie stanu wody ma być powolne, ażeby natężenia w betonie nie powstawały nagle (BS. s. 122).

**w.** Streszczenie. Według powyższego, wszelkie współczynniki wytrzymałości betonu są zmienne w szerokich granicach; zależą bowiem od licznych czynników, które streścić można w następujący sposób:

Najwyższe zalety budowlane posiadają mieszaniny odpowiadające prawom Fereta o objętości pełnej, i o współczynniku energii.

Materyały domieszki są najlepsze, gdy są gruboziarniste, i mają powierzchnię szorstką, a wytrzymałość wszędzie jednostajną; co najmniej równą wytrzymałości cementu. Używając do betonu miękkiej tłuczonej cegły, nie można się spodziewać znacznej wytrzymałości.

Twardnienie na powietrzu postępuje prędzej niż pod wodą; natomiast w wilgoci i pod wodą, dochodzi beton do większej wytrzymałości ostatecznej niż na powietrzu.

Im niższa temperatura powietrza i materiałów składowych, tem wolniejsze twardnienie.

Czas twardnienia potrzebny do należytego wyzyskania wytrzymałości, jest przynajmniej 4 tygodnie; ale im chudszy beton, tem dłuższego potrzebuje czasu.

Luźno sypany beton, ma znacznie mniejszą wytrzymałość niż beton ubijany.

Zręczność, wprawa i sumienność robotników, pozwala otrzymać znacznie twardszy beton słabą stosunkowo mieszaniną, niż w odwrotnych warunkach mieszaniną silniejszą.

Obszerne próby wytrzymałości są zawsze pożądane. Im one są liczniejsze i wszechstronniej będą przeprowadzone, tem wyższe można przyjmować natężenia jednostkowe.

Najwyższa, i najmniej zależna od różnych czynników ubocznych, jest wytrzymałość na zgniecenie; odwrotnie zachowuje się wytrzymałość na zgięcie, a wytrzymałości na ciągnięcie i zderzenie mają charakter pośredni. Stosownie do tego możnaby zalecić następujące współczynniki pewności. Na zgniecenie współczynnik 5, na zgięcie aż do 15, na ciągnięcie i zderzenie około 10.

## 11. Przyrządy do mieszania zaprawy i betonu\*).

**a.** Mieszanie ręczne odbywa się na tablicy z desek. Piasek należy ułożyć w cienkiej warstwie jednostajnej grubości, a na niej rozpościera się w ten

\*) Büsing-Schumann der Portland-Cement Berlin, 1898.  
Franzius-Lincke die Baumaschinen Bd. 3 1883.



sam sposób cement. Mięszanie łopatami rozpoczyna się na sucho; potem dodawać należy wody powoli, konewką z sitkiem; przytem mięszanie trwa bez przerwy, aż mięszanina stanie się zupełnie jednolitą.

Zamiast układania obu materyałów w warstwach, bywa też piasek sypany w kształt pierścienia, a w środku jego, kopiec z cementu. Dokładne wymieszanie obu materyałów wymaga zapewne w tym razie więcej pracy niż w poprzednim, ale nasi robotnicy trzymają się tego postępowania; być może dlatego, że przy sypaniu cementu w jedno miejsce, powstaje mniej kurzu niż przy usypywaniu warstwy.

Na drugiej tablicy, lub na tej samej obok, ułożona jest cienka warstwa szabru; na niej rozciągnąć należy warstwę z przygotowanej zaprawy i obie warstwy dokładnie wymieszać. Potrzeba w ogóle przewrócić mięszaninę przynajmniej trzy razy.

Również możliwe jest ułożenie szabru w pierścieniu, w środku którego zgromadzona jest zaprawa; ale tak jak w poprzednim przypadku zapewne to mniej odpowiada celowi.

Beton ze żwirem może być mieszany łopatami; zaś beton z szabrem, wymaga do pomocy silnych żelaznych grabi, lub innych podobnych narzędzi.

Jeżeli zamiast szabru, używamy do betonu żwiru mieszanego z piaskiem w naturalnej lub sztucznie uzyskanej proporcji, natenczas zamiast przygotować osobno zaprawę, mieszamy wprost cement ze żwirem. Toż samo trafia się przy użyciu szabru, w razie braku miejsca przy budowie. Rozróżniamy więc dwustopniowe i jednostopniowe mięszanie betonu. Ściśle biorąc, pierwsze jest poprawniejsze.

Obok staranności mieszania, ważny jest umiarkowany pośpiech, albowiem wkrótce po wymieszaniu zaczyna się proces wiązania. Tetmajer podaje np. że przy mieszaniu jednostopniowym, t. j. trzech materyałów odrazu przez 3 minuty, otrzymał beton o wytrzymałości na zgniecenie  $237 \text{ kg/cm}^2$ . Z mieszania zaś dwustopniowego przez 6 minut i 15 minut otrzymał po tym samym czasie twardnienia, wytrzymałość  $277$  i  $288 \text{ kg/cm}^2$ . Można więc powiedzieć, że do chwili rozpoczęcia wiązania, im dłużej trwa mięszanie, tem większa będzie wytrzymałość zaprawy lub betonu.

Zaletą ręcznego mieszania, jest łatwość przenoszenia roboty z miejsca na miejsce; przyczem dobroć roboty łatwo oceniać i sprawdzać, bo jest ona przystępna dla oka.

**b. Mięszanie maszynowe.** Ponieważ mięszanie zaprawy cementowej odbywać się może tylko małemi objętościami, więc przy robocie ręcznej, wskutek bardzo częstego powtarzania tych samych czynności, popadają robotnicy w niejednostajność wyrobu; przy mieszaniu zaś maszynowym, zachodzi to w mniejszym stopniu.

Tak jak wszelkie maszyny tak też i mięszadła, stają się ekonomiczne dopiero przy wielkich budowach; a i wtedy często małe mięszadła korzystniejsze są od wielkich.

Według Büsinga (BS. 214) mięszanie ręczne kosztuje na  $1 \text{ m}^3$  zaprawy 2,4 do 4,2 koron; mięszanie małemi maszynami 1,2 kor., a większemi 0,9 kor. i mniej.

Przy użyciu maszyn i koni, 10-godzinna praca 1 konia wydaje 25 do  $30 \text{ m}^3$ , praca zaś 1 konia parowego 30 do  $35 \text{ m}^3$  zaprawy. Przytem do obsługi potrzeba 5 do 6 ludzi.

Sonne podaje (FL), że mieszanie ręczne przestaje być ekonomicznym, gdy dzienna potrzeba zaprawy przekracza przez dłuższy czas  $10 m^3$ ; ale granicy tej nie można przypisywać ogólnego znaczenia. Ma tutaj wpływ także rozległość budowy, oraz względna wysokość miejsca wyrobu i miejsca przeznaczenia zaprawy; to też łatwość przesuwania maszyny, jest ważną jej własnością. Z tego względu najwygodniejszym motorem jest elektryczność, potem konie, a najmniej wygodna jest para.

Postęp robót przy budowie podlega zmianom, często nawet nieprzewidywanym; maszyny zaś w ogóle mogą się stosować do takich zmian tylko w ciasnych granicach, a daleko lepiej może im odpowiadać robota ręczna, która ilościowo daje tylko słabe wyniki. Maszynami poruszającymi parą, mieszano już do  $45 m^3$  co 20 min.

Zastosowanie zatem maszyn jest koniecznością przy wielkich robotach, i wobec pośpiechu jaki nakazują nam pory roku. Rozważyć jednak należy, że przenoszenie maszyny nie jest tak łatwe jak roboty ręcznej; jeżeli więc wynika ztąd przewóz gotowej mieszanki, to może on pochłonąć oszczędność i pośpiech uzyskany przez pracę maszyny.

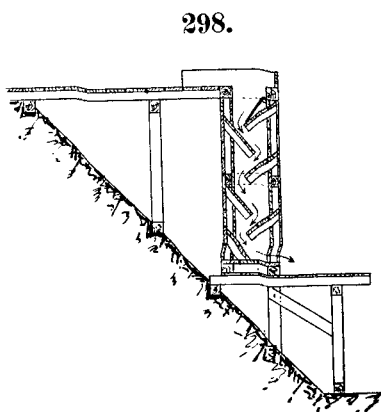
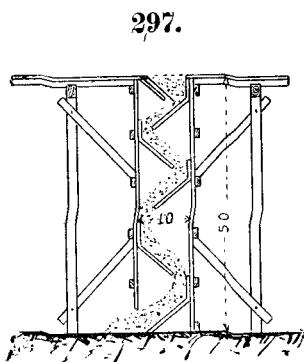
Różnorodność wymagań technicznych, zmiana własności materiałów i miejscowych warunków, nie stanowią prawie żadnych trudności dla mieszania ręcznego; natomiast maszyna pracująca dobrze z danym materiałem, i w danym stopniu wilgotności betonu, pracuje znacznie gorzej, skoro się zmieni tylko jeden warunek, n. p. żądany udział wody.

Maszynowe mieszanie betonu, może być tak jak ręczne jednostopniowe lub dwustopniowe. Przyrządy służące do pierwszego są naturalnie prostsze i tańsze.

Mieszadła do betonu przedstawiają daleko większą różnorodność niż mieszadła do zaprawy. Wynika to z wielkiej różnorodności materiałów, ze względnej wysokości poziomu mieszania i przeznaczenia betonu, z dwustopniowego lub jednostopniowego mieszania, a wreszcie z możliwości połączenia mieszadła z przyrządem do mierzenia mieszanych materiałów.

c. Mieszadła spadkowe są najprostszymi przyrządami do tego celu (r. 297, 298). Składają się one z drewnianego lub żelaznego szybu, w którym

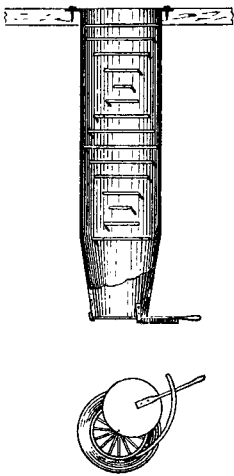
ustawiono szereg równi pochyłych, o pochyleniach na przemian odwrotnych. Są to tablice z desek lub ruszty z prętów żelaznych; ostatnie mają na celu, żeby zesu-  
wające się odłamy obracały się, i przez to lepiej się mieszały z zaprawą. U góry szyb zamknięty jest klapą, której oś obrotu leży



blisko środka; kłapa może być zatem łatwo odhaczona. Na tej klapie układane są warstwami materiały składowe betonu, to jest gotowa zaprawa i szaber, w przepisany stosunku; poczem kłapa zostaje odhaczona i przechyla się, a materiały spadające po równiach pochyłych mieszają się.

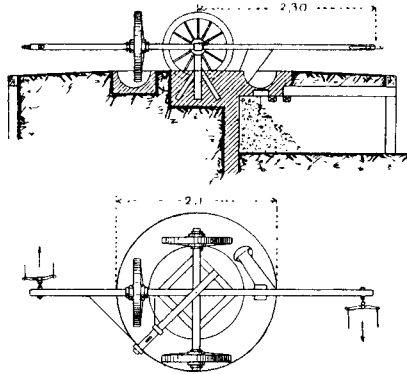
Dolny wylot szybu należy zamknąć stawidłem, i nie otwierać go aż do zupełnego napełnienia szybu; potem zaś otwiera się to stawidło tylko o tyle, żeby szyb pozostał ciągle prawie pełny. Powstające w ten sposób ciśnienie przyczynia się do dobroci betonu.

299.



Inne mięszadło spadkowe przedstawia r. 299. Jest to pionowy walec blaszany 0,5 m szeroki, u spodu stożkowo

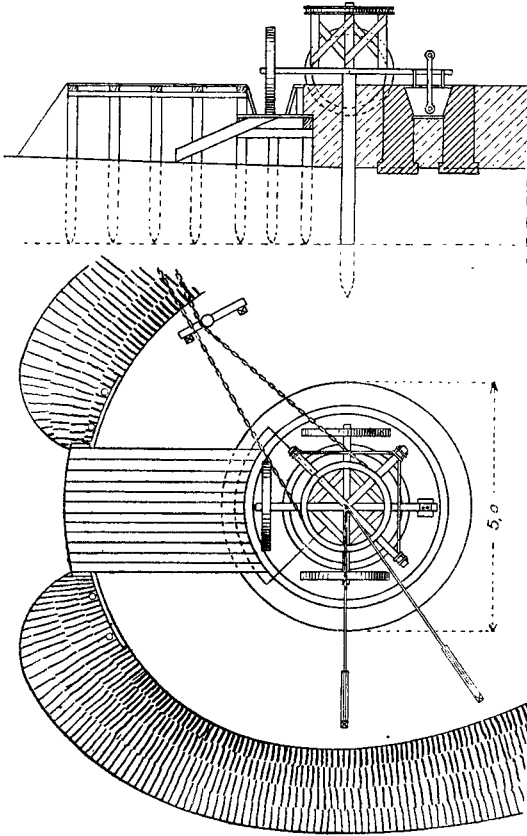
300.



zwięźzony i zamykany poziomą zasuwą. W części walcowej osadzone są okrągłe pręty żelazne, w odstępach pionowych po 10 cm; punkty ich przytwierdzenia tworzą na powierzchni walca dwie linie śrubowe. Materiały przygotowane być muszą obok na deskach i wrzucane łopatami, bo wprost nad bębniem za mało miejsca. Zaletą tego przy-

rzędu jest, że daje się łatwo ustawiać i przenosić.

301.



Mięszadła spadkowe są coraz mniej używane; pracują one wprawdzie szybko, ale niedokładnie. Potrzebują 3,5 do 5 m wysokości, i potrzebne jest przy nich dodatkowe mięszanie ręczne. Jeżeli się tego zaniedbuje, mianowicie gdy przyrząd urządony jest do przesuwania, natenczas w otrzymanej u spodu mięszaninie leży na wierzchu prawie sam cement, a pod nim w miarę głębokości coraz więcej szabru. Mięszadła te są więcej możliwe do betonu gorszego gatunku, niż do zaprawy.

Warunki korzystne dla mięszadeł spadkowych są wtedy, gdy skład materiałów i mięszanie odbywa się znacznie wyżej od fundamentu; w przeciwnym bowiem razie materiały muszą być podnoszone o wysokość szybu; co znaczy więcej niż oszczędność pracy ręcznej, uzyskana przez przyrząd.

d. Mięszadła kieratowe mogą być tylko mięszające, lub też, przy pomocy kół mogą także miażdżyć mie-

szaninę. W obu razach, główną ich częścią składową jest koliste koryto o przekroju trapezowym, drewniane, betonowe lub murowane, 1 do 1,5 m szerokie,

o promieniu, średnim 2,0 do 2,5 m, w którym narzędzia miészające lub miażdżące chodzą w koło, poruszane przez kariat. Wykonują one 3 do 4 obroty na minutę (r. 300—302).

Narzędzia te są podobne do grabi i radeł (*t* i *s* na rys. 302). Jeżeli są między niemi koła — zwykle 2 do 4 — natenczas bywają one ustawiane w nierównych odległościach od pionowej osi obrotu; a niekiedy mają też nierówne promienie. Dla dobroci miészaniny, koła są bardzo pożądane. W korycie jest otwór, przez który wygarnia się miészaninę na zewnątrz, a najwłaściwiej umieścić ten otwór w dnie koryta.

Na jednym z ramion trzymających narzędzia miészadła, zawieszona jest także tablica której kształt przedstawia przekrój koryta. Po ukończeniu miészania, tablica ta zostaje opuszczona, oraz odsuwa się zasuwę zamykającą otwór w dnie; w ten sposób tablica zgarnia zaprawę do otworu.

Z powyższego opisu widocznem jest, że miészadła kariatowe są właściwsze do zaprawy niż do betonu; o ile ma on zawierać grubsze odłamy.

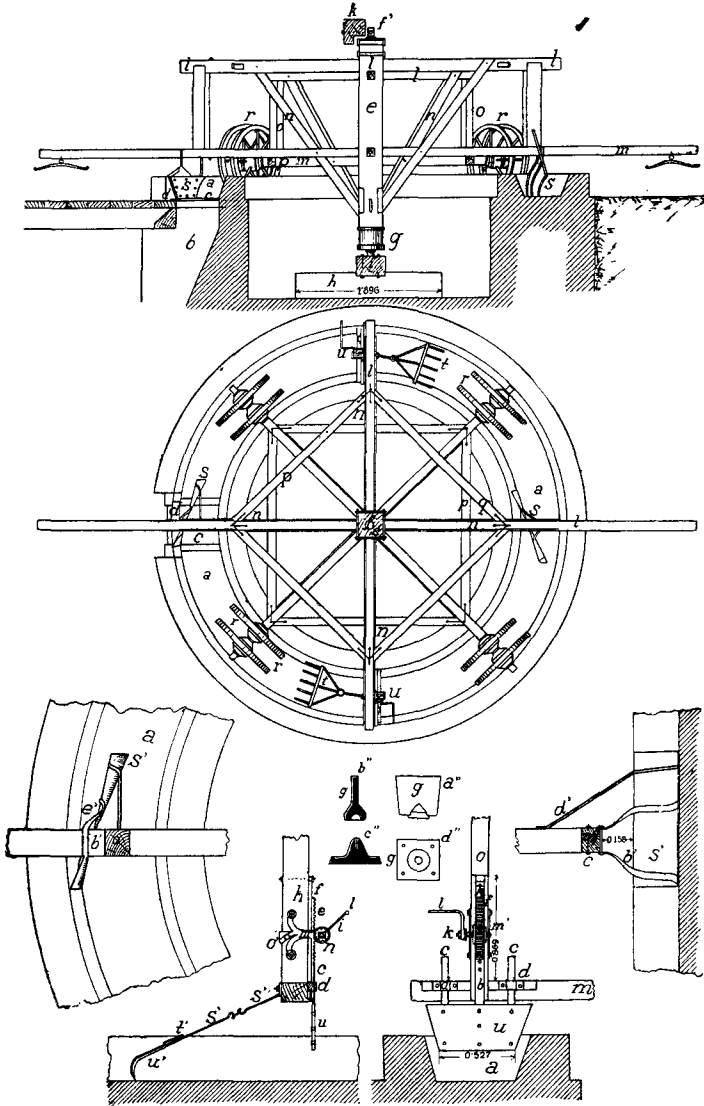
Do poruszania wystarczy przy dyszlu 1 koń; można nim wymięszać 4 do 5 m<sup>3</sup> na godzinę. Proste urządzenie z korytem drewnianem kosztuje 360

koron, a miészanie 1 m<sup>3</sup> zaprawy kosztuje najwyżej 1,5 koron; w czem zawarta jest obsługa przez 16 robotników, 1 podmajstrzy i 1 koń, oraz umorzenie kapitału.

Rys. 301 przedstawia urządzenie z motorem zewnątrz ustawionym.

Mięszadła kariatowe były dawniej bardzo rozpowszechnione, i używane głównie do zaprawy z wapna, wyjątkowo tylko do cementowej. Obecnie ustąpiły one pierwszeństwa innym, ponieważ nie są przenośne, nie pozwalają na ruch nieustanny, zajmują dużo miejsca, i nie są przydatne do miészania betonu. Mogą

302.

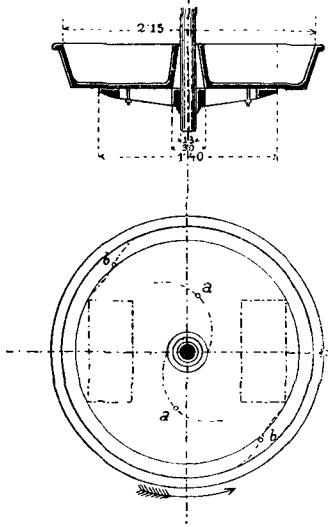
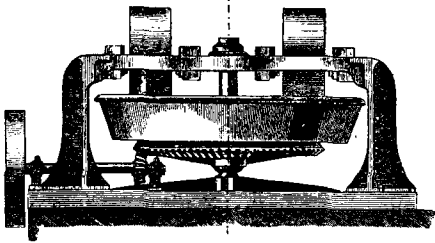


być zatem obecnie zastosowane tylko w takim przypadku, gdy dla danych materiałów miażdżące działanie kół jest niezbędne; albo też, gdy przy nowej budowie zależy na tem, żeby użyć maszynę dawniej kupioną.

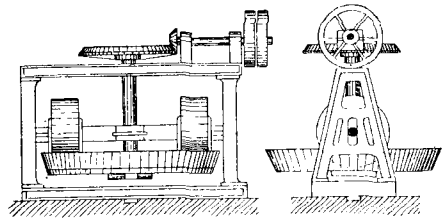
e. Miażdżarki kołowe (n. *Kollergänge*). Przyrządy te są bardzo zbliżone do miészadeł kieratowych. Składają się głównie z kolistego talerza, w którym toczą się w koło dwa ciężkie wałki (ciężar 300 do 800 kg). Obracają się one zatem około osi własnej, a zarazem około pionowej osi talerza (rys. 303). W późniejszych przyrządach, obrót około osi pionowej wykonywa talerz, zaś wałki mają łożyska stałe, pozwalające tylko na mały ruch pionowy; przytem wałki powinny mieć osie niezależne. W ten sposób usunięta jest siła odśrodkowa, która w poprzednim przypadku działa na wałki; można więc powiększyć liczbę obrotów, i zarazem skutek pożyteczny przyrządu.

W skutek nie jednakowych prędkości punktów talerza stykających się z wałkami, powstaje w tych punktach nie tylko gniece nie, ale i rozcieranie materiału; korzystne

303.



304.



mianowicie wtedy, gdy materiały zawierają grubsze cząstki nie zmielone, jak to ma miejsce przy zaprawach z trasu i chudego wapna gaszonego. Widocznym zaś jest, że przyrządy te nie są wcale przydatne do miészania betonu, zawierającego grubsze odłamy.

Na rys. 303 widzimy w rzucie poziomym krzywe zgniatacze *a* i *b*, które podsuwają zaprawę pod wałki. Talerz wypróżniany jest przez otwór w dnie umieszczony.

Talerz obejmuje  $\frac{1}{3} m^3$  i przerabia tę objętość w ciągu 6 minut; licząc zaś na przerwy dla napełniania i wypróżniania, wyrabia ten przyrząd około  $25 m^3$  na 12 godzin pracy.

Na rys. 304 mechanizm poruszający talerz, umieszczony jest powyżej wałków. Wałki zaś, ustawione są w nierównych odległościach od pionowej osi obrotu, przez co wspomniane powyżej zgniatacze mają być zbyt skuteczne, wałki bowiem przechodzą prawie po wszystkich punktach powierzchni talerza (Br. s. 55. ÖZ. 1876).

Przy pomocy 6-konnego motora parowego, i przy 20 obrotach na minutę, dawał ten przyrząd dziennie 50 do 60  $m^3$  zaprawy. Miészanie 1  $m^3$  kosztowało

około 1,7 kor., licząc, że koszta przyrzędu t. j. 7200 kor. mają być zupełnie umozone już po 3 latach.

Długie mieszanie jest korzystne dla wytrzymałości zaprawy; dowiodły tego doświadczenia wykonane z mieższadłem Steinbrücka \*); jest to mieższadzarka kołowa, zbudowana dla doświadczeń, w której wałek obraca się ze znacznie większą prędkością niż talerz. Zaprawa 1 : 3 otrzymana z niej po rozmaitych liczbach obrotów, okazała następujące wytrzymałości:

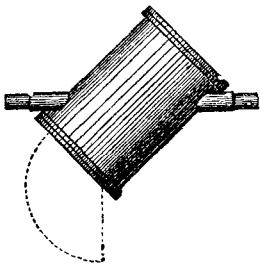
L. obrot.	Wytrzymałość na ciągnienie $kg/cm^2$ po upływie dni			Wytrzymałość na ściskanie $kg/cm^2$ po upływie dni		
	7	28	90	7	28	90
6	18,7	25,1	30,5	134,9	193,0	287,7
20	21,3	28,4	31,8	141,5	201,8	291,3
50	23,9	26,9	33,8	163,0	233,1	315,4
100	23,8	28,4	39,9	166,3	227,6	313,4

Przekonano się przytem, że ziarnka piasku nie były wcale rozmiążdżone; większa wytrzymałość musiała być zatem skutkiem dokładniejszego zmięszania, czyli powiększonej liczby obrotów talerza.

Sprawozdania z budowy morskiego kanału Północno-Wschodniego donoszą, że zaprawy otrzymane z mieższaderek kołowych rozmaitego ustroju, miały ogółem większą wytrzymałość niż te, które otrzymano z mieższadeł bębnowych. Zaprawa cementowa 1 : 3 miała taką plastyczność, jak zaprawa z cementu i wapna.

Zaprawa z 1 cz. cementu,  $\frac{1}{2}$  wapna i 4 piasku mieższana w mieższadzance, okazała przy próbach tę samą wytrzymałość, co zaprawa z 1 cementu i 3 piasku mieższana od ręki.

305.



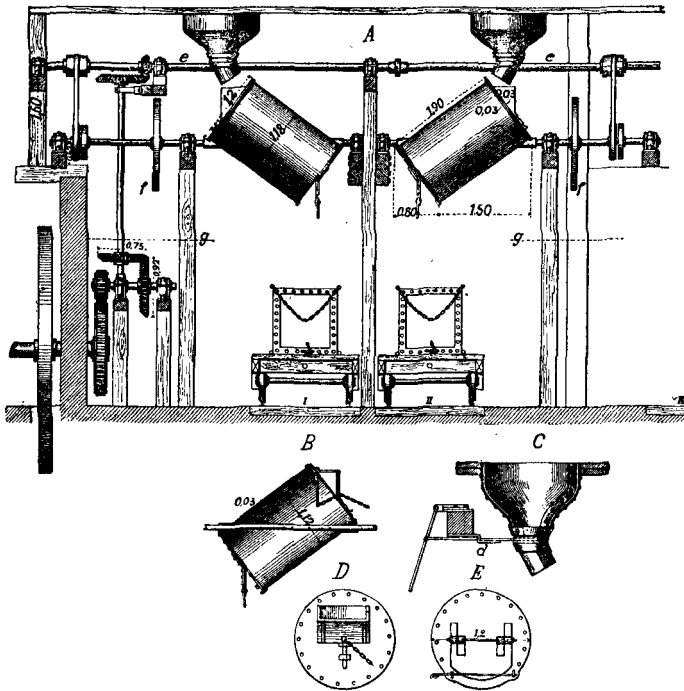
f. Mieższadła z bębniem ruchomym. Rys. 305 przedstawia najprostsze mieższadło tego rodzaju. Oś pozioma jest przekątną bębna zamkniętego z obu stron. Za każdym obrotem osi, materiały są dwa razy przerycone z jednego końca bębna na drugi. Stosunkowo do innych, bębny takie są krótkie, a wewnętrzna ich powierzchnia gładka.

Ruch materiałów jest zatem dwójaki t. j. obrotowy, i podłużny ruch powrotny. To stanowi zaletę mieższadła w porównaniu z innymi, które wywołują głównie ruch obrotowy; przytem mieższadło powyższe wypróżnia się dokładnie, a więc czysto się utrzymuje i jest bardzo trwałe. Działanie tego mieższadła jest przerywane dla wypróżniania i napełniania bębna, bywają one zatem używane parami.

\*) Protokoll der Verhandlungen d. Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten, Berlin 1898, s. 118—126.

Rys. 306 przedstawia urządzenie wykonane dla budowy portu Ajmeujden, w którym były cztery bębny, a nad każdym z nich widzimy lejek zamykany za-

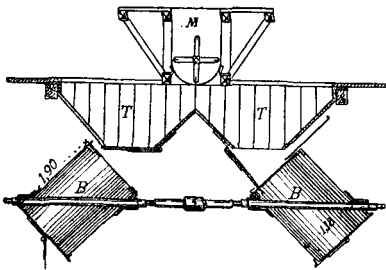
306.



suwą *d*, przeznaczony do przygotowania materiałów. Obok i powyżej lej- ków układano materiały na pochyłych tablicach z desek, cienkimi warst- wami; na jeden raz  $0,1 m^3$  cementu,  $0,4$  piasku i  $0,5$  tłuczonej cegły lub żwi- ru. Te objętości wyda- wały  $0,77 m^3$  betonu. U- łożone materiały zesu- wano do lejka, dolewano przepisaną ilość wody, i po wypróżnieniu bębna otwierano zasuwę *d*.

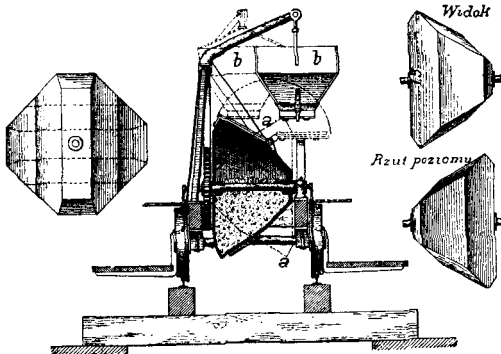
Osie bębnow porusza- ne były z osi głównej *ee*, za pomocą przesuwanego pasa. Do przygotowania mieszanki potrzeba było 30 do 40 obrotów, które trwały około  $3\frac{1}{2}$  minuty.

307.



Po wyłączeniu motoru, ręczne koła *f* służyły do dokładnego ustawienia otworu bębna pod otworem lejka. Do tej czynności, oraz do poruszania zasuwek *d*, potrzebny był zapewne pomost w poziomie *gg*, którego nie ma na ry- sunku. Przy jednoczesnem poruszaniu dwóch bębnow, dla uzyskania jednostajnego oporu, płaszczyzny poprowadzone przez oś obrotu i przez osie obu bębnow, należy ustawić wzglę- dem siebie pod kątem prostym.

308.



Rys. 307 przedstawia odmienne u- stawienie bębnow, zastosowane w Gdańsku, dogodniejsze zapewne od po- przedniego. Jest ono połączone z mię- szadłem zaprawy *M*; pozwala zatem na mieszanie dwustopniowe.

Działanie na którym polega powyż- sze mieszadło, zostało udoskonalone w mieszadle skrzynkowem Messenta (r. 308 FL. Kl.).

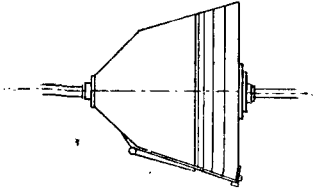
Skrzynia ma w przybliżeniu kształt czworobocianu, który powstaje, skoro

na podstawie kwadratowej wystawimy w obie strony dwa kliny ścięte; jeden z ostrzem poziomem, drugi z pionowym. Oś obrotu przechodzi przez środek obu

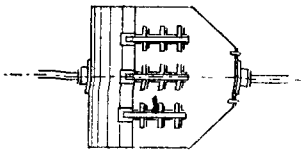
ostrzy, a wskutek takiego kształtu skrzyni, mieszane materiały są w ciągu jednego obrotu cztery razy przerzucone z jednej połowy skrzyni do drugiej. Z położenia przedstawionego w przekroju, przechodzi skrzynia do położenia kropkowanego, skoro wykona ćwierć obrotu, a 6 do 12 obrotów wystarcza do należytego przygotowania mieszanki. Skoro ta liczba została wypróbowana, przyrząd wskazuje ją potem samoczynnie.

309.

Widok



Rzut poziomy



Do wrzucania materiałów i wlewania wody, ma skrzynia otwór zamykany klapą; a do przygotowania materiałów, służy lejek *b* zawieszony na małym żórawiu.

Odmienny nieco kształt ma skrzynia na r. 309.

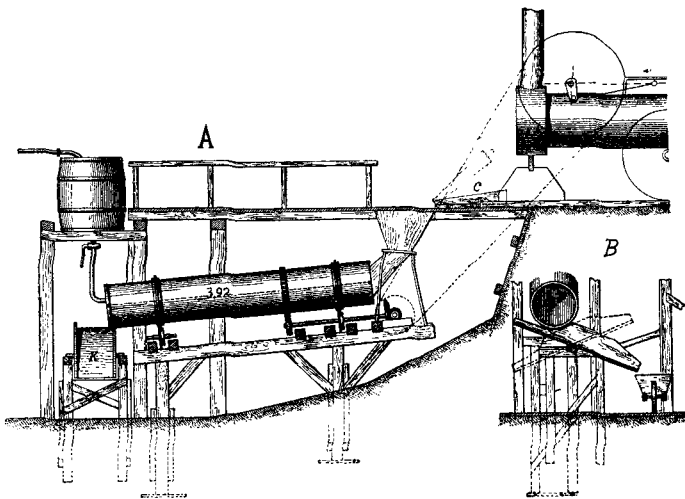
Cały przyrząd zajmuje mało miejsca, a skoro ustawiony jest na wózku, łatwo daje się przesuwac. Mieszadło zajmuje środek wózka, przyrząd do napełniania skrzyni stoi po jednej, a zbiornik z wodą po drugiej stronie. Materiały przygotowane być mogą na drugim wózku; dwóch ludzi potrzeba do napełniania lejka *b*, czterech do obracania i wypróżniania skrzyni, a jednego do obsługi zbiornika. Przy takiej obsłudze wy-

rabia ten przyrząd i sypie  $28 m^3$  betonu dziennie. Skrzynia wykonywa tylko 20 do 25 obrotów na minutę.

Mieszadło Messenta jest obecnie bardzo rozpowszechnione w Anglii, przy budowach portów. Skrzynki miewają objętości od  $0,5$  do  $1,5 m^3$ , a napełniane

bywają do połowy. Każdy przyrząd ma dwa motory elektryczne, jeden do jazdy, drugi do obracania skrzynek; mieszanie odbywa się podczas jazdy ze składu materiałów do miejsca betonowania, a więc bez straty czasu. Na 10 godzin pracy dochodzi wydatek mieszanki do  $90 m^3$ .

310.



których bęben lekko pochylony, z obu stron otwarty, obraca się około swej osi geometrycznej; zaś materyalnej osi niema wcale (FL.).

Wewnętrzna jego powierzchnia jest uzbrojona w łopatki; te podnoszą materiały prawie do połowy średnicy bębna, i przyspieszają mieszanie. Pochylenie zaś bębna, około 1 : 10, wywołuje przesuwanie się mieszanki, wzdłuż bębna do wylotu. Bęben wykonywa 6 do 15 obrotów na minutę (r. 310).

Materiały wstępują przy wyższym końcu, usypując się stopniowo i samoczynnie z pełnego lejka, w miarę przesuwania się mieszanki w bębnie.

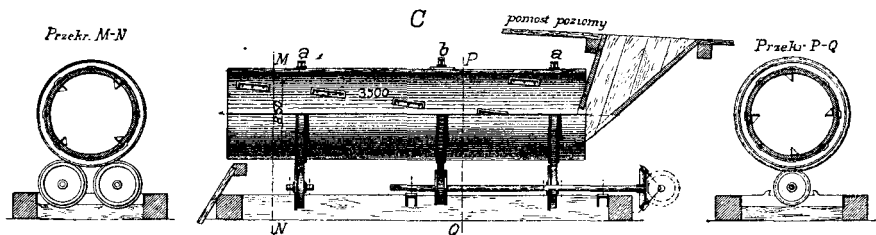


Mieszanie odbywa się na sucho, a dopiero w dolnym końcu wstępuje woda, tryskając pod ciśnieniem przez drobne otwory wąskiej rury. Mięszadło działa zatem bez przerwy.

Przy urządzeniu które przedstawia rys. 310, szaber dowożony był wózkami ręcznymi, a cement i piasek zesuwany z deski *c*. Ruchome koryto *K*, prowadzi wysuwający się beton do taczek, stojących na przemian z jednej lub drugiej strony.

Rys. 311 przedstawia szczegóły urządzenia bębna, który ma na obręczach

311.



koła zębate *b*, i poruszany jest przez oś pod nim leżącą. Nadto jest on podparty w czterech punktach, na gładkich kołach *a*.

Powyższego urządzenia używano przy budowie w Nowym Porcie. Bęben wykonywał 14 obrotów na minutę, 9 ludzi zajętych było przy mięszadle, a 36 przy innych robotach około przewozu i przygotowania materiałów, oraz przy przewozie sypaniu i ubijaniu betonu. W ciągu 12 godzin pracy, wyrabiali oni 46 m<sup>3</sup> betonu.

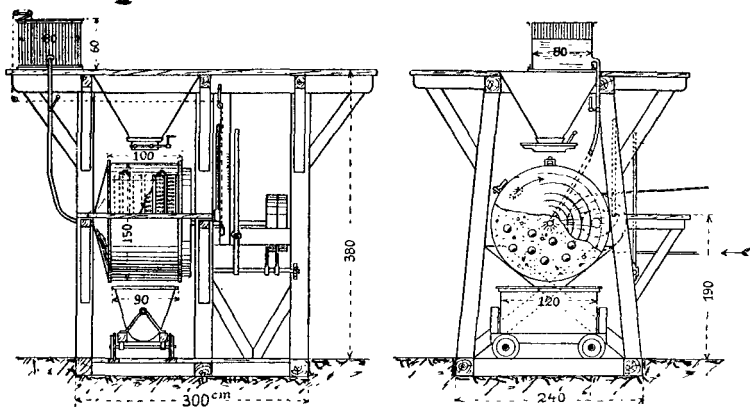
Tego rodzaju mięszadło poruszane od ręki, i wygodne do przewozu, podaje Büsing na s. 220, według konstrukcyi firmy Gauche Gockel i Sp. w Oberlahnstein.

Ruchomym bębnem pracuje również mięszadło firmy R. Wuensch w Budapeszcie (BS. s. 221), bęben ma kształt dwóch ostrosłupów sześciokątnych zestawionych podsta-

wami. Powierzchnia jego jest gładka, ale ma on oś uzbrojoną prostemi i prostokątnie osadzonemi ramionami; należy ono zatem do mięszadeł z osią uzbrojoną.

Dotychczasowe doświadczenie wskazuje, że bębny otwarte poziome, lub

312.

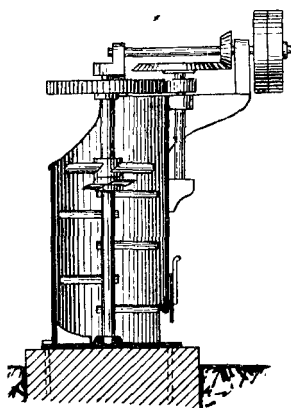


lekkie pochylone, niemogą tak energicznie mieszać jak bębny z osią ukośną (r. 306) lub skrzynie Messenta, które silnie przerzucają materyały mieszanę; natomiast bardzo dobrze pracowała maszyna przedstawiona na rys. 312. Bęben jest 1 m długi, ma 1,5 m średnicy, zawiera 45 kul stalowych, o średnicy 12 cm, które ważą 400 do 500 kg, i przez ruchy swe podczas obrotów bębna, mieszą materyały.

Przy budowie mostu na Dunaju pod Munderkingen (ZfB. 1894 s. 548), używano tego przyrządu, i mieszano najprzód przez 2 minuty na sucho, potem 3 minuty z wodą. Do wyrzucania betonu służy otwór zamykany klapą; za nią znajduje się krata która zatrzymuje kule. O dobroci otrzymanej mieszanki, świadczą próby wytrzymałości na zgniecenie, wykonane na sześciangach o boku 20 cm; po 5 miesiącach twarzenia, dały one 332 kg/cm<sup>2</sup>, a po upływie 2½ lat 509 kg/cm<sup>2</sup>.

g. Mięszadła o osi uzbrojonej. Są głównie potrzebne do zaprawy cementowej, oraz do najlepszych gatunków betonu; a mianowicie gdy chodzi nie tylko o mieszanie, ale także o gnienie, miażdżenie i silne przerabianie mieszanki połączone z biciem.

313.

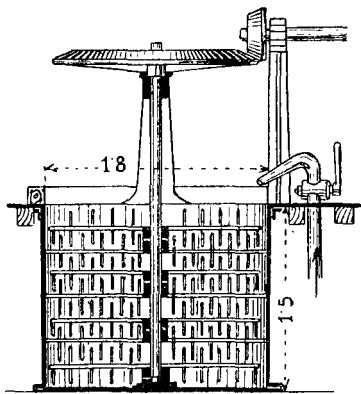


Główne odmiany tych miészadeł wynikają z położenia osi. Gdy oś jest pionowa lub silnie pochylona, bęben musi być zamknięty; gdy jest pozioma lub prawie pozioma, może być zamknięty lub otwarty; w ostatnim razie ma kształt półwalca, z dodanymi ścianami pionowymi.

Mięszadła o osi pionowej. Są to te same przyrządy, których cegielnie używają do mieszania gliny, ale tak urządzone, że nie tylko mieszają ale i gniją mieszankę. Bęben pionowy jest stały, a na osi jego osadzone są łopatki śrubowe (rys. 313). Podczas obrotu mieszają one materiały i przyciskają je z góry; wspólnie zatem z ciężarem materiałów, wypychają mieszankę przez dolny otwór. Ten otwór można w miarę potrzeby przysunąć stawidłem, przez co powiększamy opór, przedłużamy mieszanie i otrzymujemy lepszą zaprawę.

Opór wypychanej mieszanki przenosi się na oś jako siła pionowa, którą pokonywa dolne łożysko. Odpowiedni talerz zakrywa łożysko od zanieczyszczenia, a śruby u góry i u dołu, służą do pionowego ustawienia osi.

314.



Mięszadło to nie jest wygodne do naprawy w razie uszkodzenia łopatek, a nadto wymaga znacznej siły poruszającej. Brennecke podaje, że miészadło kosztuje 900 kor., że wymaga 2-konnego motoru parowego, a 1 m<sup>3</sup> zaprawy kosztuje 1,7 kor. Według Büsinga, dwukonna maszyna parowa z cylindrem 1,1 × 0,85, daje tym przyrządem 2—3 m<sup>3</sup> zaprawy na godzinę.

Mięszadło powyższe używane jest do zaprawy z tłustego wapna, lub do cementowej wolno wiążącej. Do betonu nie jest właściwe, bo ciężar materiałów działa szkodliwie na jednostajność mieszanki, podobnie jak w miészadłach spadkowych.

Zamiast łopatek śrubowych, używano także prostych ramion; do których przytwierdzano szeregi noży tworzących reszatkę. Takie same ramiona z nożami przytwierdzone były do płaszcza bębna, tak że mieszanka przeciskana była przez ciasne odstępy między nożami, zmieniając przytem ciągle kierunek ruchu (r. 314).

Tutaj sam ciężar posuwa mięszaninę do wylotu bębna; mięszanie jest zatem jeszcze gorsze niż w poprzednim przypadku.

Mięszadła o osi poziomej lub słabo pochylonej. Bęben kształtu walcowego jest stały lub też obraca się. Bęben stały albo otwarty żłób, musi mieć obracającą się oś z ramionami; ruchomy zaś bęben może być wprawdzie użyty bez osi, o takim mięszadle mówiliśmy już (r. 311); tutaj jednak mówimy o bębnach z osią uzbrojoną, a te mogą mieć nadto na wewnętrznej powierzchni łopatki lub grabie, ułatwiające mięszanie.

Jeżeli bęben stały ma znaczniejszą długość, natenczas ramiona umocowane na osi mają na celu nie tylko mięszanie, ale i przesuwanie mięszaniny do wylotu. W tym celu muszą mieć odpowiednią szerokość, i kształt powierzchni śrubowych. Im są ciasniej względem siebie ustawione, tem skuteczniej działają, ale tem większego doznają oporu; tem większej wymagają siły poruszającej, i tem łatwiej może być mięszadło zahamowane lub uszkodzone, przez zaciśnięte między ramionami grubsze odłamy. Z tego powodu, mięszadła o stałym bębnie i uzbrojonej ruchomej osi, wymagają wogóle wielkiej siły poruszającej, często wstrzymują ruch i są zupełnie nieprzydatne do betonu szabrowego; a nawet w zastosowaniu do betonu żwirowego, dają mały wynik pożyteczny.

Jeżeli ruchomy bęben ma uzbrojoną oś, natenczas jest ona z bębniem stale połączona; a więc uzbrojenie osi nie zmienia swego położenia względem płaszcza bębna, i przebieg mięszania jest zupełnie odmienny od poprzedniego. Materyały poruszają się tutaj tak jak w mięszadle spadkowym; ale wysokości spadku są znacznie mniejsze. Spadaniu materyałów do najniższych punktów bębna, opiera się tarcie na jego powierzchni, i na powierzchni uzbrojenia, oraz tarcie między poruszaniem odłhami.

Z ogółu działających sił wynika, że powierzchnia mięszaniny ma spadek od obwodu ku osi bębna; a gdy ten spadek jest większy od kąta tarcia, powstaje przesuwanie i toczenie się cząstek mięszanych. Różnice powstających w ten sposób ruchów są tem większe, im większa średnica bębna; a ponieważ od nich właśnie zależy dokładność mięszania, więc wzrasta ona wraz ze średnicą bębna, z szybkością obrotu i czasem trwania pracy; najkorzystniejsze zaś stosunki tych czynników, poznać można tylko drogą prób.

Wskutek pochylego ustawienia osi, przybywa nowa siła na korzyść mięszania, która przesuwa zarazem mięszaninę do wylotu; mniejsze zaś lub większe pochylenie osi, wpływa na wybór długości średnicy i szybkości obrotu bębna (FL. Br.).

Na dobroć mięszaniny ma wpływ okoliczność, czy maszyna urządzona jest do nieustannego biegu, czy też zatrzymywana być ma, gdy wrzucamy do niej materyały, lub wybieramy gotowy beton. Przy ostatniem urządzeniu, mięszanie trwać może czas dowolny, zastosowany do stosunku mięszaniny i do właściwości mięszanych materyałów; przez co otrzymujemy względnie doskonały wyrób. W maszynach zaś nieustannie pracujących, mamy do tego celu tylko zmiany prędkości ich biegu; a więc daleko mniej stosować się możemy do wymagań szczególnych przypadków. Maszyny o biegu przerywanym są zatem doskonalsze; mianowicie gdy mają być używane do różnych gatunków betonu.

Mięszadła z bębniem otwartym, czyli żłobem, znane są w dwóch odmianach. W jednej z nich, żłób jest wiszący (n. *Kipptrog*) i zakończony z obu stron ścianami poprzecznymi. Po ukończeniu mięszania, mięszanina może być

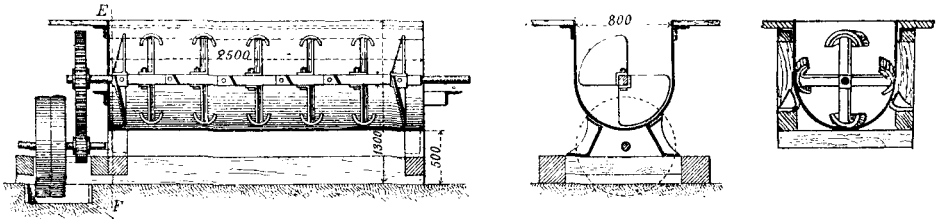
wyrzucona przez przechylenie łożu. Mięszadła takie działają zatem z przerwami, a przechylenie łożu jest uciążliwe; zapewne też dlatego są one mało używane.

W drugiej odmianie, bęben ma ścianę poprzeczną tylko po tej stronie, z której wstępują do niego materiały i woda (rys. 315); po stronie przeciwległej, wysuwa się zaprawa bez przerwy.

Przy budowie portu w Kiel, trzykonnym motorem, wyrabiano takie mięszadło około  $8 m^3$  zaprawy na godzinę.

Bęben wykonany jest z blachy  $8 mm$  grubej. Zaprawa wypełnia w nim tylko część niżej osi, łopatki uderzają zatem na zaprawę z wierzchu. Są one pa-

### 315.



rami przyśrubowane do osi, która jest w przekroju kwadratowa,  $80 mm$  gruba. Wskutek takiego połączenia, można łopatki łatwo wymieniać w razie uszkodzenia; co według sprawozdań trafiało się co 6 do 8 tygodni.

Przekrój łopatek jest  $70/20 mm$ , a długi bok jego tworzy kąt ostry z kierunkiem osi. Do końców łopatek przytwierdzone są półkoliste haczyki  $30 mm$  grube, które przyspieszają mieszanie.

Wskutek ukośnego ustawienia względem osi, łopatki przesuwają mieszaninę wzdłuż bębna; nadto na końcach jego znajdują się śrubowe skrzydła, które przyspieszają tę czynność. Można ją nadto ułatwić, nadając osi małe pochylenie.

Przyrząd powyższy może mieć rozmaite długości; mięsza on dziennie 80 do  $150 m^3$ , przytem wymaga 3 do 5 koni siły poruszającej, i wykonywa około 40 obrotów na minutę. Do obsługi potrzeba w powyższych warunkach 14 do 25 ludzi. Mięszadło kosztuje 1100 kor., trzykonna maszyna parowa 3600 kor., a mieszanie  $1 m^3$  zaprawy kosztuje 1 kor.

Mięszadła z bębniem zamkniętym pracują w podobny sposób jak mięszadła o osi pionowej, i uzbrojenie osi jest również podobne; jednakże tylko część łopatek jest ukośnie ustawiona (rys. 316). Wylot można przysuwać zasuwą, i regulować wypływ zaprawy. Dla naprawy dobrze jest przysposobić w bębnie parę otworów zamykanych kłapami, lub wykonać bęben z dwóch części podłużnych ześrubowanych (FL.).

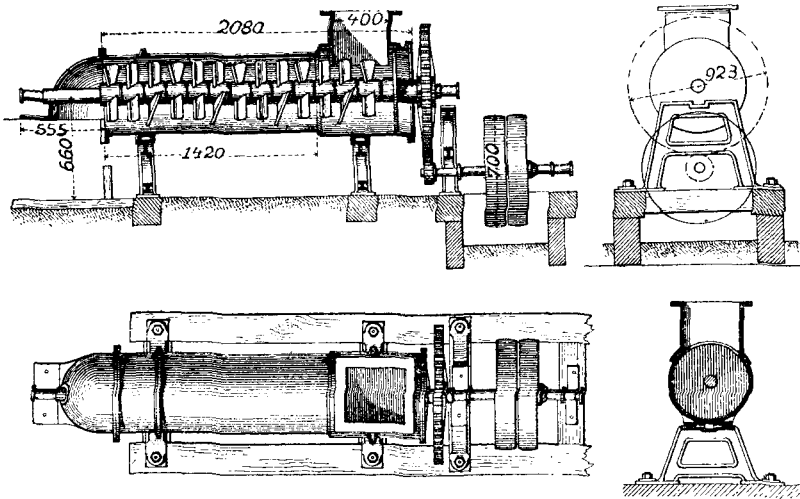
Porównanie powyższych przyrządów nasuwa następujące uwagi. Najwięcej wysokości wymagają mięszadła o osi pionowej; najmniej zaś, mięszadła poziome z bębniem otwartym. Pośrednie są pod tym względem mięszadła poziome z bębniem zamkniętym. Często jednak względ ten niema znaczenia.

Trudniej rozstrzygnąć czy korzystniejszy jest bęben otwarty czy zamknięty. Pierwszy pozwala widzieć proces mieszania, i dokładnie regulować dopływ wody; drugi zaś pozwala na szybszy obrót osi, co przyspiesza i ulepsza w wysokim stopniu przerobienie zaprawy. Nadto ważnym jest, że mięszadła z bębniem zamkniętym pozwalają mięszać zaprawę bądź to z wielkim udziałem wody, bądź też zupełnie na sucho. Można więc także mięszać niemi na sucho cement

z piaskiem, i suchą mieszanicę oddawać mularzom, pozostawiając im dodawanie wody; wszelako przy wrzucaniu materyałów do miészadła, potrzeba tu więcej ostrożności, ażeby i w małych objętościach zachodził między nimi tensam stosunek, jaki jest przepisany w całości; przygotowawcze miészanie jest zatem požądane.

Z temi zastrzeżeniami, miészadła poziome z bębnem zamkniętym stałym, są po większej części lepsze od innych, o ile chodzi o miészanie zaprawy. Miészają one tem skuteczniej, im ciaśniej ustawione jest uzbrojenie bębna, ale zarazem tem większy jest opór. O ile zaś chodzi o miészanie betonu, wraz z ciasnem

316.



ustawieniem uzbrojenia wzrasta niebezpieczeństwo zaciśnięcia grubszych odłamów między łopatkami; ztąd wyniknąć może zahamowanie maszyny, a nawet odłamanie łopatek. Dlatego też maszyny ze stałym bębnem, nie są w ogóle właściwe do betonu; lub co najwyżej używane być mogą do betonu ze żwiru, a nigdy do betonu z szabru. Zawsze przytem koszt pracy motora wypada wysoki.

Podane powyżej rysunki przedstawiają tylko główne typy; nie podobna zaś opisywać licznych odmian, jakie zachodzą w przyrządach patentowanych nowszemi czasy w Niemczech. Niektóre z nich podają Sonne i Büsing, a więcej znaleźć można w cennikach odnośnych fabryk. Nowe miészadła angielskie opisuje Beton u. Eisen 1905 s. 130 i 161.

Natomiast wspomnieć wypada, że z miészadłami bębnowemi w ogóle, łączone bywają elewatory podnoszące gotową mieszanicę do poziomu jej przeznaczenia, oraz przyrządy, które maszynowym sposobem odmierzają materyały.

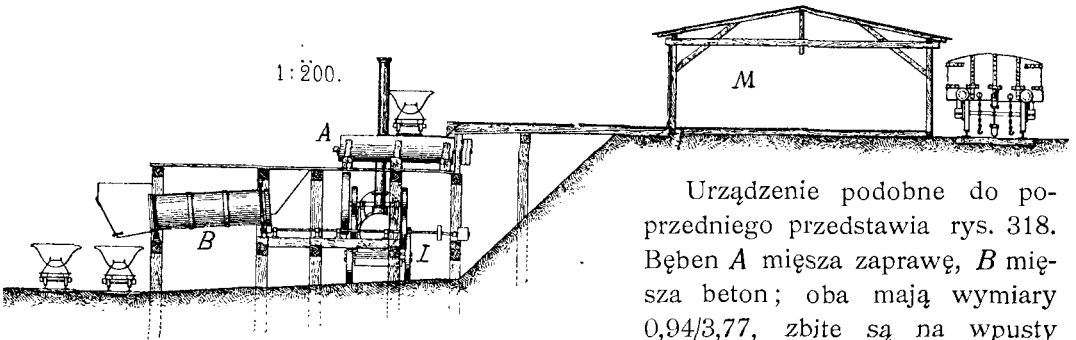
Wreszcie przeważnie są używane miészadła przenośne, a więc spoczywające na kołach.

Na zakończenie przytoczę parę przykładów ogólnego urządzenia wyrobu betonu.

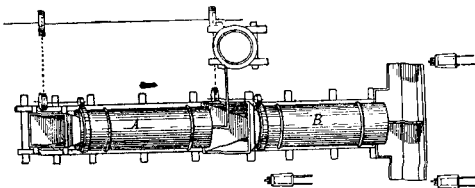
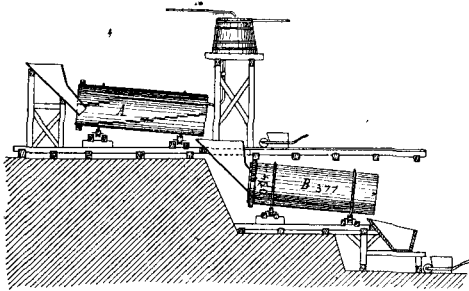
Rys. 317 przedstawia fabrykę która pracowała przy budowie portu w Bremie. *A* jest miészadło zaprawy, ze żłobem otwartym poziomym; poniżej leży lekko pochylony bęben *B* do miészania betonu. Motorem wspólnym jest lokomobil *L* stojący na dole, który porusza miészadło *A* za pomocą pasa, a miészadło *B* przez koła zębate (HZ. 1889).

Cement do zaprawy znajdował się w magazynie *M*, zaś piasek dowożono wózkami kolejowymi. Do zaprawy otrzymanej z miészadła *A* dodawano kamieni, i zmieszawszy tymczasowo, wrzucano do lejka prowadzącego do miészadła *B*. Gotowy beton spadał do wózków przysuwanych do wylotu.

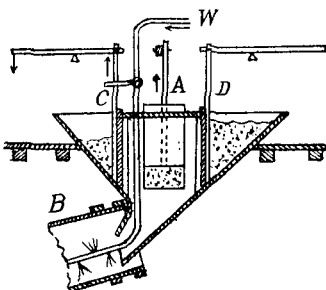
317.



318.



319.



Urządzenie podobne do poprzedniego przedstawia rys. 318. Bęben *A* mięsza zaprawę, *B* mięsza beton; oba mają wymiary 0,94/3,77, zbite są na wpusty z brusów 5 *cm* grubych, i opasane żelaznymi obręczami. Bębny pochylone są na 1 : 12, osi nie mają, lecz na wewnętrznej powierzchni przytwierdzono w nich 30 kątówek 25 *cm* długich, które ustawione są w trzech liniach śrubowych, i przyspieszają mięszanie (HZ. 1876).

Do górnego lejka bębna *A*, wrzucano w równych odstępach czasu, przepisane ilości cementu i piasku. Woda doprowadzana była za pomocą dziurkowanej rury, z kadzi powyżej ustawionej; wchodziła do bębna od strony wylotu, i miała kurek dla regulowania dopływu. Okazało się, że skoro materiały przebyły  $\frac{1}{3}$  długości bębna, były już dokładnie zmieszane; gotowa zaprawa wstępowała wprost do lejka bębna *B*, przyczem dosypywano kamieni; u dolnego wylotu wreszcie podstawiano taczki pod rynnę, którą zesypywał się beton na dwie strony.

Oba bębny poruszane były przez sześciokony lokomobil; wykonywały 6 obrotów na minutę, i dawały 6 do 9 *m*<sup>3</sup> betonu na godzinę.

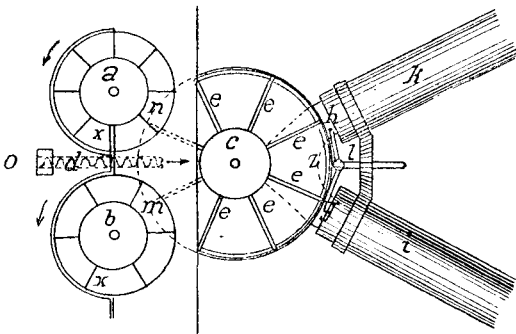
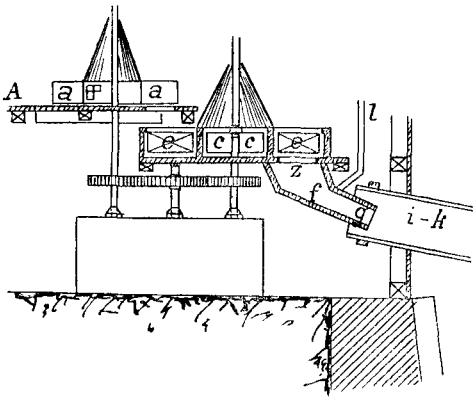
Przy budowie mostu przez Elbę pod Hamburgiem, a następnie przy budowie portu w Hangö, używano do mięszania betonu urządzenia przedstawionego na rys. 319. Składa się ono tylko z jednego bębna. Materiały składowe betonu sypane były do jednego lejka, i wchodziły do bębna o wymiarach 0,9,5,5. Dla przygotowawczego mięszania materiałów, urządzono z czterech stron lejka cztery skrzynki, łączące się z lejkiem za pomocą stawideł *A C D*. Każda

przeznaczona była dla innego materiału, którego wrzucano przepisaną ilość; a co 40 sekund podnoszono jednocześnie wszystkie stawidła (ZfB. 1890).

Dziurkowana rura *W* zamykana kurkiem wprowadzała wodę do bębna, a gotowy beton spadał po ruchomej desce do wózków kolejowych, podsuwanych naprzemian z obu stron.

Opisane powyżej trzy urządzenia wymagają bezustannego starania, ażeby materiały wchodziły do miészadła w należytym stosunku; można więc powierzyć ich obsługę tylko bardzo starannym robotnikom. Tę niedogodność zmniejsza w wysokim stopniu następujące urządzenie, w którym wymiar i wprowadzanie materiałów do bębna odbywa się samoczynnie.

320.



Składa się ono z dwóch płaskich kolistych kadzi *a* i *b*, z przedziałami; z większej kadzi *c* podobnej do poprzednich i niżej położonej, z bębna *o* ze śrubą, oraz z dwóch bębnow miészających *i* i *k*. Wszystkie te części poruszane są przez maszynę parową i wspólny system kół zębatach.

Kadź *a* przeznaczona jest na piasek, kadź *b* na żwir, a objętości komórek w obu kadziach, są do siebie w przepisany stosunku objętości owych materiałów; w tym razie 2 : 5. Kadzie te niemają dna, tylko ściany boczne i przedziałowe; a przy obrocie przesuwają się tuż nad górnym pomostem nie dotykając go, z prędkością trzech obrotów na minutę.

Podczas ruchu, dwaj robotnicy napełniają bezustannie komórki obu kadzi, a umieszczona nad kadziami deska zgarnia nadmiar. Materiały wrzucane do przedziałów wysypują się do

kadzi dolnej, a jednocześnie śruba umieszczona pod pomostem przysuwa cement, wrzucany przez trzeciego robotnika do lejka opuszczonego na rysunku. Ściany przedziałowe *e* dolnej kadzi, mają tu znaczenie zgarniaczy, które prowadzą dostawiane materiały do otworu *z* w dolnym pomoście, a ztąd przez lejek *f*, i rynny *g* i *h*, dostają się one naprzemian do miészadeł *i* i *k*. Rura *l* wprowadza wodę do lejka *f*.

Stożkowe blaszane płaszcze, ustawione w środkach wszystkich trzech kadzi, zasłaniają mechanizm od wpadania materiałów (ZfB. 1882 s. 31 — GC 1888 t. XIII s. 372).

Wielką fabrykę betonu, urządzoną pod Holtenau przy budowie morskiego kanału północno-wschodniego, opisuje Brennecke (Ergänzungen s. 21/2).

## 12. Wykonanie betonu w fundamentach.

**a.** Warunki dobrego sypania betonu. Przy wykonaniu pokładu betonu jako fundament, zachodzą głównie dwa przypadki; pierwszy, gdy wodę możemy z zagłębienia fundamentu zupełnie wypompować, a więc beton może być wykonany na sucho, i twardnieje na powietrzu; drugi zaś, gdy wody nie pompujemy, a wskutek tego beton twardnieje pod wodą.

Rzucanie betonu łopatą dozwolone być może tylko na sucho, i z małej wysokości. Tożsamo odnosi się do wyrzucania betonu z wózków ręcznych; lepsze od nich są taczki lub ręczne skrzynki, albowiem chodzi tu głównie o to, żeby beton nie spadał ze znacznej wysokości, lecz był wysypywany z naczynia o ile być może już w tym samym poziomie, do którego jest przeznaczony.

Ciążar spadających odłamów jest proporcjonalny do sześciastu ze średniego ich wymiaru; opór zaś powietrza lub wody, proporcjonalny do kwadratu z tegoż wymiaru. Im większe zatem odłamy, tem mniejszy opór przypada na jednostkę ich ciężaru i tem większą prędkość nabywają one podczas spadku.

Największe i najcięższe kamienie, poruszając się z największą prędkością ułożą się na spodzie; na nich piasek, a na wierzchu cement. W wodzie objawi się to znacznie wyraźniej niż na powietrzu, a potwierdziły to zupełnie doświadczenia Delbrücka, wykonane przy głębokości wody wynoszącej tylko 30 *cm*.

Jeżeli więc beton ma przebyć większą wysokość, natenczas bez względu czy to ma się odbyć na sucho czy pod wodą, spuszczać go winien w naczyniach. Używamy do tego skrzyń, worków lub lejków. Pomimo tego, przy sypaniu pod wodą, oznaką częściowego bodaj wypłukiwania cementu, jest spieniona ciecz czyli t. zw. śmietana, wydzielająca się i zbierająca na powierzchni pokładu.

Przy betonowaniu na sucho, odpada wprawdzie powyższa trudność; a nadto sypany pokład jest widzialny, możemy przeto łatwiej usunąć błędy, jakie mogły być popełnione przy mieszaniu; możemy sypać dokładniej według przepisanych warstw, utrzymać w betonie najkorzystniejszy stopień wilgoci, a wreszcie powiększyć wytrzymałość przez ubijanie. Betonowanie na sucho jest z tego powodu tańsze i daje lepszy beton; wszelako wymaga ono również zachowania właściwych sobie warunków.

Skoro betonowanie suche odbywa się przy pomocy jednoczesnej pracy pomp, wiele na tem zależy żeby stan wody niższy w obrębie fundamentu, utrzymywany był w stałym poziomie niżej podstawy betonu. Jeżeli bowiem ten stan zmienia się, jeżeli dolna część pokładu leży na przemian nad wodą i pod wodą, natenczas powstają prądy, które niewątpliwie wypłukują z betonu część zaprawy, oraz teren pod betonem. Z obu przyczyn, części świeżego betonu mogą się oddzielnie osiadać, poczem beton pęka a nawet załamuje się.

Należy zatem bezwarunkowo zapobiedz tworzeniu się prądów na wskrós betonu. Woda idąca do bagna pompy, nie powinna opisywać długiej drogi; a jeżeli tego uniknąć nie można, należy ją zbierać w bagnach pośrednich, a ztąd odprowadzać do bagna głównego szczelnymi kanałami lub rurami. Te kanały można zamienić na suche kamienne ścieki, jeżeli długość ich jest nie wielka, i dopływ wody mały; wszelako suche ścieki są zawsze połączone z możliwością wypłukania zaprawy z najbliższej położonego betonu.



Z tej to przyczyny, układanie lub ubijanie na podstawie betonu suchych kamieni lub cegieł bez zaprawy, które tworzą następnie między betonem a terenem warstwę przepuszczalną, jest zupełnie błędnem, i nie powinno być nigdy dozwolone. Pożytecznie jest raczej rozpocząć pokład betonu warstwą z silniejszym udziałem cementu, dającą lepsze zabezpieczenie przeciw podmyciu.

Przy betonowaniu suchem, mianowicie w lecie, pamiętać należy, że między wierzchnią warstwą betonu będącą na powietrzu, a dolną stykającą się z terenem, zachodzą wielkie różnice co do wilgotności i temperatury; należy więc wyrównywać je bodaj w części, przez obfite zwilżanie powierzchni betonu, oraz zasłanianie jej od wiatru i słońca.

Objętości na raz rzucane powinny być małe; bo wtedy mniej czasu upływa od zarobienia do ułożenia betonu w danym miejscu, i skuteczniej może on być ubity. Sypanie w grubych warstwach jest tańsze niż w cienkich, i powstaje przytem mniejsza liczba przedziałów; natomiast w grubych warstwach ubijanie gorzej działa. Najwłaściwsza grubość warstwy leży zapewne między 10 a 25 *cm*.

Powierzchnie wysunięte warstw dolnych powinny być małe; a więc najlepiej gdy wszystkie warstwy postępują jednocześnie, tworząc szereg stopni; przez

to bowiem skraca się czas upływający od ułożenia jednej do drugiej warstwy, i zmniejsza się nierówny stopień związania betonu. Przy rozpoczęciu nowej warstwy, powierzchnia poprzedzającej powinna być dokładnie oczyszczona, a jeżeli związanie znacznie postąpiło, powinna być zasiekana do odpowiedniej chropowatości.

Z powyższego wynika, że pośpiech w robocie jest ko-

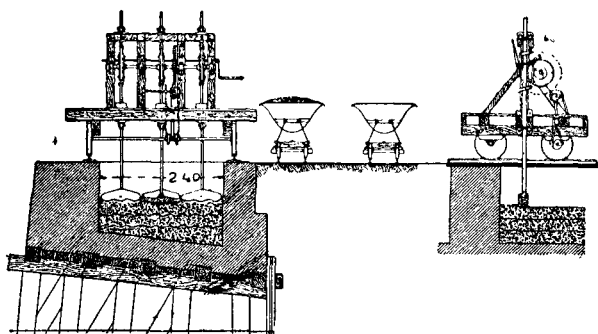
nieczny; ubijanie zaczynać się winno natychmiast po ułożeniu warstwy, a kończyć się, gdy woda ukazuje się na powierzchni betonu.

Skoro spostrzegamy w pokładzie betonu miejsca nieszczelne w postaci źródeł, należy wzdłuż tych miejsc wykonać wązkie kanaliki z cegieł, prowadzone ze spadkiem do wspólnego ujścia, n. p. do bagna pompy. Po wzniesieniu muru do odpowiedniej wysokości, wypełnia się te kanaliki suchym betonem, zaczynając od ujścia; przytem woda w kanale spiętrza się aż do tej wysokości, w której przestaje płynąć; poczem reszta kanału jest w przybliżeniu pionowa, zawiera wodę stojącą i wypełnienie jej odbywa się pod wodą (BS. s. 206/8).

**b. Ubijaki do betonu.** Podstawa tłuczka powinna mieć taki kształt, żeby pozwalała na ubijanie przy samych brzegach pokładu; a więc zwykle musi być prostokątem. Wielkość podstawy i ciężar baby odpowiadać winny wielkości ubijanej bryły; 12 do 15 *cm* w kwadrat mają podstawy bab żelaznych, 20 *cm* w kwadrat podstawy drewnianych blachą okutych. Ciężar bab ręcznych wynosi 10 do 15 *kg* krawędzie podstawy są lekko zaokrąglone.

Ubijanie odbywa się zwykle ręcznie; maszynowe ubijanie opłaca się dopiero przy bardzo rozległych robotach. Rys. 321 przedstawia przyrząd używany przy budowie nowego portu w Bremie.

321.



Żelazny wał, z którego wystają kołki w kierunku promieni, osadzony jest na drewnianem rusztowaniu, a to stoi na wózku i posuwa się po szynach. Wał obracany jest za pomocą korby i kół zębatych przez czterech ludzi, a podczas tego kołki podnoszą po kolei trzy baby.

Koła zębate wiążą się zarazem z jedną osią wozu w ten sposób, że po wykonaniu danej liczby uderzeń, wóz posuwa się naprzód prawie o szerokość baby, która wynosi 35 cm.

Ciężary bab wynosiły 60 do 120 kg, podstawa 0,4 m<sup>2</sup>, a podnoszono je do 40 cm wysoko. Powierzchnia podstawy była falista, trzonki łączyły się z babami przez zawiasy.

Przyrząd powyższy przesuwiał się po powierzchni ubijanej pięć razy tam i napowrót, a więc każdy punkt otrzymywał 10 uderzeń; wskutek tego warstwy 30 cm grube, miały po ubiciu 25 cm grubości.

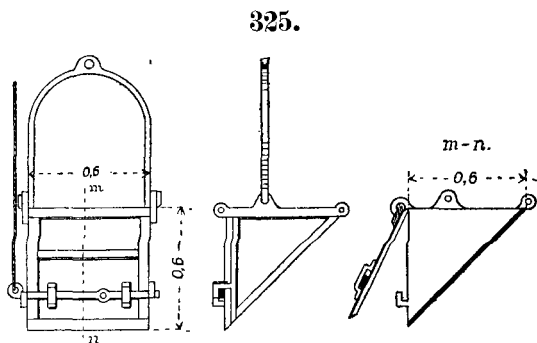
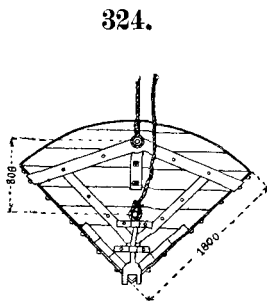
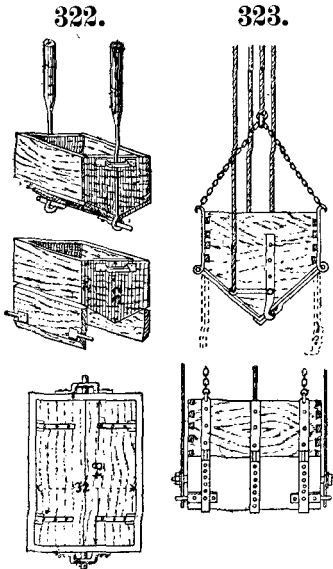
Do ubijania betonu pod wodą może być użyty przyrząd podobny jak do bicia pali pod wodą (r. 96); potrzeba tylko urządzić jednostajne maszynowe przesuwanie rury ochronnej, a więc i całego przyrządu (Br.).

**c. Przyrządy do zatapiania betonu.**

Skrzynie bywają wykonywane z drzewa lub żelaza, kształtów bardzo rozmaitych. Rys. 322 przedstawia

małą skrzynię drewnianą o objętości 0,04 m<sup>3</sup>. Skrzynia ta spuszczana jest na dwóch żerdkach ręcznych; ażeby ją otworzyć skoro stanęła na dnie, należy odhaczyć żerdki i ciągnąć je do góry; wtedy zabierają one skrzynię ze sobą, bo ich haczyki nie przechodzą przez ucha umieszczone na ścianach skrzyni.

Lepiej jest zbudowana skrzynia na rys. 323. Wychwyt poruszany jest przez dwie linki, a działanie jego jest bardzo pewne; gdy się skrzynia otwiera,



może być jeszcze nieco niżej spuszczone, co jest korzystne dla ochrony betonu.

Rys. 324 przedstawia skrzynię drewnianą większych rozmiarów, na 2 m<sup>3</sup> objętości. Całe jej ściany boczne są klapami, wskutek czego beton przebywa bardzo małą drogą w kierunku pionowym. Büsing robi uwagę, że skrzynia ta jest właściwa do pokładów małej grubości.

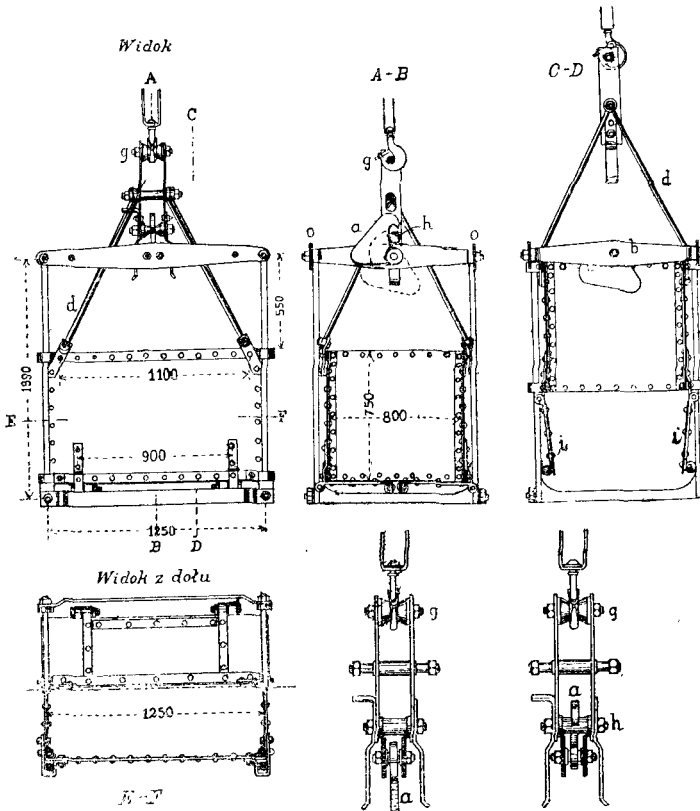
Skrzynka na rys. 325 ma w przekroju poprzecznym kształt trójkąta pro-



skrzyni, z drugiej obciążone ciężarkami, i mieć powinno parę otworów dla wypuszczenia powietrza, ażeby się nie unosiło w górę.

Skrzynia według rys. 329 pracowała bardzo dobrze przy budowie mostu w Hamburgu (ZfB. 1890 s. 353). Otwiera się ona samoczynnie, skoro oprze się

329.

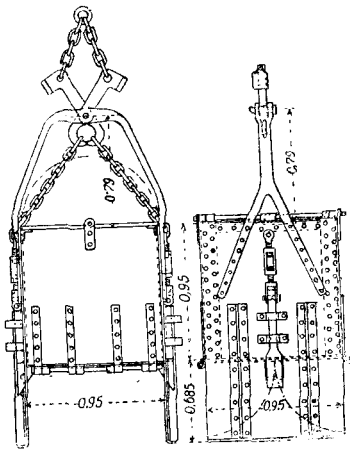


na dnie i łańcuch się zwiesi. Dno jej składa się z dwóch klap *i*, a żelazny szkielet ze sztab kwadratowych, kieruje pionowym jej ruchem za pomocą uszów *o*. Łańcuch od żórawia może trzymać skrzynię wprost za oś *g*, albo też przyłożony być może do szkieletu za pomocą haka *a*. W pierwszym razie skrzynia się otwiera, w drugim spoczywa na sztabach szkieletu i jest zamknięta.

Po napełnieniu skrzyni, robotnik zakłada hak *a* na oś *h*, i przytrzymuje go w tem położeniu aż do naprężenia łańcucha; następnie skrzynia zostaje spuszczone, a skoro dotyka dna i łańcuch się zwiesza, hak *a* spada. Przy powrotnym ruchu,

330.

łańcuch ciągnie skrzynię za pomocą prętów *d*; kłapy się otwierają i beton wypada. Skrzynia podnosi się zatem aż do oparcia o poprzeczne sztaby *b*; od tej chwili zaś zabiera ze sobą szkielet.



Przy wspomnianem zastosowaniu, obejmowała ta skrzynia  $0,75 m^3$ , ważyła  $600 kg$  a kosztowała 228 marek. Żóraw parowy poruszał jednocześnie 6 skrzyń, i w ten sposób sypano dziennie średnio  $65 m^3$  betonu; największy zaś wynik dzienny był  $97 m^3$ . Koszt wykonania betonu, nie licząc materiałów budowlanych i maszyn, ale wraz z kosztem najmu i obsługi galarów, wynosił na  $1 m^3$  6,08 marek przy filarach, a 8,57 mk w przyczółkach.

Rys. 330 przedstawia amerykańską konstrukcję skrzyni, pomysłu Taylora, która działa podobnie jak poprzednia. Boczne ściany krótsze, które nie mają zawiasów dla kłap, są o tyle na dół przedłużone, że skoro skrzynia opiera się temi ścianami na dnie fundamentu, ruch kłap odbywa się swobodnie między nimi. Wówczas to, otwierają

się samoczynnie dwa haki, które tuż pod dnem przenikają przedłużone ściany skrzyni, i utrzymują klapy zamknięte, dopóki przyłączone do nich łańcuchy wyciągowe są naprężone. Skoro się te łańcuchy zwieszają, ciężar betonu otwiera klapy, a te spychają rzeczony haki na dół; przytem wskutek ukośnego ścięcia, haki usuwają się na zewnątrz.

Wskutek powyższego urządzenia, wysypujący się beton jest ciągle zamknięty między czterema ścianami pionowymi; ale zato od chwili w której haki przestają trzymać klapy, spada on swobodnie z większej wysokości niż w dawniejszych urządzeniach, które nie mają przedłużonych ścian. Wysokość tę można zmniejszyć przez rozszerzenie zębów na hakach, żeby się nieco później otwierały, a przedłużenie ścian bocznych można też zastosować do skrzyni poprzednio opisaney. Skrzynia tamta jest wygodniejsza do zamykania; ostatnia zaś jest prostsza.

Dla oszczędności siły poruszającej, mianowicie przy zastosowaniu windy ręcznej, pożytecznie jest zawiesić przeciwwagę na drugim końcu łańcucha wyciągowego. Jeżeli ta przeciwwaga jest lżejsza od skrzyni napełnionej, a cięższa od pustej, natenczas pełna skrzynia sama opada na dno, a pusta sama się wznosi. Robotnik zatem przy korbie potrzebuje tylko regulować bieg windy hamulcem, i zatrzymywać skrzynię skoro powraca na pomost (Br. E.).

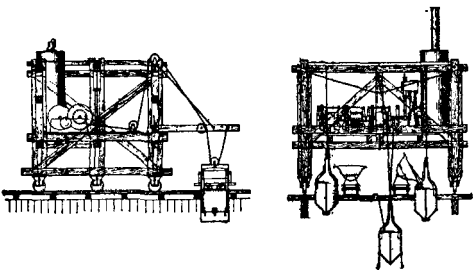
331.



Przy zastosowaniu skrzyń, nie można zupełnie uniknąć powierzchni przedziałowych w pokładzie betonu; z tego względu korzystne są jak największe skrzynie, ażeby te powierzchnie leżały od siebie jak najdalej, i aby płukanie betonu przez wodę ograniczyć do możliwego minimum. Przy budowie portu w Dublinie, używano skrzyń, o objętości  $4 m^3$ ; wyjątkowo nawet na  $16 m^3$ ; przyczem pokład sypany leżał pod wodą w głębokości 10 do 12 *m*. Wszelako wielkie skrzynie są przy robocie mniej wygodne jak średnie, a przytem mogą być powodem, że wiązanie cementu rozpocznie się już podczas napełniania skrzyni.

Właściwy kształt skrzyń może również zmniejszyć płukanie; szerokość ich mianowicie, powinna być większa od wysokości; albowiem przez to zmniejsza się ruch spadkowy przy wypróżnianiu skrzyni. Małe skrzynie mają stosunkowo wielki ciężar własny; z tego powodu korzystniejsze mogą być worki. Worek jest walcowy (r. 331), z obu stron otwarty, ma objętość najwyżej  $0,15 m^3$ . Do napełniania ściągnięty być musi u spodu za pomocą liny związanej w pętlicę.

332.



Przy każdej robocie nieco większych rozmiarów, potrzebne jest urządzenie dające możliwość systematycznego poruszania skrzyń w trzech kierunkach; co najłatwiej otrzymać za pomocą rusztowania pływającego. Gdy to nie jest możliwe, natenczas windy lub żórawie muszą być przesuwane na ruchomych dźwigarach. Rys.

332 daje przykład takiego urządzenia zajmującego bardzo małą powierzchnię, które używane było przy budowie portu w Bremie. Szkielet drewniany, unoszący windy i motor, stoi na kółkach; kółka zaś biegają po szynach, położonych na kapturach

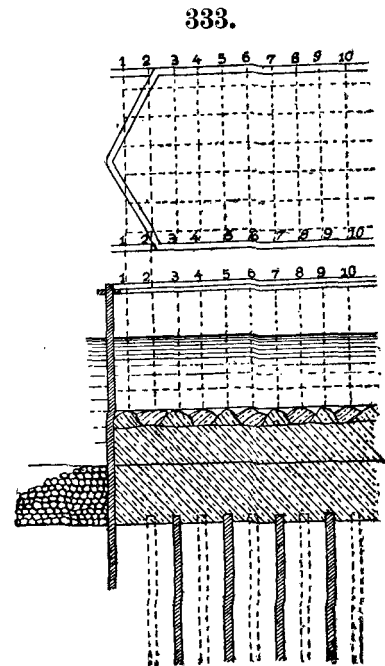
palisad otaczających fundament. Na ruchomej wystawce poziomej zawieszono są trzy skrzynie; pomost ten może być nieco przesuwany w kierunku poziomym, wskutek czego skrzynie mogą rzucać na wszystkie punkty powierzchni fundamentu. Na godzinę sypano w ten sposób około  $8 m^3$ .

Przy budowie portu w Kiel używano rusztowania pływającego, które unosiło 10 skrzyń; jednocześnie zaś spuszczano po pięć skrzyń, z których każda obejmowała  $3,75 m^3$ . Przy jednoczesnym wysypywaniu kilku skrzyń, zmniejsza się wypłukiwanie zaprawy, oraz liczba przedziałów w pokładzie betonu.

Jednostajność pokładu, który pod wodą nie może być ubijany, zależy bardzo od przyjętego porządku, w jakim postępuje sypanie. Skoro pokład ma mieć nie wielką grubość, np. niżej jednego metra, należy sypać odrazu całą grubość, zaczynając od jednego z kątów, tuż przy palisadzie; następnie posuwać się brzegiem fundamentu do sąsiedniego kąta, i postępować tak dalej pasami poprzecznymi, ażeby stykające się ładunki skrzyń, sypane były w jaknajmniejszych odstępach czasu.

Przytem kolejne ładunki popychają przed sobą muł cementowy wypłukany z betonu, ten jako cięższy od wody gromadzi się w najniższych miejscach, i może być wyciągnięty małą pompą albo bagrownicą workową; a to ostrożnie, żeby przytem nie wysysać zaprawy z betonu.

Sypanie zatem bez warstw, i odrazu na całą grubość pokładu, jest typowem przy zastosowaniu skrzyń. Tylko wtedy gdy pokład jest znacznie grubszy niż  $1 m$ , a zarazem pod przymusem miejscowych warunków, godzi się zarządzić sypanie w dwóch lub kilku warstwach; mianowicie gdy niema pod ręką odpowiedniego motora do poruszania ciężkich skrzyń, a więc windy muszą być ręczne, a skrzynie małe. Stosownie do powyższego, sypanie ma się odbywać dokładnie w porządku z góry obmyślanym; przez to jedynie można uniknąć powierzchni przedziałowych przenikających więcej niż jedną warstwę. Sąsiednie ładunki skrzyń, powinny się wiązać jak kamienie w dobrym murze; ten warunek prowadzi do następującego urządzenia, którego używano przy budowie mostu w Hamburgu (ZfB. 1890 s. 355).



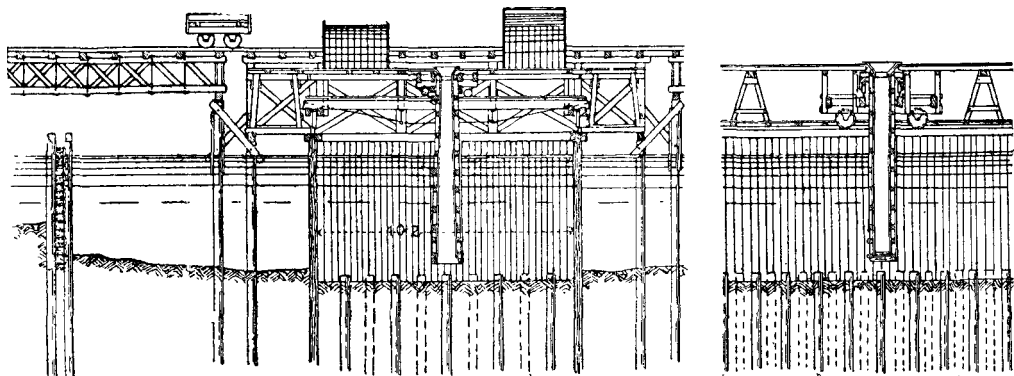
Na kapturze palisady otaczającej fundament, oraz na belkach wozu przesuwającego skrzynie, naznaczono szereg podziałów, które dzieliły cały obszar fundamentu na sieć pól, a na tej sieci można było z łatwością oznaczyć położenie każdego oddzielnego ładunku (r. 333). Rozpoczynano sypanie od punktów parzystych w szeregach poprzecznych, przez co jak wskazuje rysunek, osiągnięto dobre wiązanie wyrzucanych ładunków.

d. Lejki do betonu (n. *Betontrichter*, fr. *tremi*), są to pionowe rury drewniane lub blaszane, o przekroju prostokątnym lub kolistym, napełniane betonem i przesuwane w kierunku poziomym. Wskutek przesuwania lejka powstaje pas betonu, następnie szereg pasów, a z nich warstwa betonu.

Ażeby to wykonać, zawieszamy lejek na wózku, a ten stoi na większym

wozie, który szerokością toru obejmuje szerokość fundamentu. Jako przykład niech posłuży r. 334 z budowy mostu na Wiśle pod Toruniem. Gdy mały wóz sam się porusza, lejek przesuwają się w kierunku szerokości; gdy zaś poruszamy wielki wóz, przesuwamy lejek w kierunku długości fundamentu.

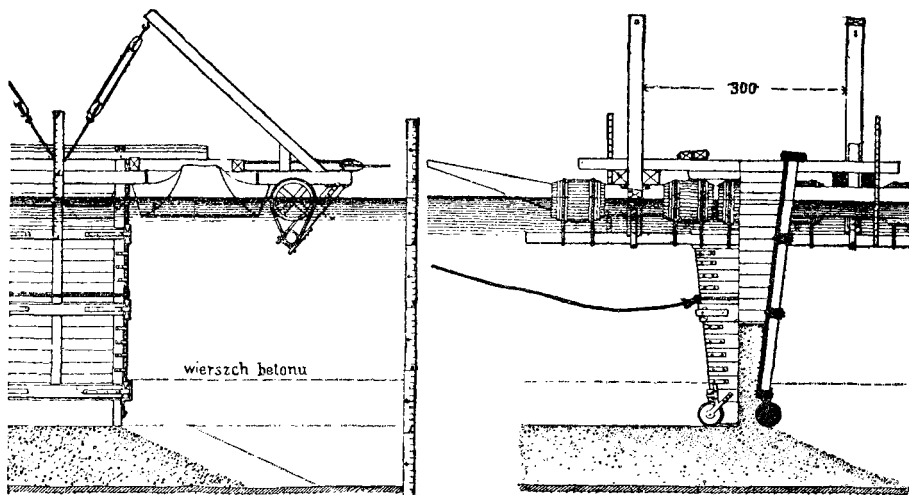
334.



Najprostsze urządzenie daje nam rusztowanie pływające; galary unoszące lejek ciągnięte są wtedy przez dwie naprężone liny.

Na rys. 335 widzimy po obu stronach galarów beczki, które służyły do regulowania zanurzenia galarów. Beczki zawieszane są na dźwigniach, których

335.

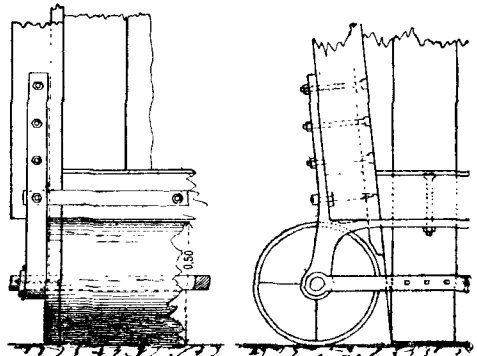
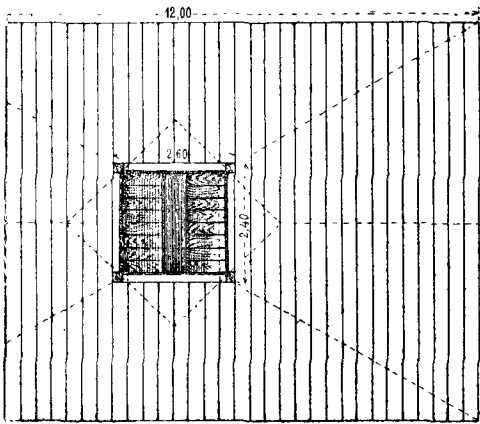
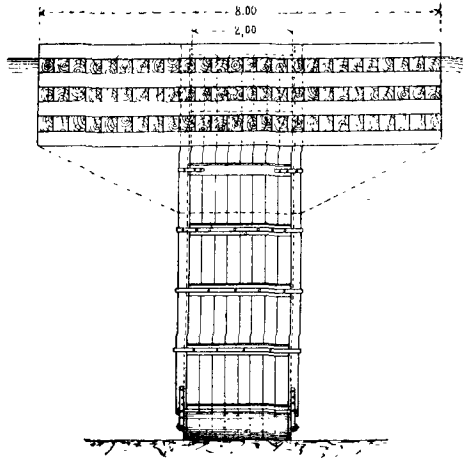
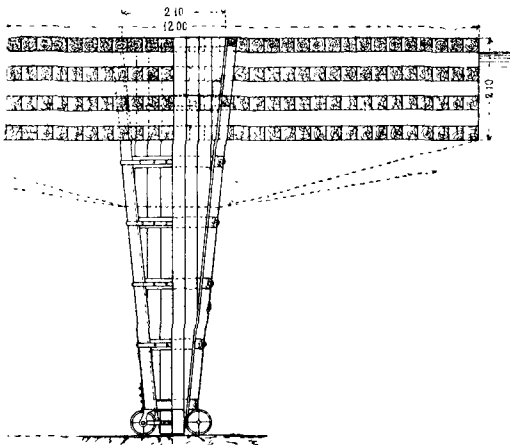


długie ramiona trzymają wielokrążki. Przez przyciąganie i skracanie sznurów podnoszono beczki w górę, i zmniejszono siłę wynurzenia galarów a lejek spuszczano niżej. (Debaue tab. 9).

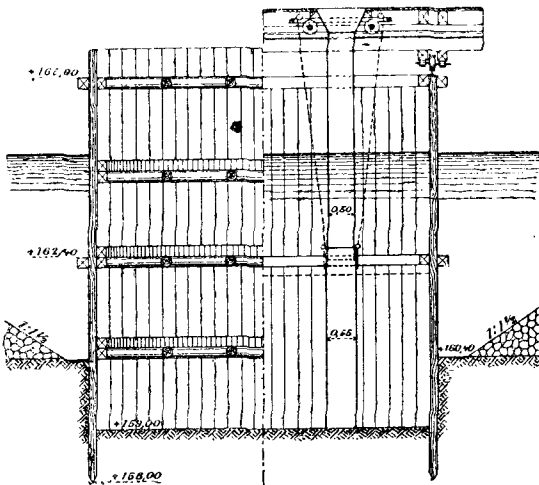
Na rys. 336 lejek zawieszony jest na bardzo ciężkiej tratwie, a poruszany przez drucianą linę bez końca, przeprowadzoną przez dwie windy stojące na brzegach. Urządzenie to używane było w r. 1887 przy budowie portu w Gandawie.

Jeżeli pokład ma być sypany w kilku warstwach, lejek składa się z kilku rozbieranych bębnow, o wysokości równej grubości sypanych warstw; a pożądanym jest, aby te bębny można odejmować nie wypróżniając lejka.

336.



337.



Jeżeli wóz lejka może być ustawiony dosyć wysoko, natenczas można lejek zawiesić na wielokrążkach lub na windach; a następnie podnosić go bez skracania. Zwykle jednak wyniknie stąd strata pracy na podnoszenie betonu, a częściej zastosować można lejek z dwóch rur, teleskopowo zesuwanych, jak to było urządzone na Mozelli pod Longeville (r. 337 ZfB. 1903).

Lejek z blachy walcowanej powinien mieć wewnątrz nity wpuszczane; drewniany zaś lejek powinien być wewnątrz obity blachą dla zmniejszenia tarcia. Pożądanem jest

żeby przekrój lejka był u dołu cokolwiek szerszy niż u góry; w lejku drewnianym bez wewnętrznej powłoki blaszanej, jest to konieczne, aby zapobiedz zaty-



kaniu się lejka. Zbieżność  $\frac{1}{40}$  lub  $\frac{1}{50}$  jest wystarczająca; przy większej zbieżności, górna powierzchnia betonu zbyt szybko opada, co utrudnia utrzymanie stałej wysokości napełnienia.

Przekrój kolisty jest najlepszy, bo stawia najmniejszy opór przesuwaniu się betonu; po nim zasługuje na pierwszeństwo przekrój kwadratowy.

Sypanie betonu powinno postępować bez przerwy, i o ile możliwości z jednakowem napełnieniem lejka wyżej wody; dla tego też jednostajna dostawa betonu powinna być doskonale zabezpieczona; tem więcej, że dzielność robocza lejka, zależy głównie od szybkości dostawy.

Najlepiej gdy sypanie trwa dzień i noc; wszelako są urządzenia lejków, pozwalające przerywać robotę bez szkody dla dobroci betonu; poznamy je w dalszym ciągu.

Przy jednej z mniejszych robót, osiągnięto lejkiem, według ZfB. 1889 s. 515, następujący wynik. W ciągu 24 godzin, pracując dzień i noc, sypano 100 do 160  $m^3$  betonu; przytem 50 robotników i 4 mularzy zajętych było przy ręcznem mieszaniu, a 10 robotników i 3 cieśli przy przewozie betonu motorem parowym od wyciągu do lejka, oraz przy poruszaniu lejka.

Rys. 338 przedstawia lejek urządzony do małej głębokości, używany w Charlottenburgu. Zagłębienie było wąskie, zamknięte palisadami; na palisadach położono kaptury, a po nich wprost biegały kółka unoszące lejek. Sypał on odrazu całą szerokość pokładu, a więc posuwany był tylko w jednym kierunku.

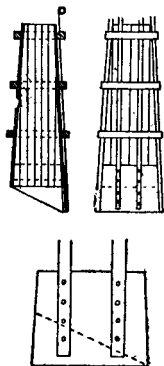
338.



Dla podobnych warunków, urządzenie to jest typowe; jednakże lepiej gdy lejek ma przednią ścianę pionową, albowiem można go wtedy bliżej przysunąć do poprzecznego brzegu fundamentu.

Na rys. 334 lejek jest zastosowany do całej miejscowej głębokości, i poruszany w dwóch kierunkach poziomych; w kierunku zaś pionowym niema ruchu. Dla sypania drugiej warstwy, lejek taki musi być skrócony. Często dodawane bywają u spodu dwa wałki, przeznaczone do wyrównania sypanej warstwy (r. 335, 336). Wałki powiększają jednak opór przy przesuwaniu lejka, i dla tego nie zawsze bywają używane.

339.



Jeżeli lejek jest poziomo ucięty, co przeważnie widzimy w praktyce, sypana skarpa styka się z wodą z dwóch stron. Ukośne ucięcie lejka, które widzimy na rys. 338, zastania skarpę z jednej strony, ale niepozwała na przesuwanie lejka w przeciwnym kierunku; należałoby w tym celu obrócić lejek, co jest zbyt uciążliwe; można zaś to samo osiągnąć lejkiem poziomo uciętym, dodając mu ruchomą nasadę z trzech ścian, ukośnie uciętą (rys. 339), jak zaleca Brennecke. Tę ruchomą nasadę można wygodnie obracać, skoro przekrój lejka jest kwadratowy; a w ten sposób możemy zmieniać kierunek ruchu nie tylko o  $180^\circ$  ale także o  $90^\circ$ . Jeżeli dodane są do lejka wałki, powinny one również być urządzone do wygodnego przestawiania.

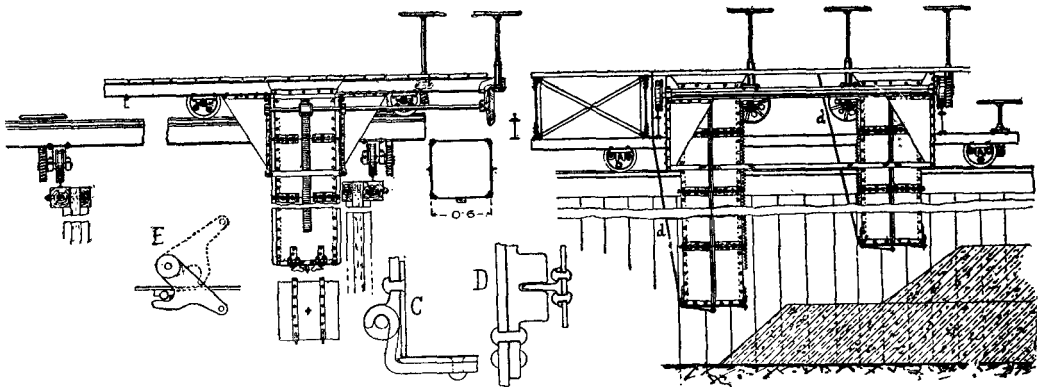
Wskutek ukośnego zakończenia, powstaje jednostronne ciśnienie betonu, które ułatwia nieco przesuwanie lejka.

Napełnianie lejka na początku roboty lub po przerwie, odbywa się najlepiej za pomocą drugiego węższego lejka lub rury żelaznej, z klapą u dołu. Lejek

ten powinien być napełniony betonem nad wodą, i spuszczonej wewnątrz większego lejka. Gdy mały lejek staje na dnie, wtedy otwieramy klapę, i zwoła podnosimy lejek; przytem dosypujemy betonu o tyle, żeby się większy lejek napełnił.

Urządzenie lejka pomysłu inżyniera Hassensteina (DB. 1895) usuwa powyższe trudności, a zarazem ułatwia spuszczenie i skracanie lejka (rys. 340).

340.



Lejek ten z blachy walcowanej, składa się z bębnow 50 i 60 *cm* wysokich, ale ma również zapasowe bębny 20, 30 i 40 *cm* wysokie. Bębny łączone są za pomocą śrub i kątowników; do podnoszenia i spuszczenia lejka służą trzonki i koła zębate, poruszane z końca osi za pomocą ręcznej korby; podobnież ruch wozu wywołują koła stożkowe. Spód lejka trzymają dwa haczyki (rys. *E*), łatwe do odłączenia za pomocą drutów *d*. poruszanych z pomostu. Klapa porusza się w zawiasach otwartych (rys. *C*), z których wypadła skoro obróci się o 180°. Do pionowego kierowania lejka służą kierownice z kątowników (rys. *D*).

Robota zaczyna się od zawieszenia na rusztowaniu dolnego bębna z klapą. Ten zostaje napełniony betonem i spuszczonej o tyle, aby do niego można przyśrubować następny bęben, i również betonem napełnić. W ten sposób przedłuża się lejek stosownie do miejscowej głębokości, poczem klapa zostaje otworzona i usunięta, a zarazem rozpoczyna się sypanie betonu z zupełnym zabezpieczeniem od płukania.

To urządzenie pozwala też na przerywanie roboty.

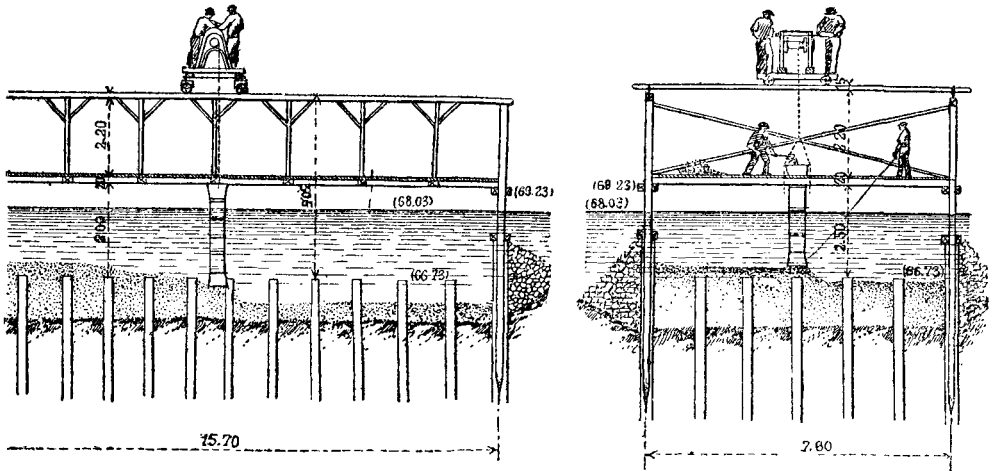
Przy budowie szluzy pod Holtenu, na morskim kanale północno-wschodnim, używano jednocześnie trzech stożkowych lejków blaszanych, składanych z bębnow, których wysokość równa była grubości sypanych warstw. Trzy lejki sypały od razu warstwę na całą szerokość fundamentu; poczem odejmuwanie dolnych bębnow dokonywane było przez nurków. Przy długości największej 11,5 *m*, lejki miały u góry 0,8, u dołu 2,0 *m* średnicy. Stosownie do tego co mówiłem na str. 222, przekonano się że zbieżność ta była zbyt wielka (Wm. s. 111).

Przy fundowaniu bulwarów nowego portu w Strasburgu, używano jednocześnie trzech lejków drewnianych, kolejno o coraz mniejszej długości. Postępowały one za sobą na trzech oddzielnych wozach w odstępnie 4 *m*, i sypały jednocześnie trzy warstwy.

Przykład jednoczesnego sypania dwóch warstw betonu, za pomocą sześciu lejków, podaje Willmann (s. 111 wedł ZfB. 1896 s. 490).

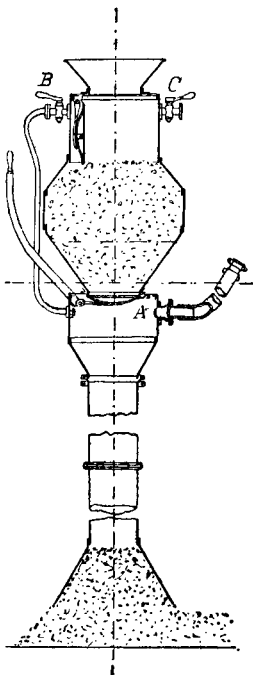
Zamiast kierunku pionowego, możnaby nadać lejcewi położenie pochyłe; a mianowicie zawieszając go w punkcie wysoko położonym, możnaby zmieniać jego nachylenie, i opisywać w ten sposób część powierzchni fundamentu. Wszelako przesuwanie się betonu w lejku jest wtedy niejednostajne, grubość sypanej

341.



warstwy nie może być stała, i splukiwanie zaprawy powiększa się. Takiego postępowania używano przy budowie jednego z mostów na Loarze, dla wypełniania betonem odstępów między palami (An. d. p. ch. 1885 s. 776). Dziennie sypano  $60 m^3$ , pod tym względem wynik był zatem korzystny (rys. 341). Urządzenie takie właściwe być może tylko w szczególnych przypadkach, przy małej głębokości wody, i małym obszarze budowy.

342.



Do wielkich głębokości projektowano lejki działające przy pomocy zgęszczonego powietrza; taki projekt pomysłu Zschokego (z r. 1881) opisuje Brennecke (1887 s. 62). Jest to postępowanie podobne jak praca w dzwonie, o której była już wzmianka w rozdziale o nurkach. Pod dolnym brzegiem dzwona ucieka dużo powietrza, które wzburza wodę i powiększa wypłukiwanie betonu. Brennecke zaleca przeciw temu przedłużenie dzwona u spodu, za pomocą podwójnego lub potrójnego płótna, które tworzyłoby sito; powietrze mogłoby wtedy przechodzić tylko w drobnych cząstkach.

Prostszy jest projekt Jandina (An. d. trav. publ. 1886 s. 1587 i 1608. CBl. 1887 s. 195), polegający na zastosowaniu rury blaszanej u spodu otwartej i lejcowato rozszerzonej, a u góry zamkniętej szluzą powietrzną (rys. 342). Powietrze włączane przy *A* wypycha wodę i rura pływa; długość jej może według autora dochodzić do  $100 m$  (?). Szluzę powietrzną przeznaczoną jest tylko dla betonu; kurek *B* wprowadza scieżnione powietrze do przestrzeni nad betonem, a wtedy górna klapa jest przycięnięta, dolna zaś może być z zewnątrz otworzona i beton spada. Następnie zamykamy kurek *B*, i dolną klapę; otwieramy zaś kurek *C*

ażeby w szluzie powietrznej otrzymać ciśnienie atmosfery; poczem można otworzyć górną klapę, i wrzucić do szluzy nowy ładunek betonu.

Dla bezpieczeństwa przeciw zatkaniu rury, górna jej część nie może być napełniana betonem; beton spada zatem ze znacznej wysokości, co jest szkodliwe dla jednostajności jego mieszaniny, a przystępu do niej niema. Sądzę przeto, że w najlepszym razie, możnaby otrzymać w ten sposób beton miernej dobroci.

Uwagi przytoczone powyżej przy opisywaniu lejków wskazują, że zastosowanie ich jest najkorzystniejsze przy budowach wązkich a długich, gdzie wystarcza ruch lejka w jednym kierunku. Jeżeli zaś oba wymiary budowli są znaczne, i potrzeba ruchu lejka w dwóch kierunkach, natenczas lejki są mniej wygodne niż skrzynie; albowiem przybory potrzebne do nieustannego ruchu lejków, są zawilsze niż te których wymaga spuszczenie skrzyń.

Poruszanie lejka odbywa się zwykle w ten sposób, że u spodu przyczepiamy do niego wielokrążek, a jednocześnie popychamy wózek, podkładając dźwignię pod kółka. Lepiej jednak przyczepić do lejka łańcuch w dwóch punktach i ciągnąć lejek windą przez ruchomy krążek, lub przez wielokrążek.

Trudności dobrego poruszania lejka wzrastają wraz z głębokością wody; natomiast długie i szerokie lejki dobrze działają, bo beton występuje z nich pod znacznym ciśnieniem, i ściśle się usypuje; nadto nie zesuwa się po sypanej skarpie, lecz wypycha ją przed sobą. Śmietanę i muł cementowy wypychany przytem na zewnątrz, należy starannie usuwać pompą.

Ażeby wypłukiwanie betonu było jak najmniejsze, powinien przekrój sypanego pasa betonu być o ile możności zbliżony do dolnego poziomego przekroju lejka, a mianowicie tak co do powierzchni jako i kształtu.

Słyszeć można zarzut, że lejki dają mniej ściśły beton niż skrzynie; jednakże przez zachowanie wskazanych powyżej ostrożności, można ściśłość pokładu znacznie powiększyć, a nie ulega wątpliwości że wypłukiwanie zaprawy i cementu, jest mniejsze przy użyciu lejków niż skrzyń. Zważywszy wszystko, i w tych przypadkach gdzie chodzi o jak najlepszy beton, daję pierwszeństwo lejkom.

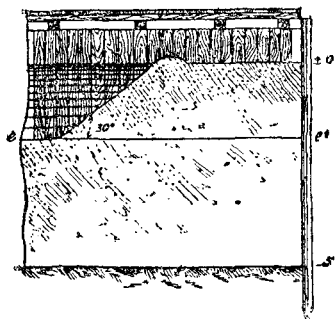
Skoro pokład betonu ma być odrazu usypany w całej grubości, należy go sypać pasami poprzecznymi, bo te są krótsze, i spodziewać się można lepszego związania, niżby to było możliwe w kierunku podłużnym. Jeżeli zaś potrzeba kilku warstw, można je sypać naprzemian z pasów poprzecznych i podłużnych, o ile fundament nie jest bardzo długi w stosunku do szerokości. W przeciwnym razie, można sypać samemi pasami poprzecznymi; bacząc jednak żeby brzegi pasów w kolejnych warstwach nie przypadły w tych samych płaszczyznach. Inne uwagi co do ułożenia pasów, znajdziemy w rozdziale o fundowaniu na betonie (l. 26).

**e.** Szczególne sposoby sypania i wykonania betonu. Skoro przestrzeń którą mamy wypełnić betonem, przedstawia wążki pas zamknięty palisadami, a głębokość wody nie wynosi więcej nad 2 lub 3 metry, natenczas możliwy jest następujący sposób sypania, który zaleca Brennecke; mianowicie do grodzy betonowych.

Z końca fundamentu (rys. 343), zaczynamy sypać małym lejkiem o tyle tylko, żeby na długości paru metrów powierzchnia betonu ukazała się nad wodą. Beton tworzy wtedy od strony pustego jeszcze fundamentu skarpe naturalną,

której kąt wynosi około  $30^{\circ}$ . Od tej chwili, można dosypywać betonu z góry skrzyniami ręcznymi, utrzymując brzeg nasypu wyżej wody. Każda wyrzucona objętość popycha przed sobą poprzednie, przez co na całej szerokości fundamentu, skarpa posuwa się naprzód, i od razu otrzymujemy całą grubość pokładu, bez pomocy osobnych do tego przyrządów. Potrzeba jednak wielkiej ostrożności, i beton będzie tem gorszy im wyższa skarpa, czyli im grubszy pokład.

343.



Przy budowie jazu na rzece Eger pod Karlsbadem, sypano beton również bez pomocy lejka, korzystając z ciasnej przestrzeni ograniczonej palisadami, jak przedstawia rys. 344. (ÖW. 1882 s. 179).

Odrębny sposób tworzenia betonu pod wodą, wprowadził angielski inżynier Kinipple; sposób ten ma zastąpić betonowanie podwodne. Czysty szaber lub żwir, ma być sypany pod wodą cienkimi warstwami. Na każdej warstwie ustawia się pionową rurę, przez którą pod wysokim ciśnieniem włacza się do szabru gęsto zarobiony cement bez piasku. Jednocześnie przesuwają się rury w położeniu pionowym, co wykonywa nurek od ręki. Dokładniejszy opis znajduje się w DB. 1894 s. 349, i w angielskim źródle tam wymienionem.

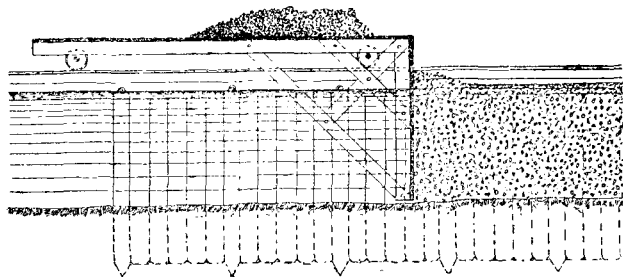
Według pojęcia wynalazcy, mamy w tem postępowaniu środek zapobiegający wypłukaniu cementu; wszelako skuteczność tego sposobu jest co najmniej wątpliwa, albowiem cement, rozpraszając się w drobnych otworach i wypychając z nich wodę, daleko więcej styka się z wodą niż przy zastosowaniu lejka lub skrzyni. Przytem niema żadnej pewności, że miejsca puste zostały całkowicie cementem wypełnione, i o dobroci otrzymanego betonu, niemamy nawet przybliżonego pojęcia. Postępowanie powyższe może być zatem w najlepszym razie do-

zwolone jako ostateczność, mianowicie przy budowie wielkich tam portowych, gdzie nie chodzi o wytrzymałość betonu, a wielka głębokość i niespokojna woda, stawiają zbyt wielkie trudności zastosowaniu skrzyń lub lejków.

Tożsamo powiedzieć można o postępowaniu według Neukircha, który zaleca właczać suchy cement w wilgotny pokład żwiru; przez co pokład ten, zamieniać się ma w beton. Sposobu tego używano na próbę przy robotach portowych miasta Bremy, i próba się powiodła. Później używano podobnej metody w Ameryce i w Helsingfors. Rysunki urządzenia podaje CBI. 1889 s. 338, oraz An. d. P. et Chaus 1895 I s. 108. Liczne źródła podaje Willmann s. 23/4.

Bloki betonowe. Bloki mogą być wykonywane na miejscu przeznaczenia, lub na innem, i z tego przewożone do budowy. W pierwszym razie, o ile robota odbywa się na sucho, beton może być ubijany. Pośredni rodzaj postępowania, stanowi wykonanie bloków na pomoście pływającym, z którego bloki mogą być wprost zatapiające.

344.



zwolone jako ostateczność, mianowicie przy budowie wielkich tam portowych, gdzie nie chodzi o wytrzymałość betonu, a wielka głębokość i niespokojna woda, stawiają zbyt wielkie trudności zastosowaniu skrzyń lub lejków.

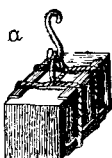
Tożsamo powiedzieć można o postępowaniu według Neukircha, który zaleca właczać suchy cement w wilgotny pokład żwiru; przez co pokład ten, zamieniać się ma w beton. Sposobu tego używano na próbę przy robotach portowych miasta Bremy, i próba się powiodła. Później używano podobnej metody w Ameryce i w Helsingfors. Rysunki urządzenia podaje CBI. 1889 s. 338, oraz An. d. P. et Chaus 1895 I s. 108. Liczne źródła podaje Willmann s. 23/4.

Bloki betonowe. Bloki mogą być wykonywane na miejscu przeznaczenia, lub na innem, i z tego przewożone do budowy. W pierwszym razie, o ile robota odbywa się na sucho, beton może być ubijany. Pośredni rodzaj postępowania, stanowi wykonanie bloków na pomoście pływającym, z którego bloki mogą być wprost zatapiające.

W miejscach zastłoniętych od fal i prądu, wykonywano olbrzymie bloki puste, pływające; w tym stanie prowadzono je na miejsce i zatapiało przez wypełnienie betonem. Przykłady takiego wykonania są jednak wyjątkami, bo trudno o sprzyjające dla niego warunki. Nautische Rundschau 1899 s. 134 podaje, że w porcie Heyster, na budowę tamy burzowej (Wellenbrecher) używano bloków o wymiarach  $25 \times 9 \times 7,5$  a więc ciężaru 2500 do 3000 *m*, wykonanych w powyższy sposób.

Przyrządy do stawiania bloków. Małe bloki najlepiej okręcić liną, okładając krawędzie deszczułkami (rys. 345). Okręcanie bloków łańcuchem nie jest właściwe, bo na wypukłościach ogni łańcucha powstają ciśnienia skupione, a przez niedokładne ustawienie ogni, prawie nieuniknione, zachodzą wstrząśnienia. Jedne i drugie są niebezpieczne dla całości bloka.

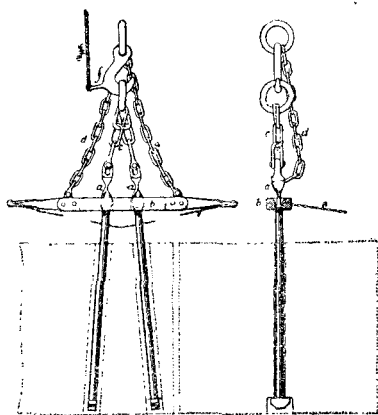
345.



Rys. 346 przedstawia prosty przyrząd do zawieszania bloków na łańcuchu, używany w Ajmeujden. Przez owalne otwory wykonane podczas formowania bloka, przesunięte są pręty żelazne. Te mają u góry uszy do założenia łańcucha, a u dołu główki, ukryte w gniazdach, gdzie podłożone być mogą płytki żelazne. Główki są podługowate, i przechodzą przez owalne otwory; wskutek tego po ustawieniu bloka, można pręty wyciągnąć obróciwszy je o  $90^\circ$ .

Ten ruch odbywa się samoczynnie za pomocą sztab poziomych *b*. Pręty bowiem są u góry płaskie i śrubowo skręcone; skoro więc za pomocą wychwyty *f* odczepimy łańcuchy *c*, a pociągniemy *d*, sztaby *b* obracają pręty przymusowo.

346.



Łańcuch lub sznur *e*, służy do małych ruchów poziomych dla dokładnego ustawienia bloka.

Powyższy sposób zawieszenia jest zarazem próbą wytrzymałości bloka na zderzenie; a także wytrzymałości na złamanie, jeżeli długość bloka jest znacznie większa od innych jego wymiarów.

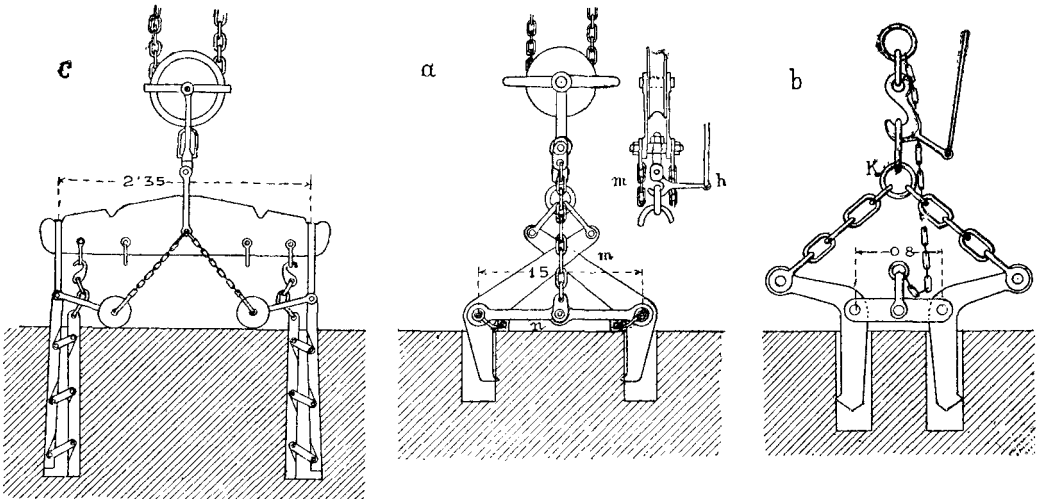
Do wielkich bloków potrzeba szponów albo wilków (n. *Wolf*), których odmiany są bardzo liczne. Są to przyrządy podobne do tych których używamy do podnoszenia ciosów. Tam wilki są mniej właściwe, ponieważ wykucie gniazda jest kosztowne, a wskutek tego powierzchnie zetknięcia żelaza z twardym ciosem, mogą być bardzo małe. Przy blokach zaś których ciężary bywają daleko większe, a twardość mniejsza, łatwo też formować wielkie gniazda. Natomiast nie są przydatne do bloków wszelkie kleszcze, które chwytają bryłę za jej zewnętrzne ściany; nie pozwalają bowiem na ciasne ustawianie bloków obok siebie.

Umieszczone obok rysunki, (r. 347) przedstawiają trzy odmiany tych przyrządów najwięcej rozpowszechnione. Widzimy z nich że szpony trzymają blok przez tarcie, albo przez zacięcie zębami. Wymiary rysunku *a* odnoszą się do okazu, który podnosił bloki obejmujące 10 *m*<sup>3</sup>. Do odczepiania przyrządu służy dźwignia *h*; przez pociągnięcie sznurka przywiązanego do niej, zrzucony zostaje pierścień założony na haku, a następnie przy podnoszeniu, szpony wiszą na łańcuchu wyciągowym i na sztabie *n*.

Na tej samej zasadzie zbudowane ale prostsze, są szpony przedstawione na rys. *b*. Działanie ich zrozumiałe jest z rysunku bez objaśnienia. Brennecke zarzuca temu przyrządowi i innym do niego podobnym, że wywołują w bloku siły ciągnące; lepiej gdy przyrząd wywiera tylko ciśnienia. Uwaga jest słuszna, w niektórych jednak przypadkach, wywołanie sił ciągnących może być pożądane, ponieważ stanowi próbę wytrzymałości bloka na ciągnięcie.

Rys. *c* przedstawia wilka systemu Mathew; każdy szpon składa się z dwóch części, połączonych ramionkami na zawiasach. Części zewnętrzne są zawieszane za pomocą uszów na belce *b* i na łańcuchu, a wskutek działania ciężaru bloka, szpony są zaciśnięte w gniazdach. Uszy trzymane są w położeniu pionowym przez dwa ciężary, z którymi tworzą kąt stały. Skoro blok jest dobrze ustawiony, natenczas opuszczony zostaje łańcuch *a* o tyle, żeby uszy nie opierały się na krawędziach belki, a za pomocą osobnej linki podnieść należy ciężary,

347.



i odchylić uszy na bok. Wtedy przy ponownym pociągnięciu łańcucha *a* zaczynają działać luźno dotąd zwieszane łańcuchy wewnętrzne, i szpony wychodzą z gniazd.

Porównanie bloków i betonu sypanego pod wodą. Betony sypane, właściwe są w wodzie stojącej na czystym i dosyć twardym pokładzie, a więc bez namułu. Zastosowanie zaś bloków jest ważne tam, gdzie zachodzą trudne warunki dla sypania betonu pod wodą; a więc na wielkich głębokościach, gdy nie podobna zasłonić się od prądu, i gdy na dnie znajduje się namuł.

Usunięcie warstwy namułu jest konieczne przed rzuceniem betonu, ale zarazem kosztowne; często prawie niemożliwe. Gdy zatem warstwa namułu jest gruba, wtedy zamiast betonu właściwszy jest narzut kamienny, a na nim bloki, które służą mu za osłonę w obec prądu; mogą bowiem mieć dowolnie wielkie wymiary.

Ilekoć przewidujemy że w betonie sypanym mogą powstać szpary, wtedy bloki zasługują na pierwszeństwo; bo szpary pomiędzy nimi mają położenie z góry określone, a przeciw ich złym skutkom umiemy się zabezpieczyć.

Dla tego też największą wartość mają bloki przy budowlach morskich, gdzie wielkie bryły są głównym środkiem przeciw uderzeniu fal, i gdzie w obec wielkich rozmiarów budowli, opłaca się zastosowanie silnych maszyn.

W takich warunkach, bloki pozwalają na największą oszczędność cementu; bo wewnątrz mogą być wykonane ze słabszego betonu, a najlepszy materiał pozwalają ograniczyć tylko do zewnętrznej skorupy, od której wymagamy większej wytrzymałości. Taką oszczędność bardzo trudno byłoby zachować przy sypaniu betonu pod wodą.

Szybkość roboty jest przy sypaniu betonu mniejsza niż przy blokach, nawet rachując w to czas potrzebny na ich wykonanie. Zwykle jednak czas ten odpada z porównania, albowiem formowanie bloków jest prawie niezależne od pogody i pory roku; sypanie zaś betonu bardzo od nich zależy. Nadto bywa ono wstrzymywane przez najmniejszą niejednostajność w wyrabianiu betonu, co przy blokach miejsca niema.

Wreszcie, bloki nabywają większą część swej wytrzymałości nim zostaną zatopione; przez to dają pewność dobrej roboty, której kontrola jest przy sypaniu betonu pod wodą bardzo trudna, a nawet przy pomocy nurków nie dokładna.

Natomiast narzut kamienny oraz beton sypany, mają tę wyższość nad blokami, że zgadzają się z nierównościami terenu; nadto beton przecina prądy i chroni od podmycia, czego bloki w tym stopniu dać niemogą.

**g.** Beton w workach z tkaniny przepuszczalnej, zatapiający i układany być może warstwami. Przedziały między workami należy starannie wiązać, jak szwy dobrego muru. Beton zarabiać należy o ile możliwości sucho, a jeżeli worki są zanadto przepuszczalne, można wstrzymać zatapianie ich aż do chwili, gdy beton zaczyna wiązać. Worki powinny być trochę niepełne, żeby nie pękały przy spłaszczeniu; płaski bowiem przekrój wymaga większego obwodu niż przekrój kolisty tej samej powierzchni. Małe worki mogą mieć wszelkie żądane wymiary, ale zatapiano już przy budowie tamy portowej w Bilbao worki obejmujące  $7,6 m^3$  (An. d. p. et ch. 1898 I s. 448); worki do 50 t przy podobnej budowie we Fräserburgu, i do 100 t w Newhaven (Strukel s. 66).

W Bilbao wykonywano worki w skrzyniach drewnianych; płótno było ułożone według scian skrzyni, potem napełniano je betonem, a wreszcie zeszywano. Wspomniane sprawozdanie nie mówi jednak nic o sposobach poruszania tak wielkich worków, i nie opisuje ostrożności które zachowywano niewątpliwie, żeby tkanina („Canvas“ według An. d. p. et ch.) nie pękała.

Warstwy worków sięgają zwykle stanu małej wody; na nich zaś leżą ciosy, bloki lub luźny beton. Pod obciążeniem, zaprawa cementowa przenika płótno, i spaja worki w jedną całość; przytem kształtują się worki bardzo dobrze według nierówności terenu, mianowicie na skałach.

### 13. Wybór przyrządów i ceny siły roboczej.

(Według Brenneckeego).

O ile nie jesteśmy niczem krępowani przy wyborze przyrządów, należy dawać pierwszeństwo ustrojom najprostszym, a trwałym. Te własności mają tem większą wartość, im dalej leży budowa od miasta lub zakładu fabrycznego



**Koszta pracy na 1 konia maszynowego i godzinę w koronach, wraz z oprocentowaniem  
i umorzeniem kapitału według Brenneckeego . . .**

L. P.	Wielkość motoru w kon. masz.	$\frac{1}{4}$		$\frac{1}{2}$		1		2		3		4		6	
		10	5	10	5	10	5	10	5	10	5	10	5	10	5
1.	Motor gazowy licząc 1 m <sup>3</sup> gazu po 14,4 gr.	0,58	0,79	0,41	0,58	0,28	0,37	0,23	0,29	0,20	0,25	0,19	0,24	0,18	0,23
	Gaz oddzielnie . .	0,29		0,20		0,14		0,14		0,13		0,13		0,13	
2.	Motor wodny licząc 1 m <sup>3</sup> wody po 14,4 gr.	1,06	1,21	0,98	1,08	0,91	0,98	0,86	0,90	—	—	—	—	—	—
	Woda oddzielnie . .	0,86		0,86		0,84		0,80		—		—		—	
3.	Motor elektryczny li- cząc 1 Amp. przy 110 V. po 9,6 gr. . .	1,31	1,44	1,06	1,14	0,97	1,02	0,91	0,95	0,86	0,90	—	—	—	—
	Prąd oddzielnie . .	1,15		0,96		0,91		0,86		0,83		—		—	
4.	Małe motory parowe przy cenie za 100 kg 1,5 kor. . . . .	—	—	—	—	0,29	0,42	0,20	0,29	0,17	0,24	0,14	0,20	0,13	0,18
	1,8 „ . . . . .	—	—	—	—	0,31	0,44	0,22	0,31	0,19	0,26	0,16	0,23	0,14	0,20
	2,4 „ . . . . .	—	—	—	—	0,25	0,49	0,25	0,35	0,22	0,30	0,19	0,29	0,17	0,23

w którym możnaby przyrząd naprawić. Mianowicie przy budowach we własnym zarządzie pamiętać należy, że zapewne trudno będzie o wprawnego robotnika; że trzeba go raczej samemu przyuczyć, a nauka zajmie tem więcej czasu im trudniejsza obsługa przyrządu.

Z tego powodu proste przyrządy które nie łatwo się psują, a które potrafi naprawić każdy cieśla lub kowal na polowej kuźni, dadzą często lepsze wyniki niż przyrządy udoskonalone, które psują się w niezgrabnych rękach i wstrzymują bieg całej budowy. Takimi przyrządami łatwiej może pracować przedsiębiorca, który przechodząc bez przerwy z jednej budowy do drugiej, posiada zarazem specjalnie przyuczonego robotnika.

Gdy chodzi o wybór motoru, przyjąć można przy ogólnej ocenie, że na jednego konia maszynowego i godzinę, kosztuje:

Praca ludzi . . . . .	2,40 korony i wyżej
Praca konia w kieracie . . . . .	54 groszy „
100-konny motor parowy . . . . .	9 „ „
2-konny motor parowy . . . . .	53 „ „
2-konny motor gazowy . . . . .	32 „ „

Tabela na str. 230 wyjęta z Brenneckiego *Ergänzungen*, daje porównanie małych motorów.

Nowsze motory benzynowe i naftowe są wygodniejsze przy budowie od parowych; mianowicie gdy praca ma trwać krótko, lub często musi być przerywana. Na 1 konia masz. i godzinę, zużywają małe motory 0,6 kg, a wielkie około 0,5 kg ropy. Są one mniej korzystne, jeżeli wielkość żądanej pracy jest bardzo zmienna; w takich razach pierwsze miejsce zajmuje elektryczność. Tożsamo odnosi się do przesyłki siły na wielkie odległości. Wielkie zakłady elektryczne dają siłę elektryczną znacznie taniej niż podaje tabela.

Dalsze szczegóły zawierają: *Osthoff Kostenberechnungen f. Bau-Ingenieure* Leipzig 1896, Skotnicki *Koszta wytwarzania energii mechanicznej* Warszawa 1902.



## II. BADANIE GRUNTU POD FUNDAMENT.

---

Dla wyjaśnienia w jaki sposób ma być fundowana zamierzona budowla, potrzebne są pewne badania, które powinny dać nam pojęcie o ustroju i wytrzymałości danego pokładu, a zarazem ułatwić rozpoznanie trudności jakie pokonać wypadnie, mianowicie przy fundowaniu w obec wody.

Te same badania, lecz w obszerniejszych rozmiarach, wykonywane bywają także dla robót ziemnych; opiszemy więc tutaj tylko to, co może być potrzebne przed wykonaniem fundamentu.

### 14. Własności budowlane pokładów.

a. Skała w pokładzie przynajmniej 3 m grubym, a warstwowana w przybliżeniu poziomo, jest w ogóle dobrym fundamentem. Pochyłe warstwy są również przydatne, jeżeli mają spadek odwrotny od spadku stoku; natomiast warstwy równoległe do stoku, należy szczegółowo badać.

Cienkie warstwy skały spoczywające na warstwach miększych, piasku, iltu i t. p. przesyconych wodą, usuwają się nawet przy słabym obciążeniu. Zauważono usuwanie się takich pokładów nawet przy bardzo małych nachyleniach, nie przekraczających 4%. Wskazówką takich stosunków są szpary w pokładzie skały.

Tak więc dopiero po poznaniu miejscowych warunków, można orzec czy fundowanie na danym pokładzie skały jest bezpieczne; przytem twardość skały ma znaczenie drugorzędne, bo zwykle nawet mała twardość nie może być uzyskana, z powodu mniejszej wytrzymałości materiałów budowlanych.

Szczególnych ostrożności wymaga bliskość kopalni; należy w takim razie zbadać, czy kopalnia nie wywołuje ruchu pokładów lub pęknięcia ich przez wodę spływającą do podkopów (l. 21.).

Opieranie fundamentu wprost na pokładzie soli kuchennej, jest niebezpieczne. Sól jest przeważnie wystawiona na dopływ wody, bądź to w warunkach naturalnych, bądź też wskutek wykonania budowli. Rozpuszczanie się soli w wodzie słodkiej, nawet bardzo powolne, jest z czasem przyczyną usuwania się fundamentu; konieczne jest zatem zupełne zabezpieczenie soli od dopływu wody słodkiej.

**b.** Żwir w pokładach naturalnych zbitych, przynajmniej 3 *m* grubych, a leżących przynajmniej 2 *m* pod powierzchnią ziemi, jest dobrym fundamentem. Żwiry takie znajdujemy w większych głębokościach tak w korytach rzek, jako i zdala od nich. Były one osadzone z wody, i przechodzą stopniowo w zlepienie mające wytrzymałość skał.

Żwir wodą nasycony nie jest mniej wytrzymały od suchego. Opiera się działaniu lekkiego prądu, ale w ogóle fundament taki wymaga osłony palisadą od prądu wody.

Fundament na zbitym żwirze nie osiada się; na mniej twardym osiadanie się budowy trwa krótko i jest nieznaczne; tem mniejsze, im mniej glinki lub mułu znajduje się między ziarnkami żwiru.

Pompowanie wody podczas wykonania fundamentu, może być szkodliwe dla wytrzymałości żwiru, bo wywołuje prąd z dołu do góry, który wzrusza drobniejszy żwir.

**c.** Piasek zbity, z wody osadzony, jest dobrym fundamentem, nawet dla ciężkich budowli; bez względu na to czy jest suchy, czy wilgotny; a tem jest wytrzymalszy im grubsze ma ziarnka. Osiadanie fundamentu jest nieznaczne i trwa krótko, kończy się zwykle już podczas budowy. Fundament na piasku nie może być jednak wystawiony na prąd wody, bo ten podmywa go natychmiast. Również zmiany stanu wody są dla takich fundamentów szkodliwe, bo wywołują ponowne osiadanie.

Fundowanie mostów nad rzekami na pokładach piasku jest dziś powszechnie uznane za wadliwe. Każdy niemal most wywołuje podczas wielkiej wody spiętrzenie. Wynikające ztąd ciśnienie udziela się w głąb piasku, i może wywoływać prądy; mianowicie w miejscach próżnych, utworzonych podczas budowy na obwodzie fundamentu. Prądy takie są wprawdzie tak słabe, że porywają za ledwie oddzielne ziarnka piasku; ale w ciągu długiego szeregu lat, pomimo, że fundament otoczony jest palisadą, mogą wypłukać pod nim głębokie jamy. Z takich przyczyn popękały filary mostów, które stały po 20 lat i dłużej; przy badaniu fundamentów, znaleziono owe jamy wewnątrz palisad. Podobnież znaleziono wielkie jamy pod fundamentem przyczółka mostu Świętego Ludwika w Paryżu, który zawalił się w r. 1888, po sześciu wiekach istnienia. Most ten był bardzo ciasny, bo wezbrania Sekwany są obecnie  $2\frac{1}{2}$  razy wyższe niż za czasów budowy tego mostu.

Podobne zmiany zaszły również na innych rzekach, choć w mniejszym stopniu. Dla tego też mosty budowane w nowszych czasach, mają znacznie większe otwory niż mosty stare; a zarazem mają głębokie fundamenty, sięgające pokładów o wielkiej wytrzymałości.

Stara reguła która mówiła, że most na rzece należy fundować tak głęboko jak najgłębsza wyrwa, jaką znaleźć można w rzece w okolicy mostu, utraciła już dawno wszelką wartość.

Między ziarnkami suchego piasku, objawia się wielkie tarcie; kąt tarcia mierzony na suchej skarpie nasypu, wynosi prawie 40°. Skoro w dniu naczynia wypełnionego suchym piaskiem lekko ubitym, zrobimy otwór 5 do 10 *mm* szeroki, to wysypuje się tylko mała objętość; reszta zasklepia się i ruch ustaje. Gdy piasek jest wilgotny, działa oprócz tarcia powiększone przyleganie ziarenek między sobą, i można otwór powiększyć do kilku centymetrów. Tę własność, w połączeniu ze sprężystością, wyzyskujemy przy fundowaniu na nasypie piasku.

Wiadomo powszechnie jak twardy jest piasek na odsypiskach rzek i na wybrzeżach morza po odpływie. Chodząc po nim, nie widzimy śladów stopy. Piasek przybrał tak ściśły układ w przystępie wody, która nie tylko odpływała po powierzchni, ale opadała także wewnątrz piasku. Podobnie powiększa się twardość pokładu piasku, gdy go zlewamy wodą, o ile ma ona swobodny odpływ pod pokładem; tworzy się zatem w piasku prąd z góry na dół, i niema między ziarnkami nadmiaru wody.

Gdy jednak odpływu niema, i zbiera się w piasku objętość wody większa od objętości miejsc pustych, natenczas pokład staje się bardzo miękki i grząski. Dopóki ziarnka są mniej więcej równe i niezbyt drobne, utrzymuje on skarpe  $\frac{1}{5}$  do  $\frac{1}{8}$ ; a mianowicie tem stromszą, im grubsze są ziarnka. W takich warunkach jeżeli sztuczne osuszenie pokładu jest możliwe, możemy być pewni, że działać ono będzie szybko i skutecznie.

Skoro jednak oprócz ziarn grubszych, zawiera piasek pewną ilość ziarek mikroskopijnych mniejszych od  $0,04 \text{ mm}$ , staje się podobnym do cieczy; nie wytrzymuje żadnej skarpy, lecz rozplywa się prawie do powierzchni poziomej. Taki piasek nazywać będę piaskiem płynnym\*) (n. *Triebsand*, fr. *sable bouland*).

Według badań Cassa i innych (An. belg. 1903 s. 453) ziarnka mikroskopijne mogą pływać, albowiem opór wody podczas opadania ich, pokonywa zupełnie działanie ciężaru. Wytłumaczyć to można w ten sposób, że w szeregu ziarek coraz mniejszych, ciężar zmniejsza się w stosunku sześciannu, a powierzchnia ziarek, a więc i opór wody zmniejsza się w stosunku kwadratu ze średniego wymiaru. Opór jest zatem w stosunku do ciężaru coraz większy w powyższym szeregu; a jeżeli przytem kształty ziarek nie są kuliste lecz wybitnie płaskie, a gęstość materji mała, to przy najmniejszym, zaledwie dostrzegalnym ruchu wody, ziarnka mikroskopijne unoszą się w wodzie. Ztąd wynika, że nie dopuszczają one zetknięcia między ziarnkami grubszymi, i ułatwiają porywanie ich przez wodę. Dlatego to, całość piasku przybiera w przybliżeniu własności cieczy. Osuszenie piasku płynnego jest o tyle trudne, że postępuje powoli, bo ruch wody napotyka wielki opór. Przykład znajduje się pod l. 23, przy opisie osuszenia zagłębła w Charlottenburgu.

Piasek płynny trafia się w naturze, i znamy go jako piasek grząski, gdy pod nim leży pokład nieprzepuszczalny. Również piasek zbity zamienić się może na grząski, skoro wywołamy w nim wznoszący się prąd wody; mianowicie przez pompowanie jej wewnątrz zagłębła. Taki piasek staje się naturalnie na fundament nie przydatny, ale można mu przywrócić lepszy stan skupienia, pompując wodę do zagłębła, i utrzymując ją bodaj przez kilka godzin przynajmniej o metr wyżej, od sąsiedniego stanu wody podziemnej. Następnie zaś trzeba wykonać roboty fundacyjne sposobami podwodnemi; a więc bez pompowania wody.

Jeżeli zaś potrzebna jest w wykonaniu robót tak wielka dokładność, jakiej nie podobna otrzymać pracując pod wodą, wówczas przestrzeń przeznaczoną na zagłębło fundamentu, osuszyć trzeba na czas wykonania robót, a mianowicie przed rozpoczęciem wykopu, przez niżenie stanu wody podziemnej. O tem mówić będziemy pod l. 23.

Nawet wskutek chwilowego osuszenia, ziarnka ułożą się tak ciasno jak w piasku zbitym, i pozostaną w tem położeniu pod ciężarem budowli, o ile ob-

\*) Niekiedy słyszeć można śmieszłą nazwę „Kurzawka“.

ciężenie jednostkowe nie przekroczy granicy określonej wytrzymałością pokładu. Przywrócenie zaś naturalnego stanu wody po ukończeniu robót, nie może wywołać żadnych ruchów piasku z powodu obciążenia budowla.

We wspomnianej rozprawie podaje Casse (s. 498), że liczne budowle w ten sposób fundowane w Brukselli i Antwerpii, utrzymują się w doskonałej równowadze. Zapewne znajdują się one zdaleka od wszelkich prądów. Lepiej jednak użyć takiego postępowania do przecięcia pokładu piasku płynnego, i postawienia fundamentu na pokładzie gruboziarnistym, głębiej leżącym i wytrzymałym.

**d. Ił i glina.** Są to materiały nieprzepuszczalne; i tem są gorszymi fundamentami, im więcej zawierają wilgoci; suche natomiast posiadają nieraz wielką wytrzymałość. Gdy suchy pokład gliny jest przynajmniej 3 lub 4 *m* gruby, może być obciążony ciężarem do 5 *kg* na 1 *cm*<sup>2</sup>; ale w większych głębokościach posuwano się już do 8 *kg* na 1 *cm*<sup>2</sup>. Filar mostu na East-River w Nowym-Yorku, wywiera ciśnienia 7,1 *kg*, a filar główny mostu na Forth przy prawym brzegu, ciśnie nawet przeszło po 18 *kg* na 1 *cm*<sup>2</sup> swego fundamentu, który leży 21 do 27 *m* pod poziomem wielkiej wody (AB. 1890).

Przy małej zawartości wody, a grubości pokładu 3 lub 4 *m*, można obciążyć ił lub glinę ciężarem od 1 do 1,5 *kg/cm*<sup>2</sup>, obok zastosowania wszelkich możliwych środków, w celu jednostajnego rozłożenia ciężaru na podstawę fundamentu. Osuszenie fundamentu — jeżeli jest możliwe, będzie bardzo korzystne, ale działa powoli. Osuszona glina osiada się, kurczy i pęka. W miarę potrzeby, należy zatem zasłonić ją od wpływu powietrza dobrym nasypem, przynajmniej na 1 *m* grubo.

Jakkolwiek prąd nie podmywa gliny, tak jak podmywa piasek, jednakże w sąsiedztwie z wodą, należy zasłonić taki fundament przeciw rozmiękczeniu.

Na ujemne własności gliny wpływa korzystnie przymieszka piasku; ale im więcej piasku zawiera ona, tem więcej chronić ją trzeba od podmycia przez prąd wody.

Mokra i miękka glina jest podobną do cieczy. Ciśnienie udziela się w niej we wszystkich kierunkach; obciążona w jednym miejscu podnosi się w drugim. Po chwilowym spokoju widziano już podnoszenie rusztów wraz z palami. Przez krótki czas wytrzymuje silne obciążenie, a po upływie dłuższego czasu zapada się, i to nawet pod znacznie mniejszym ciężarem, bo chwilowe naprężenie cząstek znika powoli. Z tego powodu pale mocno white, które wcale już nie postępowaly pod kafarem, dają się znowu znacznie pobijać po krótkim spoczynku. Ta własność znacznie osłabia korzyści z szybkich uderzeń kafarów parowych. Budowle fundowane w powyższych warunkach, osiadają się bardzo długo, nieraz w ciągu szeregu wieków, i pomimo sposobu fundowania pozornie bardzo trwałego. Katedra Św. Marka w Wenecyi, budowana od IX. do XV. wieku, osiada się dotychczas (patrz l. 30.).

**e. Pokłady zmienne.** Przy zmiennym ustroju pokładów i na terenie pochylonym, wielki wpływ na stateczność fundamentu ma względna przepuszczalność pokładów. Skoro pokład przepuszczalny spoczywa na mniej przepuszczalnym, natenczas na powierzchni dolnego pokładu, mianowicie iłu, zatrzymuje się woda i czyni ją ślizgą; wierzchni pokład usuwa się wówczas, skoro tylko naturalne warunki równowagi zostaną w czemkolwiek zmienione; mianowicie przez

zacięcie lub obciążenie pokładu, lub przez spiętrzenie odpływu wody. Takie usuwanie się pokładów stwierdzono już przy pochyleniach nie większych jak 7<sup>0</sup>/<sub>10</sub>. W takich warunkach należy bezwarunkowo przeciąć pokład przepuszczalny, o ile tylko grubość jego nie jest zbyt wielka, i fundować na pokładzie nieprzepuszczalnym, wcinając się w niego w miarę potrzeby. Jeżeli nadto możliwe jest osuszenie, i odwrócenie wody z góry napływającej, nie należy go nigdy zaniedbywać.

Nawet przy poziomem warstwowaniu, przecięcie pokładu żwiru spoczywającego na pokładzie gliny, iltu lub skały, może być koniecznym, jeżeli znajdujemy się wobec wody płynącej. Natomiast w stojącej wodzie może być ta warstwa uznana za dosyć wytrzymałą, podobnie jak w położeniu suchem.

Gdy glina lub ilt leży z wierzchu, a pod niemi żwir lub piasek, natenczas pomimo fundowania w znaczniejszej głębokości, ale w sąsiedztwie prądu wody, nie należy usuwać wierzchniej warstwy przez wykonanie szerokiego wykopu, lecz owszem doprowadzić ją trzeba ze wszech stron do zetknięcia ze ścianami fundamentu; albowiem jako nieprzepuszczalna, jest ona silnym zabezpieczeniem od podmycia.

**f.** Nasypy mogą być użyte pod fundament tylko w warunkach szczególnie korzystnych, i dla budowli tymczasowych, lub małej wartości. Przedewszystkiem musi to być nasyp stary, który przez szereg lat nie okazał żadnych ruchów, i ma podstawę dobrze osuszoną. Obciążenie ograniczyć należy na 1,0 do 1,5  $kg/cm^2$ .

Następujące ciężary jednostkowe różnych materyałów podaje Schmol v. Eisenwerth (DJV. 1877):

	waży na 1 $m^3$
Piasek wilgotny w nasypie . . . . .	1085—1200 $kg$
Piasek wysuszony . . . . .	1300—1375 „
Piasek nasycony wodą . . . . .	1750—1820 „
Muł nasycony wodą . . . . .	1645—1731 „
Muł wysuszony . . . . .	1150 „
Muł wilgotny kopany na zalewie . . . . .	1815 „
Żwir z piaskiem wilgotny, kopany nad wodą . . . . .	1830 „
Żwir z piaskiem nasycony wodą . . . . .	2190 „

Häseler podaje następujące kąty tarcia i ciężary jednostkowe (Hb. d. I. W.).

	Kąt tarcia		1 $m^3$ waży $kg$
	stop.	$tg$	
Ziemia wierzchnia sucha . . . . .	40	0,839	1400
Ziemia wilgotna . . . . .	45	1,000	1580
Ziemia nasycona wodą . . . . .	27	0,509	1800
Gлина sucha . . . . .	40	0,839	1500
Gлина wilgotna . . . . .	45	1,000	1550
Gлина nasycona wodą . . . . .	17	0,306	2040
Piasek suchy . . . . .	35	0,700	1640
Piasek wilgotny . . . . .	40	0,839	1770
Piasek nasycony wodą . . . . .	24	0,445	2000
Ryniaki z krawędziami, suche . . . . .	45	1,000	1770
Ryniaki okrągłe suche . . . . .	30	0,577	1770

## 15. Wytrzymałość gruntu.

Ciężar pod którym zapadłaby się budowla, można uważać za miarę wytrzymałości danego gruntu. Znając go, i opierając na fundamencie  $n$ -tą część tego ciężaru, fundowalibyśmy z  $n$ -krotną pewnością. Dotychczas jednak, ani teoria ani doświadczenie, nie dają nam liczb pozwalających zastosować to pojęcie przy budowie.

Wiemy że obciążony grunt osiada się, a wraz z nim budowla; jeżeli więc fundować musimy na pokładach stosunkowo miękkich, szukamy sposobów pozwalających na dosyć małe obciążenie jednostkowe, ażeby następnie osiadanie było również małe. Dozwolone osiadanie zależy od celu i rodzaju budowli, i ma stanowczy wpływ na sposób fundowania. Osiadanie na parę a nawet na kilka centymetrów nie szkodzi zwykle trwałości budowli, o ile jest we wszystkich punktach jednakowe. Ażeby więc poznać możliwe w danym razie obciążenie gruntu, wykonywamy przed rozpoczęciem budowy obciążenia próbne małej bryły muru, zwykle na podstawie  $1 m^2$ . Mierzmy przytem jej osiadanie, i z tych spostrzeżeń określamy obciążenie dozwolone, spodziewając się zwykle, że przy jednakowych obciążeniach jednostkowych, fundament budowli osiadzie się tyle co próba. Zobaczymy w dalszym ciągu, że doświadczenie przeczy temu stanowczo, ale po ukończeniu budowy pytamy się tylko czy budowla nie pęka; mniej nas obchodzi wiele się osiadła; a nawet osiadanie trzymane bywa w tajemnicy. Dla tego to nie możemy dotychczas przewidzieć i ograniczyć osiadania zamierzonej budowli, i nie umiemy umiejętnie określić zależności osiadania od wymiarów i kształtu podstawy fundamentu. Trafiają się przeto osiadania na 30 *cm* do 70 *cm*, wcale nie „dozwolone“, i nie przewidziane na podstawie dokonanych prób.

Więcej są znane stosowane w praktyce obciążenia jednostkowe, bo te obrachować można z rysunków, więc nie podlegają tajemnicy.

Suchy zbity piasek, bywa obciążany ciężarem 3 do 5  $kg/cm^2$ ; ale w miarę przymieszki gliny i zawartości wody stosownie do tego co mówiliśmy w poprzednim rozdziale, obciążenie musi być mniejsze. Pokłady suchej gliny wytrzymują również ciężar 2 do 3  $kg/cm^2$ ; wilgotne zaś pokłady tego rodzaju zaledwie 0,5  $kg/cm^2$ . W każdym razie, pokład jest przydatny na podstawę fundamentu tylko wtedy, gdy ma znaczną grubość, np. 3 *m* lub więcej.

Według źródeł angielskich podaje Mayer następujące obciążenia dozwolone (Fortschr. d. Ing. Wiss. 1896 I, 2 s. 1).

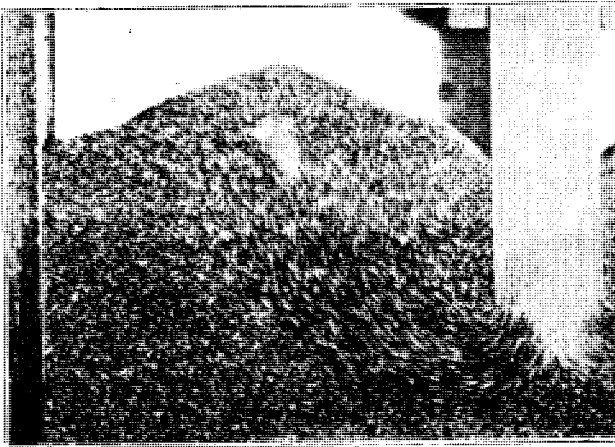
	$kg/cm^2$
Glinka aluwialna z domieszką 30 do 70% piasku . . . . .	0,8—1,6
Mokry ił . . . . .	1,6—2,2
Zbity ił z drobnym piaskiem . . . . .	4—5
Żółty ił . . . . .	4,4—6,5
Ił niebieski i twardy margiel . . . . .	5,4—8,7
Miękka kreda z przymieszką iłu, bez ryśniaków . . . . .	1,1—1,6
Biała kreda z ryśniakami . . . . .	2,2—3,3
Zbity piasek . . . . .	4,9—5,5
Zbity żwir, w pokładzie przynajmniej 6 <i>m</i> grubym . . . . .	6,5—9,8
Skały stosownie do twardości i warstwowania . . . . .	8,7—20,0
Piaskowiec kruszący się w palcach . . . . .	1,6—1,9



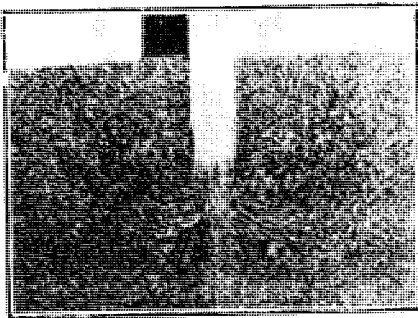
Te i tym podobne liczby mają jednak tylko lokalne znaczenie, a przeniesione w inną okolicę, służyć mogą za ledwie do ogólnej oceny; przytem nie określają osiadania budowli.

Twarde pokłady żwiru, iłu lub łupku, obciążano już po 6 do 9 kg, otrzymując przytem osiadania bardzo małe. W takich warunkach, oraz przy fundowaniu na skałach, miarą dozwolonego obciążenia jest wytrzymałość materiału z którego wykonywamy fundament. Wytrzymałość pokładów twardych, skalistych, nie może być zatem wyżykana; a badanie jej, tak samo jak badanie pokładów bardzo miękkich, miałoby dla praktyki najwyżej drugorzędną wartość; przedewszystkiem chodzi nam o materiały sprężyste lub plastyczne.

348.



349.



Prof. Kurdiumow w Petersburgu wykonał doświadczenia w celu bliższego poznania praw, według których usuwają się cząstki ziemi podczas zapadania się fundamentu (Civilingenieur 1892). W suchy ubijany piasek, właczał on za pomocą śruby klocki drewniane. Ściany skrzyni obejmującej piasek były szklane, więc mógł widzieć ruchy ziarenek, i fotografować je. Piasek był

mięszany z żółtego i białego, więc na fotografii, poruszające się żółte ziarenka dawały w ciągu paru sekund kreski, a nieruchome dawały punkty (rys. 348, 349). Klocki miały długość 8'' ang. = 20,32 cm a szerokości 1'' do 4''. Czoła wąskich ścian klocka przytykały do ścian skrzyni, usuwanie się piasku odbywało się zatem tylko w płaszczyźnie poprzecznej, tak jak w środku długiego muru\*). Wyniki swoich doświadczeń, objaśnia prof. Kurdiumow następującym poglądem teoretycznym, przyjmując materiał

sypki, a więc bez spójności, i opierając się na znanej teorii wytrzymałości materiałów.

„Pod ciśnieniem fundamentu, cząstki ziemi doznają ze wszech stron ciśnień, ograniczających elipsoidę, a w poprzecznym przekroju elipsę. Jeżeli  $a$  jest oś wielka,  $b$  oś mała tej elipsy, a  $\varphi$  kąt tarcia danego materiału, to stosunek największego ciśnienia do najmniejszego

$$\frac{b}{a} = \operatorname{tg}^2 \frac{90^\circ - \varphi}{2}.$$

\*) Patrz także ciekawe doświadczenia Schuberta w ZfB. 1889 i 1891.

„Dla piasku używanego do tych doświadczeń  $\varphi = 33^{\circ}32'$   $\frac{b}{a} = 0,288$

„Kierunki obu osi zależą od głębokości uważanego punktu pod powierzchnią ziemi, oraz od kształtu i obciążenia tej powierzchni. Wskutek działania sił zewnętrznych zmieniają się kierunki i wielkości obu osi elipsy; a w przejściu z jednych cząstek do najbliższych sąsiednich, zmiany te są ciągłe“.

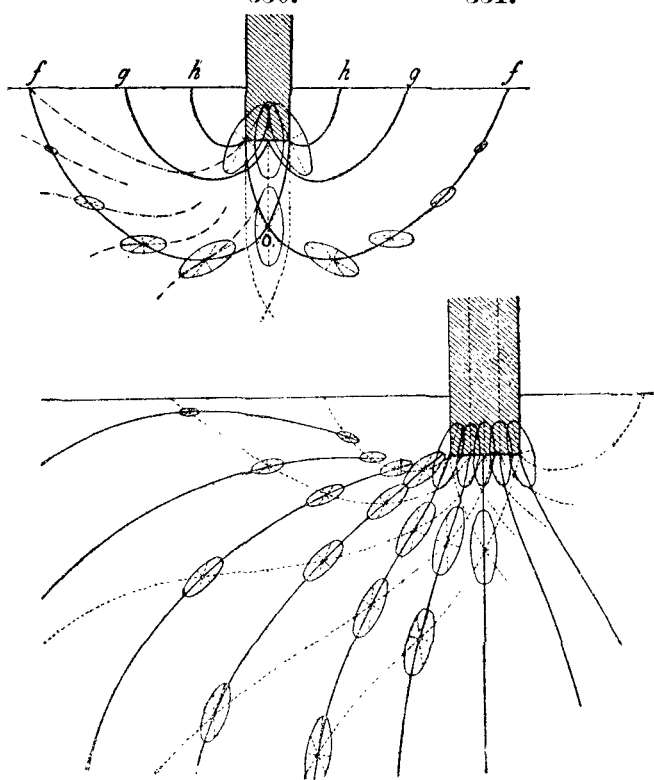
„Gdy równowaga została naruszona, i cząstki ziemi wprowadzone w ruch, poruszają się one po jednej z dwóch płaszczyzn usuwowych, tworzących z osią wielką elipsy kąty  $\frac{1}{2}(90^{\circ} - \varphi)$ “.

„Krzywe usuwowe, według których posuwają się cząstki bryły wzruszonej przez fundament, są miejscem geometrycznym środków, i płaszczyzn usuwowych wszystkich elips ciśnienia (rys. 350).

Bezpośrednio pod fundamentem, ruchy cząstek, a więc i elementy krzywych są pionowe. Na krawędziach fundamentu, osie wielkie elips tworzą z pionowemi kąty  $\frac{1}{2}(90^{\circ} - \varphi)$ , i są pochylone na wewnątrz. Na pionowej środka fundamentu, przyjęc musimy elipsy o osi pionowej; każda z nich należy do dwóch krzywych, których styczne tworzą z osią kąt  $\frac{1}{2}(90^{\circ} - \varphi)$ . Najniższa elipsa należy do dwóch krzywych obwodowych  $f$ , które tu się przecinają, tj. w punkcie  $o$ . W najniższych punktach

350.

351.



tych krzywych, styczne są poziome, a więc osie wielkie elips ciśnienia tworzą z poziomem kąt  $\frac{1}{2}(90^{\circ} - \varphi)$ . Podobnie przechodzą dwie krzywe  $g$  przez środek fundamentu, a krzywe  $h$  wychodzące z krawędzi, tworzą górne ograniczenie bryły wzruszonej. Cząstki piasku leżące między krzywymi  $h$  a ścianami fundamentu, nie poruszają się wcale“.

Punkty pod fundamentem po obu stronach osi, uważa autor jako leżące na dwóch krzywych według rys. 350. Jednakże ruch odbywa się tylko w kierunku mniejszego oporu, a więc od środka na zewnątrz. Z tego powodu krzyżowanie się krzywych wskazane na rys. 350, nie istnieje wcale. Krzywe zaczynają się na osi, i ztąd rozchodzą się w obie strony, co też wyraźnie stwierdza doświadczenie według rys. 348 i 349.

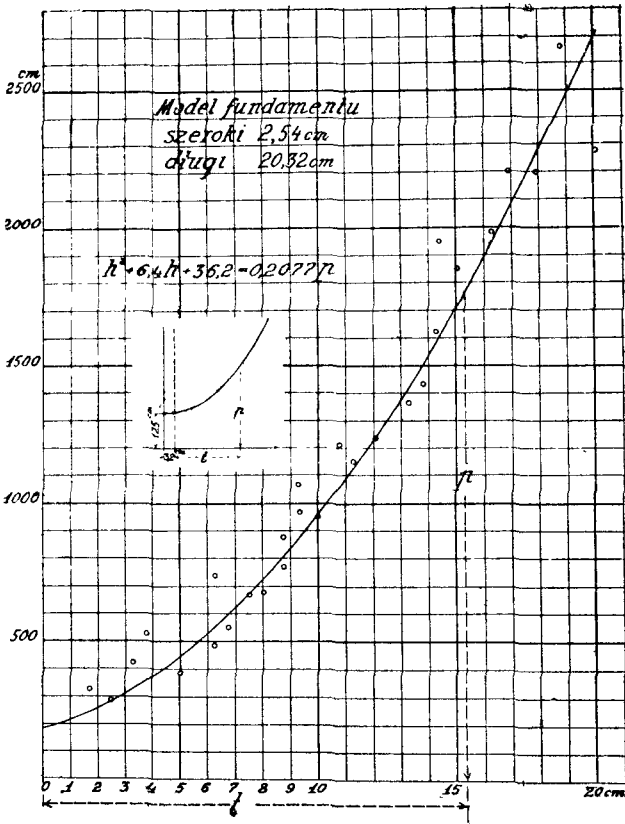
Osie wielkie elips ciśnienia, są kierunkami największych ciśnień. O ile potrafilibyśmy kreślić krzywe usuwowe i oznaczać na nich szeregi punktów odpowiednich, otrzymalibyśmy przez połączenie ich krzywe ciśnienia, których szkic przedstawia według autora rys. 351. Autor jednak nie podał sposobu wykreślenia krzywych usuwowych, ani też statystycznie nie zestawiał liczb, które pozwoliłyby badać empirycznie szkicować krzywe obwodowe, dla danej szerokości i głębokości fundamentu. Jedyne liczebne wyniki z tych doświadczeń ogłosił inżynier Jankowski, współpracownik prof. Kurdiumowa (Mémoires d. l. soc. des ing. civils Paris 1892 t. II.). Podaje on ciśnienia, które potrzebne były do wtłaczania modeli przy różnych głębokościach; a mianowicie na jednym rysunku w bardzo

352.

małej podziałce (tab. 79 fig. 6), zestawia wszystkie doświadczenia wykonane z modelami czterech różnych szerokości. Z tego zestawienia oddzieliłem na rys. 352 szereg doświadczeń należący do modelu o szerokości  $1'' = 2,54 \text{ cm}$  a na rys. 353 szereg należący do modelu o szerokości  $2'' = 5,08 \text{ cm}$ . Odcięte  $t$  przedstawiają głębokości, rzędne  $p$  są ciśnienia śruby w postaci słupów piasku, czyli wytrzymałości jednostkowe. Pierwszy szereg przedstawia dostateczną ciągłość, i w przybliżeniu odpowiada tym doświadczeniom parabola \*)

$$t^2 + 6,4 t + 36,2 = 0,2077 p$$

Drugi szereg natomiast daje punkty tak rozproszone, że doświadczenia te uważam jako po części chybione, przynajmniej co do wielkości zapisanych ciśnień śruby; a skoro nieliczne fotografie które podaje Civilingenieur nie obejmują przykładów z szeregu pierwszego, więc nie są one dobrym materiałem do rozpoznania matematycznego związku bryły wzruszonej, z ciśnieniem śruby przy doświadczeniu. To co podaję w dalszym ciągu, należy zatem uważać tylko jako próbę, która uzupełniona i poprawiona być może przy pomocy nowych doświadczeń. Próbę tę ośmielam się jednak zrobić, sądząc że chociaż wartości ciśnień śruby są mylne, kształty bryły wzruszonej zgadzają się z rzeczywistością; opieram się też głównie na kształtach.



\*) Na rysunku 352 w równaniu paraboli, należy napisać  $t$  zamiast  $h$ .

Krzywe obwodowe z rys. 348 i 349, przeniesione zostały na pierwotne rysunki 354 i 355; a mianowicie rys. 354 w tej samej wielkości co oryginał w Civilingenieur (fg. 2 tb. X. 0,6 n. w.), zaś rys. 355 był starannie powiększony z oryginału (C. ing. f. I.) do połowy naturalnej wielkości. Krzywą obwodową musiałem w tym razie przedłużyć według prawdopodobnego jej kształtu, i oznaczyłem tę część linią przerywaną; zobaczymy jednak, że niema to wpływu na dalsze wnioski.

Z tych rysunków oznaczyłem przekroje brył wzruszonych, przyjmując że na rys. 354 są one z obu stron jednakowe, a na rys. 355 zmniejszyłem w odpowiednim stosunku bryłę lewą. Przekroje te wynoszą:

na rys. 354  $356 \text{ cm}^2$  na rys. 355  $1040 \text{ cm}^2$ ;

a rozłożone na podstawę  $5,08 \text{ cm}$  i  $1 \text{ cm}$  długości, przedstawiają słupy piasku  $70 \text{ cm}$   $205 \text{ cm}$ .

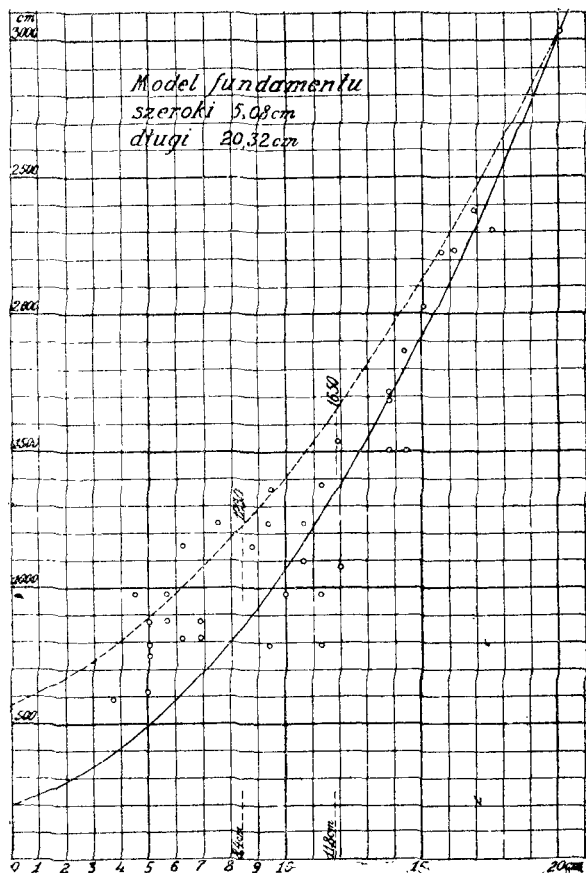
Odpowiednie głębokości fundamentu są

$8,4$   $11,8 \text{ cm}$ .

a z rys. 353 odczytujemy dla nich przy górnej paraboli, słupy ciśnienia

$1230 \text{ cm}$   $1650 \text{ cm}$ .

### 353.



Ciężary brył wzruszonych wynoszą zatem tylko małą część ciśnień fundamentu; a mianowicie na rys. 354  $5,7\%$ , na rys. 355  $12,4\%$ . Ciężar bryły wzruszonej ma zatem mały wpływ na obciążenie gruntu; daleko więcej znaczy sprężystość, i zgęszczenie ziemi pod fundamentem; a ważne dla praktyki prawo obciążenia gruntu, wyjaśnić może tylko teoria sprężystości.

Polegając na razie tylko na kształcie krzywej obwodowej, przypuścić muszę, że w najniższych jej punktach działają największe ciśnienia.

Od najniższego punktu  $u$  tej krzywej do środka fundamentu  $o^*$ ), przyjmując ciśnienie jednostajne; zaś od  $u$  na zewnątrz, ciśnienie zmniejszające się jednostajnie do zera w punkcie  $a$ , gdzie styczna krzywej obwodowej tworzy z poziomą kąt  $45^\circ - \frac{\varphi}{2}$ . W tym punkcie bowiem największe ciśnienie, tj. w kierunku osi wielkiej elipsy ciśnienia, jest poziome.

Stosownie do takiego przypuszczenia, zakreskowane powierzchnie trapezów na obu rysunkach, przedstawiają obciążenia terenu w płaszczyźnie poziomej stycznej do bryły wzruszonej, czyli w głębokości  $w$  pod fundamentem. Ciśnienie

\*) Na r. 354 i 355 należy dopisać  $u$  w odległości  $b_1$  od osi.



jednostkowe  $q$ , wyrażone w wysokości słupa piasku, otrzymujemy z podanych powyżej słupów ciśnienia, z szerokości fundamentu 5,1  $cm$ , oraz z wymiarów  $ou=b_1$  i  $oa=b_2$ ; a mianowicie:

$$\text{dla r. 354 } \frac{1}{2}(b_1 + b_2)q = \frac{1}{2}(5,1 + 8,6)q = \frac{1}{2} 1230 \cdot 5,1; \text{ ztąd } q = 458 \text{ cm}$$

$$\text{„ „ 355 } \frac{1}{2}(b_1 + b_2)q = \frac{1}{2}(8,2 + 14,4)q = \frac{1}{2} 1650 \cdot 5,1 \text{ „ } q = 358 \text{ cm}$$

Jeżeli piasek miał ciężar jednostkowy  $\gamma = 1,6$ , to na rys. 354  $\gamma q = 0,73 \text{ kg/cm}^2$   
 „ 355  $\gamma q = 0,57 \text{ kg/cm}^2$ .

Ciśnienia w poziomie podstawy wynosiły

$$\text{na rys. 354 } \frac{1230}{1000} \cdot 1,6 = \text{okr. } 2,0 \text{ kg/cm}^2, \text{ a na rys. 355 podobnie } 2,6 \text{ kg.}$$

Są to obciążenia znacznie mniejsze od tych, które stosujemy w praktyce z wielkiem bezpieczeństwem budowli; a powodem tego, są bardzo małe wymiary obciążonej powierzchni. Zobaczmy w dalszym ciągu, że wytrzymałość wzrasta wraz z wymiarami podstawy.

Stosunek  $b_2 : b_1$  mało się zmienia w powyższych dwóch przypadkach;

na rys. 354 wynosi on 1,69

„ „ 355 „ 1,76.

Z tego powodu oraz ze względu że na rys. 354 głębokość  $t = 1,67 b$  jest bliską praktycznego minimum, przypuszczam że możnaby interpolować według rys. 356, przy pomocy krzywej  $w$ , dla szerokości fundamentu  $b = 1$ . Mając daną podstawę fundamentu w poziomie  $w_3 w_4 \dots$  i obracając te rzędne do pionowej osi, znajdujemy rzeczywiste poziomy punktów 3 i 4, a na nich wartości  $b_1$  i  $b_2$ . Albo też, oznaczywszy  $b_1$ , możemy rachować w przybliżeniu  $b_2 = 1,7 b_1$ .

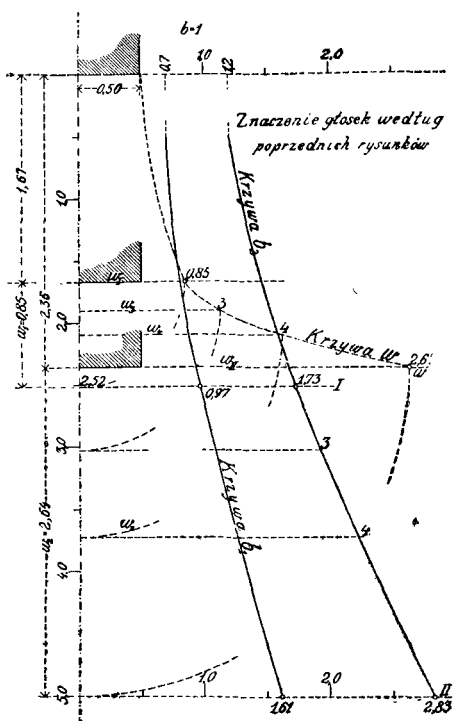
Rozumie się że ta interpolacja jest jeszcze obecnie niepewna; raz dla tego że dla krzywych  $b_1 b_2$  i  $w$  dane są tylko po dwa punkty, a trzeci przyjęty na powierzchni terenu w przybliżeniu; powtórę,

ponieważ wraz z szerokością fundamentu zmienia się zapewne stosunek  $b_2 : b_1$ . Potrzeba tu więcej doświadczeń, z modelami znacznie większemi, i licznych fotografij podobnych do r. 348 i 349. Powrócimy do rysunku 356, mówiąc o fundowaniu na nasypie piasku (l. 25).

Na rys. 354 i 355 oznaczone zostały ciśnienia poziome bryły wzruszonej; a to na podstawie przypuszczenia, że w chwili przekroczenia wytrzymałości gruntu, w dowolnym punkcie krzywej obwodowej, trzy siły są w równowadze: ciężar słupa ziemi  $t$ , ciśnienie  $s$  w kierunku stycznej, i ciśnienie  $c$  w kierunku osi wielkiej elipsy ciśnienia. Strzałki sił  $s$  i  $c$  dane są z kierunku ruchu podczas wypychania ziemi.

Otrzymane ciśnienia porównane są na rysunkach z oporem ziemi. Jeżeli

356.



ciężar jednostkowy ziemi oznaczymy przez  $\gamma$ , a ciśnienie jej w głębokości  $t$  przez  $z$ , to według doświadczeń prof. Engelsa (patrz l. 33 *A* pale pochyłe) jednostkowy opór ziemi w głębokości  $t$  jest:

$$\gamma t - z = \gamma t \left[ 1 - \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

$$\text{a dla } \varphi = 33^\circ 32' \quad \gamma t - z = 0,718 t.$$

Na rysunkach opuszczamy  $\gamma$ , więc odcięte jest 0,718  $t$ , a to w tej samej podziлке jaka użyta była do ciśnień poziomych. Ciśnienia te według rysunku, ale tylko w dolnej części krzywej obwodowej są 2 do 3 razy większe od oporu rachowanego w powyższy sposób. A skoro zważymy że rzeczywiste siły  $s$  i  $c$ , wynikające z ciężaru fundamentu, są kilkakrotnie większe od powyższych otrzymanych z ciężaru bryły wzruszonej, to przychodzimy do wniosku, że przed wypchnięciem ziemi przez fundament, odbywa się bardzo znaczne zgęszczenie ziemi.

Jest to zresztą z góry widoczne, skoro w tych doświadczeniach objętość ziemi zajęta przez włączany fundament mieści się w bryle wzruszonej, a powierzchnia terenu wznosi się nieznacznie, lub wcale się nie wznosi. Wskutek tego zgęszczenia, ciężar rozkłada się na powierzchnię znacznie większą od podstawy fundamentu. Nadto wskutek usuwania się cząstek ziemi od środka na zewnątrz w obie strony, oddziaływanie ziemi na brzegach fundamentu jest większe niż w środku; a to przy jednostajnem obciążeniu podstawy fundamentu przez budowę. Ten wniosek wypowiedział pierwszy prof. Engesser (CBl. 1893 s. 306), ale opierał się przytem na sprężystem ugięciu terenu.

Rzeczywisty fundament nie jest włączany i nie wywołuje tak wielkiego zgęszczenia ziemi; ale to co się odnosi do bryły wzruszonej, jest wskazówką co do działania sił przy sprężystem ugięciu.

Dla matematycznego określenia przekroju bryły wzruszonej, proponował Schwedler spiralę logarytmiczną (1881. CBl 1891 s. 95). Biegun jej był obrany na krawędzi fundamentu, a promienie tworzyły z normalnemi kąta tarcia, tak jakoby ruch cząstek ziemi odbywał się tylko na powłoce bryły wzruszonej. Dla porównania, wykreślona jest ta spiralna na r. 354 i 355. Pierwsza obejmuje przekrój znacznie większy od prawdziwego, druga leży wewnątrz. Powodem tego jest że kształt spiralnej zależy tylko od kąta tarcia i od szerokości fundamentu, zaś rzeczywista krzywa obwodowa zmienia się także wraz z głębokością. Nieruchomy klin o kącie  $90^\circ - \varphi$  przy wierzchołku, który w razie przyjęcia spiralnej miałby się włączać w ziemię wraz z fundamentem, nie biorąc udziału w ruchach dalszych cząstek, nie istnieje wcale; według r. 348 i 349 ruchy rozpoczynają się przy samej podstawie. Kierunki otrzymanych ciśnień  $c$  leżą daleko od krawędzi fundamentu; a chociaż odnoszą się tylko do krzywej obwodowej, a wielkości ich są znacznie mniejsze od rzeczywistych, widocznem jest, że ciśnienia rzeczywiste należące do wewnętrznych krzywych usuwowych, mają kierunki zbliżone do powyższych.

Tak więc spiralna logarytmiczna nie jest wcale przydatna do powyższego celu; natomiast ważne są dla nas wnioski prof. Engessera, zawarte we wspomnianej rozprawie, i za nią też będę postępował w dalszym ciągu.

Według doświadczeń Kurdiumowa (r. 352 i 353), wytrzymałość wzrasta w stosunku kwadratów z głębokości; jest to skutkiem obciążenia gruntu przez warstwę ziemi leżącą powyżej podstawy fundamentu; a więc pogłębianie

fundamentu powiększa bezpieczeństwo, pomimo, że nie zmienia się jakość pokładu. Na r. 352 dla głębokości 5 *cm* czytamy słup 450 *cm* zaś dla głębokości 9,5 *cm* słup 900 *cm*; przy podobnych stosunkach w rzeczywistości, bezpieczeństwo nie byłoby jednak dwa razy większe, bo przybywa obciążenie od murów fundamentu leżących między pierwszym a drugim poziomem.

Nadto na r. 352 i 353 wytrzymałości podane są wraz z oporem tarcia na ścianach bocznych, a ten wzrasta w miarę głębokości, i tworzy ulgę w obciążeniu podstawy. To się odnosi np. do zapuszczania studzien; ale z kształtu krzywych usuwowych na r. 348 i z kierunków ciśnień *c* na r. 354 i 355 wynika, że tarcie rachować można tylko według czynnego ciśnienia, a nie według oporu ziemi. Opór skupia się głównie przy krawędziach podstawy. Wreszcie stosownie do uwag pod l. 14 i znanych spostrzeżeń przy biciu pali, wnosić można, że tarcie jest trwałym oporem tylko w piasku, a w glinie znika w miarę jak się kończy osiadanie budowli.

Zgodnie z powyższem objaśnieniem wpływu głębokości, doświadczenia dowiodły także, że na terenie pochyłym, lub przy różnych wysokościach terenu z obu stron fundamentu, opór jest mniejszy po stronie niższej; usuwanie się cząstek piasku i bryła wzruszona ukazuje się tylko z tej strony. Różnica oporu wzrasta wraz z różnicą wysokości terenu z obu stron, a zmniejsza się gdy głębokość fundamentu wzrasta. Ztąd mury podporowe i przyczółki mostów belkowych, znajdują się w gorszych warunkach niż filary. Natomiast dla przyczółków mostów sklepionych, wpływ sąsiedniego nasypu lub stoku terenu jest korzystny.

Stała ściana pionowa stawia opór przeciw usuwaniu się ziemi; wskutek tego usuwanie się jest niesymetryczne, większe po przeciwległej stronie ściany. Podobnie działa leżąca pod ziemią kłoda drzewa, skała, wielki kamień lub dawny fundament. Z tej samej przyczyny, mury wewnętrzne budynku osiadają się mniej od zewnętrznych, jeżeli te były wcześniej od nich fundowane i wzniesione.

Wskutek obciążenia ugina się teren nie tylko pod fundamentem, ale także dokoła na zewnątrz. Przy powiększaniu powierzchni objętej przez fundament, uginająca się powierzchnia powiększa się w stosunku wyższym od powierzchni fundamentu; a więc wytrzymałość jednostkowa wzrasta. Z doświadczeń Kurdimowa na r. 352 dla 2,5 *cm* szerokości podstawy i głębokości . . . 5 10 15 *cm* czytamy wartości słupów ciśnienia . . . . . 450 970 1610 *cm* a na r. 353 dla 5 *cm* szerokości podstawy, czytamy dla tych

samych głębokości przy dolnej parabolli . . . . .	490	1070	1930	„
przy górnej zaś . . . . .	890	1410	2140	„

Te stosunki nie są dotychczas bliżej określone, i nie mogą być przeniesione na większe wymiary. Zapewne też wytrzymałości rzeczywistych fundamentów są stosunkowo mniejsze, skoro ziemia pod nimi nie jest zgęszczona przez wtlaczanie; ale wynika z powyższego, że powiększenie powierzchni fundamentu jest korzystne nie tylko przy zmniejszeniu obciążenia jednostkowego jak to zwykle bywa w praktyce, ale także przy jednakowem obciążeniu jednostkowem; co prowadzi do skupiania ciężarów na filarach. Tę właściwość fundamentów wyzyskują na wielkie rozmiary inżynierowie amerykańscy.

Jednakże można tak postępować tylko przy fundamentach o stosunkowo wielkiej wytrzymałości; na miękkich bowiem pokładach staje na przeszkodzie osiadanie, które jednocześnie także się powiększa.

Powiększa się mianowicie ugięcie sprężyste, zależne od wielkości odkształ-

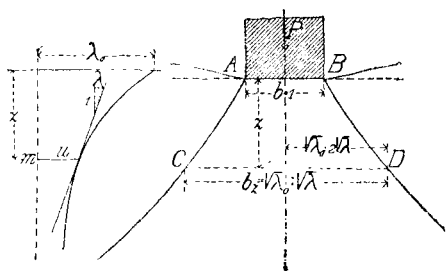


conej powierzchni terenu; przyczem „ugięcie każdej cząstki zależy nietylko od jej własnego obciążenia, ale także od obciążenia innych cząstek. Stosownie do wielkości i kształtu uważanej powierzchni, otrzymamy zatem różne ugięcia“ (Eng.). Powiększa się również osiadanie trwałe, czyli odkształcenie zależne od zgęszczenia ziemi pod fundamentem.

Według Engessera, gdy powierzchnia ziemi jest pozioma, a pokład jej jednostajny i nieograniczony, ugięcie  $u$  mierzone przy  $m$  w głębokości  $z$  pod powierzchnią ziemi (rys. 357) jest sumą ugięć wszystkich cząstek, leżących pionowo pod punktem  $m$ ; a więc

357.

358.



$$u = \int_z^{\infty} \lambda dz$$

gdzie

$$\lambda = \frac{du}{dz}$$

jest ugięciem jednostki pionowej w głębokości  $z$ ; a współczynnik sprężystości  $\epsilon = \frac{p}{\lambda}$ , gdzie  $p$  ciśnienie jednostkowe.

Jeżeli powierzchnia  $AB$  jest obciążona osiowo ciężarem  $P$ , to wskutek spójności i sprężystości ziemi, ciężar ten rozkłada się w miarę głębokości na coraz większą powierzchnię (r. 358).  $\lambda$  jest proporcjonalne do ciśnienia jednostkowego  $p$  w uważanym punkcie, a  $p$  odwrotnie proporcjonalne do powierzchni obciążonej w tej głębokości, czyli do kwadratu  $z$  jej średniej szerokości  $b_z$ , o ile ta powierzchnia nie jest w jednym kierunku bardzo wydłużona. Krzywa  $\sqrt[3]{p}$  albo  $\frac{1}{2}\sqrt{\lambda}$ , daje nam przeto pojęcie o rozszerzaniu się obciążonej powierzchni gruntu w miarę głębokości.

W środku zaś powierzchni długich a wązkich,  $p$  jest odwrotnie proporcjonalne do pierwszej potęgi szerokości  $b_z$ ; a więc znaczenie przyjęte powyżej dla krzywej  $\frac{1}{2}\sqrt{\lambda}$ , ma krzywa  $\frac{1}{2}\lambda$ .

Skoro w powyższem wnioskowaniu przyjęliśmy jednostajne obciążenie powierzchni, w rzeczywistości zaś maleje ono do zera na obwodzie, więc otrzymujemy w ten sposób tylko stosunki, albo równoważniki powierzchni, przydatne do porównania średnich obciążeń w różnych poziomach.

Sprężystość ziemi znana jest każdemu z drżenia murów, skoro koło nich przejeżdża ciężki wóz, lub pracuje kafar; ale pierwsze zapewne pomiary sprężystego uginania się ziemi wykonał Schubert, na starych nasypach kolei z piasku i żwiru, istniejących wyżej 40 lat \*).

Za pomocą bardzo czułej libelli, mierzył on uginanie się nasypu pod progiem lub podłużnicą, gdy na niej stało koło lokomotywy; po usunięciu koła, ugięcie zniknęło zupełnie. Ugięcia udzielały się punktom nieobciążonym w odległości 1,5 do 2  $m$ , i w kierunku pionowym mierzone były do głębokości 2  $m$ .

Dla czterech pionowych których pomiar podaje Schubert, wyrachowałem wartości  $b_z$  według Engessera; wyniki dowiodły jednak, że materiał nasypu nie był jednostajny, w drugim metrze głębokości po większej części mniej sprężysty niż w pierwszym. Krzywa  $u$  zamiast być wypukłą ku osi  $z$  według r. 357, jest w kilku miejscach prosta; a więc obciążona powierzchnia nie powiększa się wcale.

\*) ZfB. 1891 s. 62.

Najwięcej jednostajności posiadają wyniki pomiaru z ostatniej pionowej (ZfB. r. 60), i tylko te powtarzam na r. 359.

W głębokościach:

$z=0,0 \quad 0,06 \quad 0,25 \quad 0,50 \quad 0,75 \quad 1,00 \quad 1,50 \quad 2,00 \text{ m}$

mierzone były ugięcia:

$u=2,608 \quad 2,159 \quad 1,530 \quad 1,138 \quad 0,744 \quad 0,564 \quad 0,383 \quad 0,309 \text{ mm}$

Powiększyłem je 200 razy, i prowadząc styczne do krzywej  $u$  otrzymałem:

$\frac{du}{dz}=\lambda=7,50 \quad 5,75 \quad 2,30 \quad 1,55 \quad 1,00 \quad 0,60 \quad 0,25 \quad 0,09$

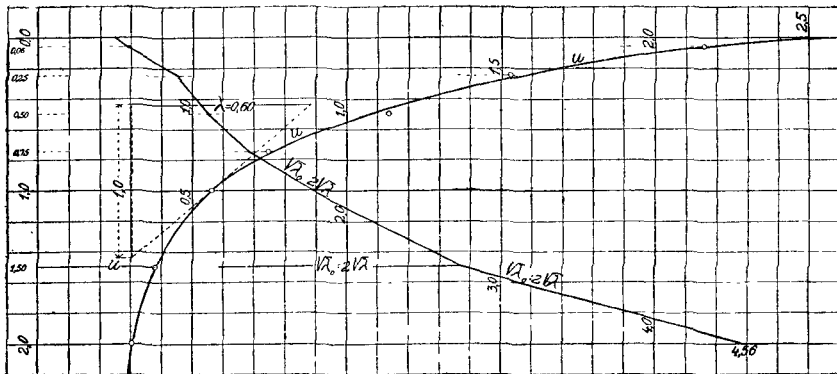
$\sqrt{\lambda}=2,74 \quad 2,40 \quad 1,52 \quad 1,24 \quad 1,00 \quad 0,77 \quad 0,50 \quad 0,30$

Przyjmując  $b_0=1$  otrzymuję:

$\frac{1}{2}\sqrt{\frac{\lambda_0}{\lambda}}=0,5 \quad 0,57 \quad 0,90 \quad 1,10 \quad 1,37 \quad 1,78 \quad 2,74 \quad 4,56$

Krzywa  $\sqrt{\lambda_0} : 2\sqrt{\lambda}$ , czyli  $\frac{1}{2}(b_2-b_1)$  dla  $b_0=1$  dowodzi, że do głębokości 1,5 m stosunek  $\frac{b_2-b_1}{2z}$  ma we wszystkich poziomach wartości leżące między 1,1

359.



a 1,5 m. W głębokości większej od 1,5 m jest on jeszcze większy, ale jest niepewny, z powodu trudności nakreślenia stycznej w końcowym punkcie krzywej  $u$ . Rys. 359 przytaczam aby dowieść, że powyżej na r. 354 i 355 przyjęte szerokości  $b_1$  i  $b_2$  nie były za wielkie.

Przekonać się o tem można przez porównanie wartości  $\frac{1}{2}(b_2-b_1)$  na r. 354—356, z wartościami  $\sqrt{\lambda_0} : \frac{1}{2}\sqrt{\lambda}$  na rys. 359; a jeszcze korzystniejsze będzie porównanie z wartościami  $\lambda_0 : \frac{1}{2}\lambda$ .

Uginanie się powierzchni pokładu żwiru, mierzyl także prof. Focpl w Monachium\*). Kołek wbity w ziemię na podwórzu, połączył on z ruchomem zwierciadłem, i w niem zapomocą lunety otrzymał 1200-krotne powiększenie mierzonych ruchów. W lunecie można było widzieć jak ugina się kołek wraz z terenem, wskutek ciężaru zbliżającego się człowieka; a następnie jak po-

\*) Centralblatt d. Bauverw. 1897 s. 76.

wraca do pierwotnej wysokości, gdy człowiek się oddala. Pod wpływem ciężaru 100 kg stawianego w odległości

	20	40	60	80 cm
uginął się kołek o	18,3	4,1	1,4	0,6 tysięcznych milimetra.

W różnych miejscach podwórza, zmieniały się te ugięcia najwyżej o 30%; ale prawo ich zmian w każdym miejscu, było zawsze podobne. Ugięcia zmniejszają się znacznie prędzej, niż w stosunku odwrotnym pierwszej potęgi odległości ciężaru od uważanego środka, a dla różnych ciężarów wzrastają nieco prędzej niż te ciężary. Sprężystość była doskonała; jednakże po większych odkształceniach, ostatnie 1 do 2% ugięcia, znikają dopiero po upływie paru minut.

Engesser podaje pojęcia teoretyczne które powtórzę w skróceniu, zalecając czytelnikowi poznanie tej klasycznej rozprawy.

„Matematyczne badanie powierzchni ugięcia jest obecnie bardzo trudne. Gdy obciążona powierzchnia jest kołem, natenczas ugięcie terenu odbywa się według powierzchni obrotowej która asymptotycznie zbliża się do płaszczyzny pierwotnego terenu.... Jakkolwiek nieumimy jeszcze wyrachować ugięcia w danych warunkach, możemy jednak z dokonanych pomiarów i badań, wyprowadzić następujące twierdzenia:

„1. Jednostajnie obciążona powierzchnia, ugina się w różnych punktach nie jednakowo; ku środkowi więcej niż po brzegach. Na dosyć wielkiej powierzchni, punkty obwodu uginają się w przybliżeniu połowę tego, co punkty środkowe. Podobnie punkty narożne w narożach prostokątnych, uginają się około czwartą część tego co punkty środkowe. Punkty zewnętrzne są zatem wytrzymalsze przeciw osiadaniu niż środkowe.

„2. Osiedania sprężyste powierzchni geometrycznie podobnych, wzrastają wraz z ich wielkością. Gdy więc cały ciężar powiększa się  $n$  razy, powierzchnia fundamentu musi być powiększona w stosunku wyższym od  $n$ , jeżeli osiadanie niema się powiększyć.

„3. Przy danej wielkości powierzchni i jednakowem obciążeniu, ugięcie jest tem większe, im kształt powierzchni jest więcej skupiony. Największe ugięcie okaże się na podstawie kolistej; najmniejsze na pierścieniowej lub złożonej z kilku części oddzielnych.

„Zwykle w praktyce nie chodzi nam o jednostajne obciążenie, przy którym ugięcia byłyby nie jednakowe, ale raczej o jednakowe osiadanie wszystkich punktów danej powierzchni. Wtedy zaś na punkty zewnętrzne, a szczególnie na narożne, przypadać musi większe obciążenie niż na punkty środkowe. W przybliżeniu można wtedy powiedzieć, że jeżeli  $u_s$  jest wartością średnią wszystkich ugięć  $u$  punktów podstawy (rys. 360), a  $q_s$  jest średnim ciśnieniem jednostkowym, to dla dowolnego punktu można wyrachować ciśnienie  $q$ , przyjmując że  $u_s q_s = uq$ .

„Przy obciążeniu mimośrodkowem, ugięcia odpowiadać będą rzędnym płaszczyzny pochyłej; ale tak jak przedtem, na punkty zewnętrzne przypadają większe ciśnienia niż to wypada z rachunku powszechnie stosowanego w tym razie“.

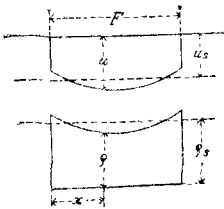
Rys. 360 jest na pozór sprzeczny z zasadą teorii sprężystości, według której odkształcenia są wprost proporcjonalne do ciśnień jednostkowych; ale sprzeczność ta znika, skoro przyjmiemy zgęszczanie się ziemi w miarę uginania, a więc także powiększenie jej wytrzymałości, w kierunkach od środka ku krawędziom fundamentu.

Sprawdzenie powyższych twierdzeń mianowicie 1 i 2, widzimy w usuwaniu się cząstek piasku w doświadczeniach Kurdiumowa; o ile ruchy sprężyste i towarzyszące im ciśnienia, mają te same kierunki co ruchy ostateczne, po przekroczeniu wytrzymałości. Wskutek zaś takich ruchów jakie wskazuje rys. 348, teren ugina się łatwiej w środku fundamentu, a pod krawędziami większy stawia opór. W punktach narożnych zbiegają się dwa takie działania; a ponieważ nadto są one zwykle słabiej obciążone od innych, więc aby osiągnąć wszędzie jednokowe osiadanie, należy fundamentom punktów narożnych dawać mocniejsze obciążenia jednostkowe, co najłatwiej osiągnąć przez założenie węższej podstawy.

Natomiast twierdzenie 1 mówi tylko o sprężystości gruntu, bez względu na sprężystość i wytrzymałość muru, który nie może się tak odkształcać jak miękkie pokład ziemi. Mur wyrównywa zatem ugięcia ziemi, i w kierunku poprzecznym widzimy tylko jedno ugięcie całości, zbliżone do średniego ze wszystkich ugięć cząstkowych. Podobne stosunki zobaczymy zaraz w podłużnym kierunku fundamentu.

Z ruchów cząstek piasku, które na rys. 348 widzimy tuż przy podstawie wtłaczanego klocka, wnosić zarazem trzeba, że gdy cienka warstwa piasku lub żwiru spoczywa na twardej podstawie, ruchy te nie mogą się odbywać. Skoro jednak przy sprężystem uginaniu się żwiru powstaje dążność do takich ruchów, więc środek doznaje większego ciśnienia niż brzegi fundamentu. Ta uwaga odnosi się do udzielania się ciśnienia kół częściom pomostu przez warstwę żwiru; a zgadza się z pomiarami Kicka i Steinera w Pradze (1879 Hdb. d. Ing. Wis. B. II. 1882 s. 194), oraz z Thulliego teorią żwirówki.

360.



Już w r. 1863, przy próbach gruntu pod fundament\*) zrobiono spostrzeżenie, że dwie kwadratowe płyty żelazne, których powierzchnie wynosiły 1 i 6,25 stóp kwadratowych, osiadły się obie o  $\frac{1}{8}$  cala, gdy mniejsza obciążona była

ciężarem 3420 funtów, a większa ciężarem 5691 funtów. Szerokości ich zatem były w stosunku 1 : 2,5, a obciążenia jednostkowe w stosunku 3,8 : 1. „Stosunek ten jest jednak za wysoki; przy powierzchniach geometrycznie podobnych stosunek ciśnień jednostkowych odpowiadających jednakowemu ugięciu nie może być wyższy, jak odwrotny stosunek szerokości; w takim razie bowiem — mówi Engesser, — „pod jednakowem obciążeniem całkowitem, mała powierzchnia musiałaby się mniej osiadać niż wielka; co jest niemożliwe“. Doświadczenie zatem powyższe musi być niedokładne albo też w obu razach ugięcie środka płyty miało wpływ niejednakowy.

Gdy obciążone powierzchnie nie są geometrycznie podobne, powyższe zastrzeżenie nie byłoby słuszne. Z twierdzenia bowiem zapisanego pod l. 1, i z usuwania się cząstek ziemi według r. 348 i 349 wynika, że opór ziemi zależy od obwodu podstawy fundamentu. Kwadrat o boku  $n$  pod murem próbnym, doznaje oporu na obwodzie  $4n$ ; zaś w środku długiego muru o  $n$  metrów szerokiej podstawie, na tę samą powierzchnię przypada opór obwodu  $2n$ . Jeżeli więc długi mur ma podstawę  $n$  razy szerszą od muru kwadratowego

\*) Zeitschr. f. Bauw. 1863 s. 630.

przy próbie, a końce jego osiadają się  $n$  razy więcej, to środek powinienby się osiąść  $2n$  razy więcej, niż próba.

Jednakże różnica ta musi być w rzeczywistości mniejsza, ponieważ różne części ustroju wyżej leżące, wyrównywiają osiadanie. Wskutek sprężystości i wytrzymałości szwów muru, ciężar jego własny, ciężary stropów, i inne na nim spoczywające, przenoszą się większą częścią na te punkty które się mniej osiadają. W fundamentach żelazno-betonowych, działa w ten sposób uzbrojenie podłużne.

Przykład takiego wzajemnego oddziaływania, widzę na fundamentach miejskiego teatru we Lwowie. Są one żelazno-betonowe, z silnym uzbrojeniem podłużnym, a rysunki ich znajdują się pod l. 26. Projektowane i wykonane są na obciążenie  $1,5 \text{ kg/cm}^2$ , pod którym mur próbny na podstawie  $1 \text{ m}^2$ , osiadł się na  $38 \text{ mm}$ . (Czasop. tech. 1898). Niwelowano kilkakrotnie 10 punktów cokołu, a z ostatniej niwelacji wykonanej d. 20 października 1906 wynika, że osiadania ich nie odpowiadają szerokościom odnośnych fundamentów, lecz że są to osiadania wyrównane. Tak np. oba naroża północne osiadły się jednakowo, z małym zaokrągleniem o  $33 \text{ cm}$ . Schodzące się tutaj fundamenty mają szerokość  $3,10$  pod północnym frontem, a  $3,50$  od zachodu i wschodu. Odnośnie więc do muru próbnego, stosunek szerokości jest  $3,5$ , a stosunek osiadań  $\frac{330}{38} = 8,7$ , czyli  $2,5$  razy większy. Jest to znacznie więcej niż przypuszczać można na podstawie powyższych uwag, mianowicie w stosunku do punktów narożnych. Uważane punkty są więc zapewne pod wpływem osiadania bardzo szerokich fundamentów sąsiednich, z którymi są połączone wprost lub pośrednio (patrz plan fundamentów pod l. 26) mianowicie: fundament pod środkiem północnego frontu ma  $6 \text{ m}$  szerokości, a wewnątrz od strony sceny znajdują się w małej odległości fundamenty  $11,5 \text{ m}$  szerokie. Osiadania ich nie znam, ale przytoczyć mogę osiadania dwóch punktów przy południowo-zachodnim rogu teatru, położonych w warunkach stosunkowo najgorszych. Szerokości ich fundamentów są  $9,60$  i  $10,34 \text{ m}$ , a osiadły się o  $426$  i  $435 \text{ mm}$ . W porównaniu z próbą stosunki osiadań są zatem  $\frac{426}{38} = 11,2$  i  $\frac{435}{38} = 11,4$ , a więc mało co większe od stosunków szerokości podstaw\*).

Gdyby nie było uzbrojenia podłużnego, które widzimy na rysunku, oba punkty południowe osiadłyby się może nieco więcej, natomiast punkty północne niewątpliwie znacznie mniej.

Wyczerpujące studium osiadań na całym obszarze teatru, byłoby zapewne dla nauki bardzo pożyteczne, bo pozwoliłoby bliżej poznać stopień wyrównania osiadań, między fundamentami różnych szerokości. Możliwe ono będzie dopiero wtedy, gdy niwelowane będą szczegółowo wszystkie części fundamentów.

Z powyższego wynika, że: dla jednakowego osiadania, należy obciążać fundamenty znacznie słabiej niż mury próbne, węższe od nich. W długich murach, naroża należy obciążać silniej niż części środkowe. Jeżeli zaś części jednego fundamentu mają różne szerokości, należy je obciążać tem słabiej, im szerokość jest większa.

---

\*) Powyższe liczby zawdzięczam uprzejmości pp. Radcy Goreckiego i inż. Czeronego, w Lwowskim urzędzie Budowniczym.

Stosunek jednoskowego obciążenia do szerokości fundamentu w powyższym znaczeniu, nie jest znany; a w oddzielnych przypadkach budowy mógłby być oznaczony tylko w przybliżeniu, za pomocą obszernych obciążeń próbnych.

Sądzę jednak, że przy projektowaniu na miękkich pokładach, należy przyjmować obciążenia odwrotnie proporcjonalne do szerokości podstawy; o czym mówić będziemy więcej pod l. 20.

W stosunku muru próbnego do fundamentu, ta zasada pozwoli nam lepiej przewidzieć osiadanie całej budowli, niż to potrafimy dotychczas przy jednakowych obciążeniach bez względu na szerokość. W zastosowaniu zaś do części jednego fundamentu o różnych szerokościach, ułatwimy w ten sposób wyrównawcze działanie ustroju, opisane powyżej.

Przy ciężkich budowlach i przy wielkich różnicach ciężaru sąsiednich murów, przepis powyższy będzie powodem mniej obszernego zastosowania fundamentów płytkich, a doprowadzi raczej do fundowania w większej głębokości, lub sposobami dającymi większą wytrzymałość.

Wreszcie nasuwa się uwaga, że według twierdzenia 3 zapisanego na str. 248, należałoby dzielić jednolite fundamenty na części, ażeby przez to, nie zmieniając całkowitej powierzchni podstawy, powiększyć jej obwód i opór; w ten sposób musiałoby się zmniejszyć osiadanie. Przeważnie staną tu jednak na przeszkodzie brak miejsca i trudności ustroju.

Z powyższego widzimy, jak wielki pożytek naukowy i praktyczny, przyniosłoby podawanie do wiadomości ogółu techników, wiele osiadają się wykonane budowle, a wiele wykonane przedtem próby.

## 16. Sondowanie.

Sondę czyli żelazny pręt 25 do 40 *mm* gruby, zwykle okrągły, u spodu zaostrozony (r. 361), wbijamy w ziemię, a z oporu jaki on napotyka, wnosimy, o twardości a poniekąd i o gatunku pokładu. Przy obracaniu sondy, tarcie ziarenek piasku i żwiru wywołuje szmer, którego nie ma w glinie; przytem wyciągnąwszy sondę ze żwiru, widzimy powierzchnię czysto otartą. Cząstki gliny tworzą powłokę żółtawą, a torf jest lepki w dotknięciu.

361.



Dla ułatwienia tych spostrzeżeń może mieć sonda ukośne zacięcia, wiercone zagłębienia (r. 362) lub nawet otwory na wylot, które napełniają się cząstkami ziemi, i większą ilość tych cząstek wydobywają na zewnątrz. Często jednak są one właśnie powodem omyłek.

362.



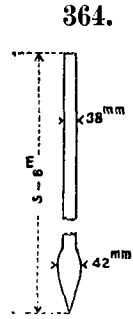
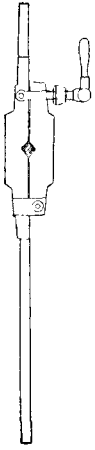
Wstawiając sondę ponownie do otworu w niewielkiej głębokości można dosłyszeć plusk wody, jeżeli ta zaczyna się zbierać.

Do wbijania sondy można z początku użyć młota; albo też jeżeli sonda ma u góry ucho, można przesunąć przez nie rękoięść i przyciskać ją ciężarem własnego ciała. Gdy sonda ma około 3 *m* długości, jej własny ciężar wystarcza już do wbijania jej w ziemię, a do podnoszenia potrzeba rękoięści przesuwanej (r. 363) przymocowanej śrubami. W ten sposób osiągnąć można głębokości 5 a nawet 6 *m*.

Rozpoznawanie pokładów w sposób powyższy, może być tylko ogółowe

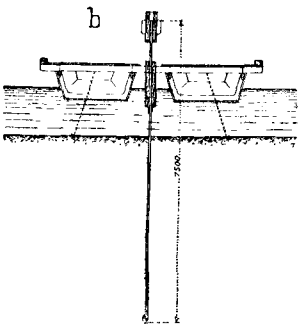
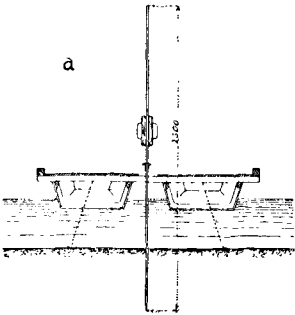
i niepewne, ale często jest wystarczające; mianowicie gdy gatunek pokładu jest z góry wiadomy, a chodzi tylko o zbadanie głębokości w jakiej on leży.

363.



Dla fundowania mostu na Dunaju pod Rechtenstein w r. 1892, używano sond okrągłych 5 do 6 m długich a 38 mm grubych (r. 364), których stalowe ostrze było zgrubione w kształcie gruszki do 42 mm; a to po części dla wzmocnienia wobec rylników i kamieni, więcej zaś dla zmniejszenia oporu przy wbijaniu i wyciąganiu sondy. W ten sposób bowiem powstaje otwór szerszy niż sonda. (ZfB. 1893 s. 439).

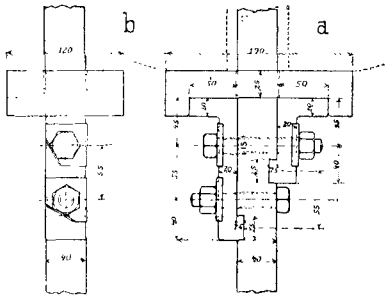
365.



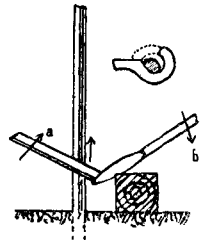
Skoro przebijany materiał obsypuje się, uderzenie samą sondą nie prowadzi do celu. Krótką sondę trzeba wtedy pobijać młotem, dłuższą zaś babą ręczną. Przytem nie można uderzać wprost w sondę, lecz w osobną głowę umocowaną za pomocą śrub i zaciętych zębów. Rys. 365 a przedstawia przyrząd używany na Menie (ÖZ. 1896 s. 103). Sonda jest kwadratowa, 40 mm gruba 7,5 m długa. Wręby wycinane w niej były w odstępach co 1 metr, a po obu stronach w różnych wysokościach. Głowa (r. 365 i 366) składa się z dwóch blach kątowych niejednakowej długości, i pokryta jest płytą; górna część sondy służy za kierownik dla baby. Inżynier który wykonywał to sondowanie zwraca uwagę, że zetknięcie powierzchni w połączeniach głowy, z sondą i z pokrywą, powinno być bardzo dokładne; że przy pierwszych próbach, najmniejsze uchybienie w tej mierze, bywało powodem zniszczenia przyrządu, i wykrzywienia sondy w bardzo krótkim czasie.

Przy niskim położeniu głowy stawiano na niej

366.



367.



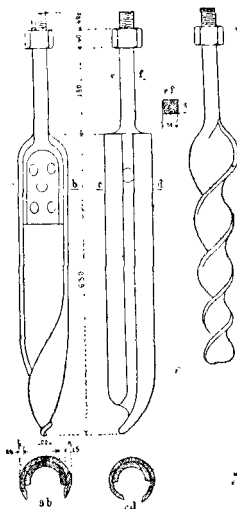
pachołka (słupek r. 365 b). Do wyciągania sondy z otworu używano dźwigni podstawianej pod głowę, i postępowano podobnie jak przy wyciąganiu pali.

Do wyciągania gładkiej sondy, podaje prof. Strukel następujący sposób (r. 367). Drąg a z uchem lub hakiem zakłada się nisko na sondę i przekręca się go w kierunku strzałki, usiłując silnie sondę scisnąć. Wskutek tego ucho drąga tworzy punkt stały, pod który podstawia się dźwignię. Choćby pierwsze próby były bezskuteczne, to jednak powtarzając je szybko raz po raz, można sondę wyciągnąć.

## 17. Wiercenie.

Dla celów fundacyi wierci się zwykle do głębokości mniej niż 20 m, a wyjątkowo tylko głębiej; w tych granicach wystarczą opisane poniżej najprostsze urządzenia. Po dalsze wiadomości odsyłam czytelnika do dzieł specjalnych o wierceniach głębokich.

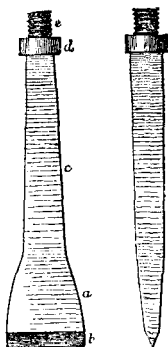
368.



a. Świdry obrotowe. Na powierzchni mamy zwykle pokłady miękkie; rozpoczynamy zatem wiercenie świdrem obracającym od ręki, za pomocą rękojeści (r. 363); przytem trzeba z początku przyciskać świder, a potem ciężar jego wystarcza. Część dolna zwana łyżką (r. 368) wcinając się w ziemię napełnia się; po każdym zatem wkręceniu o wysokość łyżki, t. j. 40—60 cm, należy świder wyciągnąć, zobaczyć przewiercony pokład, zapisać jego gatunek i wypróżnić łyżkę, ażeby mogła dalej wiercić.

Do badań dla fundacyi używa się łyżek o średnicy 5 do 12 cm, których płaszcz jest tem więcej zamknięty i zbliżony do rury, im miększy i wilgotniejszy jest pokład.

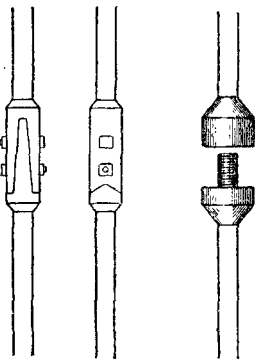
369.



b. Świdry bijące mają kształt dłuta (r. 369). Podnosimy je i rzucamy z wysokości 50 do 80 cm, obracając za każdym uderzeniem mniej więcej o  $\frac{1}{8}$  całego obrotu. Dłuto się tępi; należy je często wymieniać i ostrzyć, a przytem sprawdzać i starannie zachowywać pierwotną szerokość dłuta. Ułatwia się wiercenie przez dolewanie wody. Do wybierania miąłu rozmąconego w wodzie, potrzebna jest pompka, t. j. rura z wentylem, u góry otwarta, około 1,5 m długa, którą poruszamy ruchem powrotnym pionowym na wysokość 40 do 60 cm. Potrzeba 30 do 50 poruszeń, żeby większa część pompki napełniła się miąłem.

Dla celów fundacyi nie przebijamy grubych pokładów skały; zwykle chodzi tylko o mniejsze bryły kamieni, poczem powraca świder obrotowy.

370.



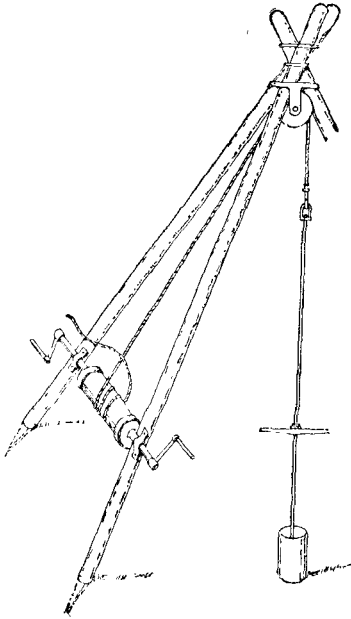
c. Trzonek świdra składa się z kolan czyli sztab kwadratowych 25—40 mm grubych a 1,5 do 4,0 m długich (r. 370). Przy świdrach obrotowych łączone są kolana przeważnie na widły lub łapki, a przy świdrach bijących na rękawki śrubowe. Jeżeli jednak gruczoł spojenia śrubowego jest kwadratowy lub lepiej ośmiokątny, natenczas można zabezpieczyć spojenie od zbytńskiego zaciśnięcia lub rozkręcenia, przez nasunięcie ciasnego rękawka. W takiej postaci, trzonek jest przydatny do świdra wkręcane go pomimo spojeń śrubowych.

d. Wiercenie do 15 m głębokości. Na ziemi należy położyć podłogę na 0,7 m w kwadrat, z dwóch warstw desek, z otworem wyciętym dla świdra, i utrwalić jej położenie za pomocą kołków. To ułatwi utrzymanie w porządku wierconego otworu. Do 6 lub 8 m głębokości, można podnosić i obracać świder rękami, bez pomocy zawieszenia. Przy



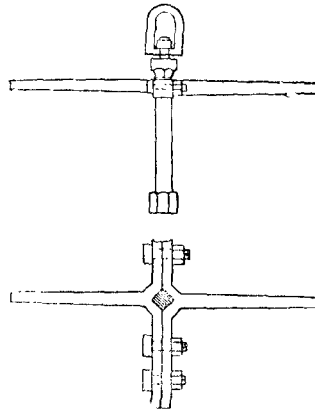
większej głębokości musi on być zawieszony na trójnogu (r. 371), którego wysokość wynosi 1,5 do 2,5 wysokości kolana trzonka. Lina lub łańcuch od trzonka przechodzi przez krążek; na niej wisi głowa (r. 372), pod nią kolana trzonka, wreszcie świder.

371.



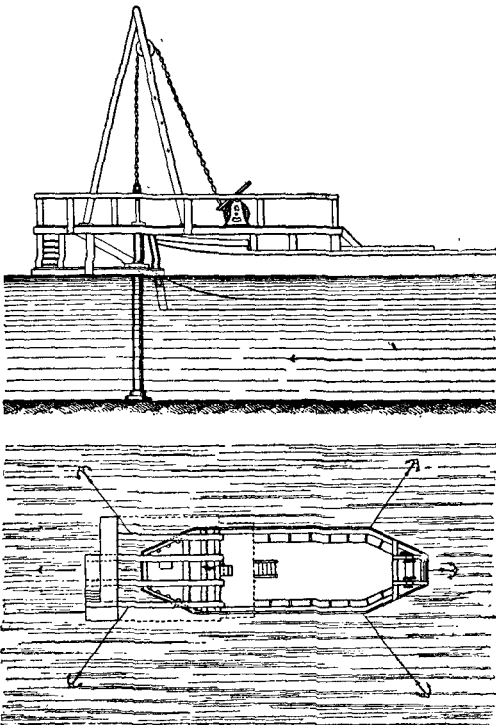
Jeżeli potrzeba bić dłutem pośród wody płynącej, można to urządzić według r. 365; ale można też postawić na pomoście trójnog z krążkiem dla liny od dłuta (r. 373). Galary najlepiej podeprzeć za

372.



pomocą zaostzonych słupów, przez co usuwa się kołysanie. Dwie kotwice dodaje się dla bezpieczeństwa.

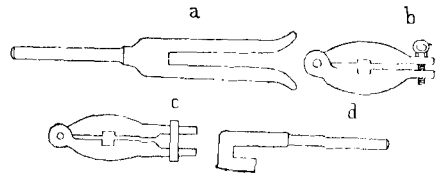
373.



Aby zasłonić wiercony otwór od zasypania, oraz linę od prądu, stawiamy w rzece rurę żelazną. Ciężki szeroki kołnierz tworzy jej podstawę; ale rura wystaje pod nim na 15 do 30 cm, przez to wcina się w ziemię i utrwala.

Za linę ciągną robotnicy; a gdy ciężar jest zbyt wielki, należy przymocować do trójnoga windę (r. 371). Przy wierceniu obrotowem służy winda tylko do wyciągania i spuszczenia świdra; przy wierceniu zaś udarowem, okręca się linę od świdra 2 lub 3 razy na wale windy a drugi jej koniec

374.



trzyma robotnik; dwóch robotników obraca korby jednostajnie, a trzeci przyciąga i puszcza na przemian linę. W ten sposób tarcie na wale zmienia się o tyle, że świder podnosi się i spada. Czwarty robotnik trzyma rękojeść i obraca dłuto.

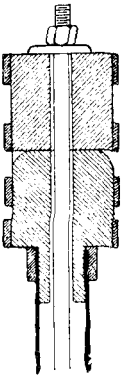
Dla przedłużenia trzonka, trzeba go uchwycić przy górnem spojeniu kolana, i trzymać w stałym położeniu. Do tego służą widełki (r. 374 a—c) albo klucz (r. d); następnie można rozebrać spojenie.



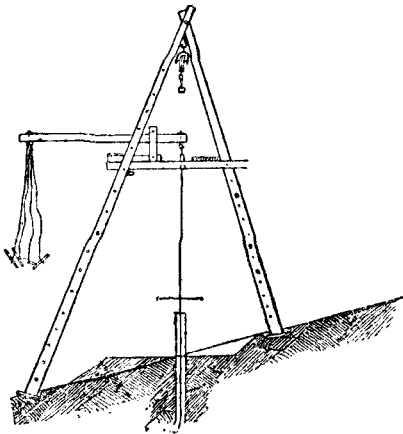
Rys. 378 przedstawia wpychanie rury ciężarem robotników.

Rys. 379 najczęściej używane urządzenie, przy pomocy dwóch wind słupkowych i dowolnego obciążenia.

380.



381.



być może w pobliżu dolnego końca pierwszego rurowania. Toż samo zachodzi, gdy tylko część wiercenia musi być rurowana.

Dla wstrzymania osypu, wystarcza niekiedy — zamiast rurowania — wybite wywierconego otworu dobrze przerobionym ilet. Poczem w tym ile wierce się powtórnie cieńszym świdrem obrotowym.

Powyżej 15 m głębokości przy wierceniu dłutowem, podnoszenie świdra za pomocą windy opisane powyżej staje się trudne. Winda służy zatem tylko do spuszczenia i wyciągania świdra z otworu, a do wiercenia używa się poziomego waha-cza umieszczonego w odpowiedniej wysokości (r. 381).

Dotychczas przyjmowaliśmy, że przy wierceniu dłutowem, ciężar całego trzonka wykonywa uderzenie. Jednakże powyżej 15 m, ciężar ten jest za wielki, i uderzenia niszczyłyby dolne części trzonka. Wstawiamy zatem tak zwany luźnospad, którego najprostsz kształt przedstawia rys. 382. Przy pomocy tego przyrządu sąsiednie części trzonka mogą się przesuwac, a wysokość możliwego przesunięcia jest większa od wysokości skoku dłuta. W ten sposób uderzenie wykonywa tylko część trzonka 3 do 5 m długa, leżąca poniżej luźnospadu.

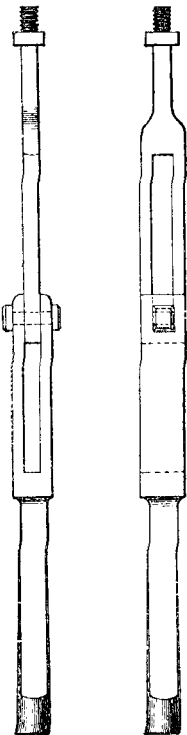
Maszynowy świder do wierceń podwodnych opisuje Engg. News. 1905 II. s. 201.

## 18. Doły i szyby próbne.

Doły próbne (n. *Probegrubcn*), są to wykopy o ścianach pionowych, niekiedy o przekroju kołistym średnicy 1,5, częściej prostokątne o wymiarach 1,5 × 2,5 lub 1,0 × 1,5, wykonywane do głębokości 3 m w miękkich, a do 5 m i wyżej w twardych pokładach.

Są one najlepszym środkiem rozpoznania pokładów, o ile mogą być doprowadzone do tej głębokości, w jakiej ma być fundowana budowla. Gdy jednak

382.

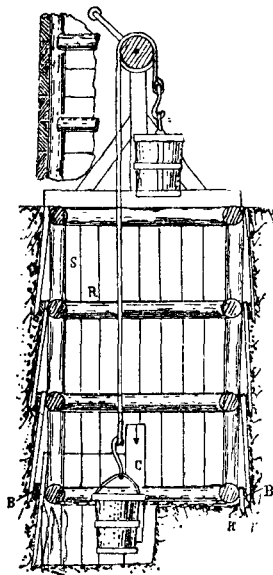


głębokość ta jest znaczna, zwykle ściany się zapadają, i wymagają wzmocnienia za pomocą oprawy ciesielskiej. W ten sposób powstaje szyb próbny (n. *Probschacht* r. 383).

Dla szybu trzeba rozszerzyć wykop o tyle, żeby w świetle oprawy pozostały wymiary wymienione powyżej dla dołu próbnego. Powinny one wystarczać dla wyciągania wykopu za pomocą windy i dwóch kubłów; ale nadto może być potrzebne miejsce dla ustawienia przyrządu do pompowania wody.

Oprawa składa się z opierzenia brusami pionowymi, które rozparte są i przyciśnięte do ścian wykopu za pomocą wieńców *R*, związanych zwykle z okrągłaków. Odstępy między wieńcami są tem mniejsze, im większe ciśnienie okazują pokłady; a zarazem im cieńszych brusów używano do opierzenia. Zwykle odstępy nie są większe nad 1,5 *m*, a brusy mają 4 do 8 *cm* grubości. Długość brusów odpowiada jednemu odstępowi wieńców, a wyjątkowo sięga ona przez dwa odstępy, jeżeli później wstawiane były wieńce dodatkowe.

383.



Podparcie wieńców stanowią słupy *S* ustawione w rogach szybu; nadto krótsze części wieńców wpuszczane bywają w ściany wykopu.

Zapuszczanie szybu postępuje wraz z oprawą. Przypuścimy, że u spodu leży wieńiec. Brusy opierzenia są bite z góry, w pochyleniu do pionu około  $\frac{1}{15}$ ; przez co powstaje za dolnym wieńcem dokoła miejsce wolne, 15 do 20 *cm* szerokie. Tu wstawiamy nowe brusy, opierając je o wieńiec, i pobijamy je w miarę jak postępuje wykop pod wieńcem. Przestrzeń pozostałą między brusami poprzedniego odstępu a nowo wstawionymi, wypełnia deska *B* i kliny, które wywołują naprężenie oprawy. Obok tego nowy wieńiec musi być podpierany tymczasowo, zanim wykop dojdzie do poziomu w którym przypada wieńiec następny.

Taka oprawa wystarcza nawet w pokładach o znacznem ciśnieniu, ale bez usuwiska; trudniejsze zaś przypadki należą do budowy tunelów. W łatwych warunkach gdy pokład przecięty trzyma się bez oprawy bodaj pół dnia, można zastosować oprawę z opierzeniem poziomem; część takiej oprawy przedstawiona jest na rys. 383 u góry po lewej stronie.

Szyb pozwala tak dobrze rozpoznać pokłady jak dół próbny; i pomimo że wymaga znacznych kosztów, powinien być wykonany przed każdą trudniejszą fundacją do tej głębokości, na jaką pozwala nacisk wody. Gdy jednak przyrządy jakie posiadamy do pompowania wody nie wystarczają, poprzestajemy na wierceniu. Rozpoczynamy zatem wiercenie na spodzie szybu, przez co odpada z głębokości wiercenia część dolna, a więc najdroższa, równa głębokości wykonanego szybu.

W trudnych warunkach dla oprawy ciesielskiej, widzimy przy nowszych budowach zapuszczanie szybów żelaznych, za pomocą ściętnego powietrza. Może się ono opłacać, jeżeli odpowiednie przybory są na miejscu; w ten sposób badano warunki pod budowę wieży Eiffla.

## 19. Pale próbne.

Bicie pali próbnych potrzebne jest zwykle wtedy, gdy jest zamiar wykonania fundacji na palach, a więc potrzeba poznać bliżej opór jaki stawiać będą pale przy biciu, oraz dozwolone obciążenie ich i koszt bicia. W każdym razie, przed biciem pala próbnego należy poznać pokłady za pomocą wierceń, a następnie wykopać dół albo szyb próbny do tego poziomu, w którym mają leżeć głowy pali pod fundamentem. Pal próbny bijemy zatem w tym samym poziomie, na spodzie szybu.

Poprzestawanie na jednym palu próbnym nie jest właściwe, albowiem po wbiciu pal ma być obciążony; na jednym palu niema więc należytej podstawy do umieszczenia ciężaru; potrzeba do tego czterech pali.

Pale powinny być obciążone nie tylko tym ciężarem który mają wytrzymać pod budowlą, ale stopniowo też coraz silniej, bodaj do dwukrotnego ciężaru budowy. Obciążanie całym ciężarem który wypada według jednego ze wzorów podanych pod l. 33, nie jest wprawdzie potrzebne dla budowy, ale pożądane dla postępu umiejętności.

Przy wszystkich obciążeniach należy mierzyć wciąganie pali. Dozwolone pod budowlą jest to obciążenie, które wywołało przy próbie dozwolone w danym przypadku wciąganie; i pod warunkiem, że ruch pala pod obciążeniem zupełnie się ukończył. Należy więc odczytywać wielkość wciągania za pomocą dźwigni lub innego przyrządu, w powiększeniu przynajmniej 10-krotnem, a czas trwania obciążeń nie może być ograniczony innymi względami.

Jeżeli pokłady są bardzo miękkie, a w danym miejscu zachodzą znaczne zmiany stanu wody podziemnej, należy przeczekać z obciążeniem peryod takich zmian, aby się przekonać czy nie wywołują ponownego poddawania się pali.

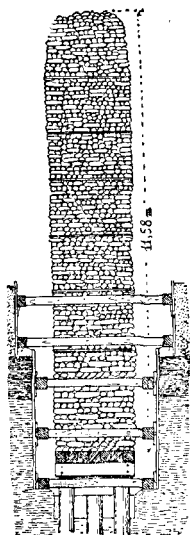
Przykład obciążenia próbnego czterech pali, przedstawia rys. 384. Wykonano je w Chicago (1892); dla fundamentu biblioteki. Szyb próbny zapuszczono do głębokości przysłego fundamentu. Pale były 16,2 m długie, 33 cm średniej grubości, i 15,8 m głęboko bite. Z tej głębokości 8,2 stanowił miękki muł, 7 m muł zbity, a 0,6 m twardey ił. Obciążenie tworzyły sztaby lanego surowca, których stos był 11,5 m wysoki. W ten sposób na każdym palu spoczywało 50,7 tn, gdy pod budowlą obciążenie wynosić miało tylko 30,5 tn. Tak przy obciążaniu, jakoteż w ciągu 11 dni pełnego obciążenia, nie dostrzeżono żadnych ruchów; zaniechano więc dalszego obciążania (Fortschr. d. Ing. W. I. 2. s. 2).

Inne próby obciążania opisane są pod l. 20.

## 20. Próbne obciążenia gruntu.

Rys. 385 przedstawia znany powszechnie sposób urządzenia takich obciążeń. Słup muru na zaprawie cementowej, a zwykle na podstawie 1 m<sup>2</sup>, wpuszczony jest na parę decymetrów w powierzchnię na której ma stanąć budowa. W murze osadzona jest trwale łąta z podziałką; na murze zaś, bądź to bezpo-

384.

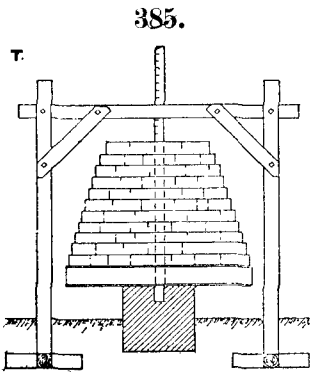


średnio bądź też na odpowiednim pokładzie belek i brusów, spoczywa stos kamieni, szyn kolejowych, lub dowolnych ciężarów jakie najdogodniej w danym miejscu zgromadzić.

Niezależnie od muru osadzone są w ziemi słupy trzymające poziomą łątę, przy której odczytujemy podziałkę łąty pionowej. Różnica odczytów przed i po obciążeniu, daje osadzenie się gruntu.

Odczyty otrzymane z takiego urządzenia nie są dokładne. Oprócz bowiem trwałego osiadania się podstawy muru, powstają także sprężyste ugięcia na znacznej przestrzeni dokoła muru (patrz l. 15), a te ruchy wykonywa także łąta z podziałką wraz ze słupami. Jeżeli więc chodzi o większą dokładność, należy odczytywać przy naprężonej nitce poziomej, utwierdzonej na dwóch punktach stałych, np. na silnie wbitych palach, w odległości jak można największej od próbnego muru. Bardzo dokładnie i wygodnie odczytywać można na podziałce za pomocą stale utwierdzonej lunety.

Z tego co mówiliśmy pod l. 15 wynika nadto, że kształt kwadratowy podstawy próbnego muru, nie jest właściwy. Obciążana podstawa powinna być raczej geometrycznie podobna do fundamentu rzeczywistego; a jeżeli nie zawsze jest to możliwe ściśle, to możliwe jest w przybliżeniu. Przytem, jeżeli długość jest znacznie większa od szerokości, należy mierzyć nie tylko ugięcie środka, ale także obu końców podstawy.



Zakładając bezwarunkowo że wykonywamy próbę w tej głębokości w jakiej mamy fundować, zwracam uwagę że szeroki wykop według r. 385 nie jest właściwy, jeżeli fundament ma być z obu stron ziemią zasypany. Właściwszy jest wtedy ciasny szyb według r. 384, bo w nim wpływ głębokości, czyli wpływ obciążenia przez pokład ziemi leżący nad poziomem obciążonym, bliższy jest tego jaki się później objawi w rzeczywistym fundamencie.

Odczyty należy rozpocząć przy obciążeniu mniejszem niż ma być pod budową, a odczytywać dopiero wtedy, gdy ruch zupełnie się ukończy. Następnie należy powiększać obciążenie małemi stopniami, a odczytując z temi samemi ostrożnościami jak wyżej, doprowadzić trzeba odczyty do obciążeń znacznie większych od tego jakie przewidujemy w danym fundamencie.

Jednocześnie z postępem obciążeń, należy zestawiać otrzymane odczyty na rysunku. Uważając np. obciążenia jednostkowe  $p$  za odcięte, a odpowiednie ugięcia za rzędne, otrzymamy przez wyrównanie krzywą (rys. 386), której kształt będzie tem pewniejszy im mniejszemi stopniami powiększane było obciążenie.

Krzywa ta jest wypukłą ku osi  $p$ , albowiem ze wzrostem  $p$ , potrzeba coraz mniejszego ciśnienia na jednostkę ugięcia; czyli według rysunku,  $\frac{dy}{dp} = \frac{1}{\psi}$  wzrasta.

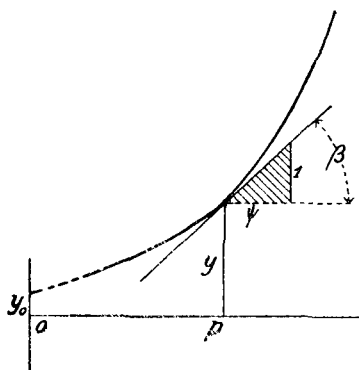
Przy małych obciążeniach przeważają odkształcenia trwałe, przy większych wzrasta zapewne wpływ ugięć sprężystych, bo krzywe wykreślone dla większych obciążeń przedłużone do osi rzędnych, dają zwykle rzędną w początku. Może ona oznaczać część odkształcenia trwałego.

Jeżeli powyżej pewnego obciążenia krzywa staje się nagle stromsza, mo-

zna to obciążenie uważać za granicę wytrzymałości, — jak chcą niektórzy autorowie; — ale tylko odnośnie do poziomu który obciążamy, i do danej podstawy próbnej. Dla szerszej podstawy fundamentu granica ta leży nieco wyżej, a przesunięcie jej zależy od gatunku materiału w gruncie, którego wpływ jest dotychczas mało znany. Nadto wytrzymałość powiększa się wraz z głębokością.

Jeżeli  $u$  jest w danym przypadku największe dozwolone osiadanie fundamentu, a  $P$  dane obciążenie jego na jednostkę długości, jeżeli przypuścimy nadto że osiadania są proporcjonalne do szerokości

386.



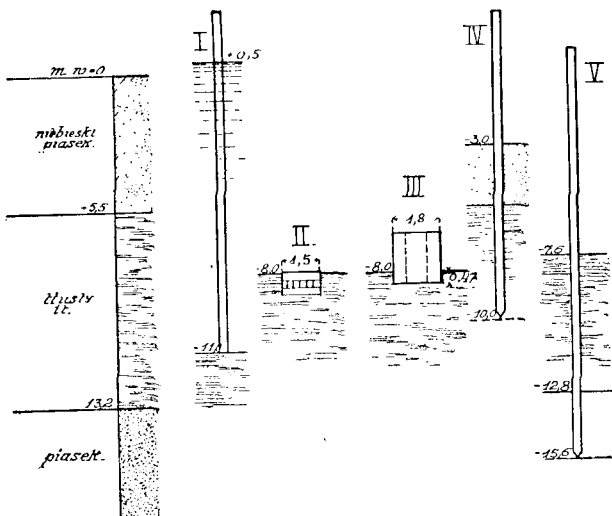
podstaw, to  $\frac{P}{u} = \psi = \text{ctg } \beta$  ma znaczenie wskazane na rys. 386. Prowadząc styczną do krzywej odkształceń pod kątem  $\beta$  do poziomu, otrzymamy dozwolone obciążenie  $p$ , jako odcięte punktu styczności. Dla pewności oznaczenia tego punktu, potrzeba wielkiej podziałki dla  $y$ , w stosunku do podziałki  $p$ .

Z wartości  $p$  wypada nam szerokość fundamentu  $b = \frac{P}{p}$ ; po wyrachowaniu jej, znajdziemy zapewne błąd w przyjętej wartości  $P$ ; albowiem nie znając  $b$ , nie mogliśmy dokładnie

oznaczyć ciężaru ziemi spoczywającej na odsadach fundamentu; wypadnie więc powtórzyć rachunek.

Otrzymane  $p$  może być praktycznie zbyt małe, a szerokość  $b$  zbyt wielka, praktycznie nie możliwa; wówczas trzeba wykonać nowe próby w większej głębokości, albo użyć innego sposobu fundowania.

387.



Według tego co mówiliśmy pod l. 15 str. 251,  $p$  otrzymane w powyższy sposób, może być przede wszystkim zastosowane do fundamentu o stałej szerokości. Przy łączeniu zaś fundamentów o szerokościach różnych, otrzymane  $p$  dadzą zapewne osiadania nie zupełnie równe, ale różnice między nimi będą znacznie mniejsze od tych, które powstają obecnie wskutek zastosowania jednakowych obciążeń jednostkowych, bez względu na szerokość podstawy.

Najwięcej umiejętne próby obciążenia jakie znam, wykonane dla budowy portu w Cuxhaven przy ujściu Elby, opisuję poniżej według ZlB. 1898 s. 390.

Przy pomocy licznych wierceń i szybu próbnego (*Schürfloch*), rozpoznano pokłady przedstawione na załączonym szkicu (r. 387) w grubościach zaokrąglonych. Przy wykonaniu szybu dopływ wody był nie wielki, dopókiniżenie stanu





### Doświadczenie III.

W tym samym dole co poprzednio, ustawiono podwójną rurę żelazną otwartą, o przekroju według rys. 388. Powierzchnia przekroju blach wynosiła  $1050,25 \text{ cm}^2$ ; a pod stopniowem obciążaniem do  $30676 \text{ kg}$ , rura wcisnęła się w ił na  $470 \text{ mm}$ .

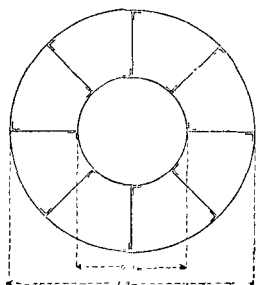
Jeżeli przyjmiemy wytrzymałość iłu  $4 \text{ kg/cm}^2$  oznaczoną w pierwszym doświadczeniu, to pokonywała ona  $1050,25 \cdot 4 = 4201 \text{ kg}$ , a reszta  $30676 - 4201 = 26475 \text{ kg}$  przypada na tarcie.

Powierzchnię blach zanurzoną w ziemi, podaje sprawozdanie na  $2434,47 = 114398 \text{ cm}^2$ , a więc wypada opór tarcia  $\frac{26475}{114398} = 0,23 \text{ kg/cm}^2$ .

### Doświadczenie IV.

Do wymienionego powyżej dołu próbnego wpuszczono napowrót wodę, a następnie wbito w nim dwa pale po  $30 \text{ cm}$  średnicy, każdy o przekroju  $707 \text{ cm}^2$ ; odstęp między nimi był  $2,5 \text{ m}$ . Pokryto je kapturem, i przy pomocy opartych na palach belek, obciążono je szynami. Obrane miejsce dołu próbnego leżało  $3 \text{ m}$  pod niskim stanem wody; pale wbite były  $7,5 \text{ m}$ , z tego około  $2,5 \text{ m}$  w niebieski piasek, a  $5 \text{ m}$  w ił. Baba  $880 \text{ kg}$  spadająca z wysokości  $3 \text{ m}$ , pobijała przy końcu pał zachodni o  $10 \text{ cm}$ , pał wschodni o  $8 \text{ cm}$  na 10 uderzeń.

388.



Do obciążenia ciężarem  $41018 \text{ kg}$ , oba pale zagłębiały się prawie jednakowo; a mianowicie zachodni o  $22 \text{ mm}$ , wschodni o  $23 \text{ mm}$ . W tym stanie pozostały pale podczas odpoczynku popołudniowego. Po położeniu dalszych  $3008 \text{ kg}$  zagłębiły się pale nagle, a mianowicie zachodni o  $772 \text{ mm}$  więcej niż wschodni; doświadczenie musiało być zatem zakończone.

Ponieważ znano z poprzednich doświadczeń wytrzymałość i opór tarcia w ił, więc mógł być obrachowany z powyższego doświadczenia opór tarcia w piasku; a mianowicie:

Według doświadczenia 1, wytrzymałość iłu stawała opór

$$707 \cdot 2 \cdot 4 = \dots \dots \dots 5656 \text{ gk}$$

Powierzchnia boczna obu pali stykająca się z iłem przy końcu doświadczenia, wynosiła  $1106,4 \cdot 94,25 = 104278 \text{ cm}^2$ ; a więc opór tarcia w ił wynosił według l. 3

$$104278 \cdot 0,23 = \dots \dots \dots 23983 \text{ „}$$

Dodając na opór tarcia w piasku  $\dots \dots \dots 14387 \text{ „}$

Otrzymujemy całe obciążenie  $44026 \text{ kg}$

Skoro zaś boczna powierzchnia pali tkwiąca w piasku wynosiła  $500,94 \cdot 25 = 12523,5 \text{ cm}^2$  więc opór tarcia na  $1 \text{ cm}^2$  wynosił

$$\frac{14387}{12523,5} = 0,305 \text{ kg.}$$

### Doświadczenie V.

W dole próbnym wbito 4 pale, ustawione w kwadrat o boku  $2,4 \text{ m}$ . Pod uderzeniem baby na  $900 \text{ kg}$  z wysokości  $1,3 \text{ m}$ , postępowwały one  $6$  do  $10 \text{ mm}$ , gdy tkwiły w ziemi  $8 \text{ m}$ ; a mianowicie od poziomu  $-7,6$  do  $-15,6$ . Na poziomie

—12,8 leżał spód یتu, a więc przebiły pale 5,2 m یتu, a 2,8 piasku. Obwód jednego pala wynosił przy ziemi 124 cm, a przy dolnym końcu 100 cm; powierzchnia boczna w یتle 60424 cm<sup>2</sup>, a w piasku 26676 cm<sup>2</sup>.

Pod obciążeniem 31830 kg na 1 pal, odczytano trzeciego dnia zagłębienie pali 14 mm.

Według doświadczenia 3 i 4, jednostkowy opór tarcia wynosi w یتle 0,23 kg a w piasku 0,31 kg na 1 cm<sup>2</sup>. Stosownie więc do wymienionych powierzchni tarcia, wynosi:

$$\begin{array}{r} \text{tarcie w یتle} \quad 60424 \cdot 0,23 = 13898 \text{ kg} \\ \text{a „ w piasku} \quad 26676 \cdot 0,31 = 8270 \text{ „} \\ \text{razem} \quad \underline{\underline{22168 \text{ kg}}} \end{array}$$

Skoro odejmiemy ten opór od obciążenia 31830 kg, pozostanie ciężar 9662 kg zrównoważony przez wytrzymałość piasku. A ponieważ przekrój pala wynosił 804 cm<sup>2</sup>, więc na 1 cm<sup>2</sup> wypada okrągło wytrzymałość 12 kg, którą okazał piasek po ugięciu na 14 mm.

Po zdjęciu szyn, zagłębienie pali zmniejszyło się na 9 mm, co przypisać należy sprężystości piasku.

Opisane powyżej doświadczenia wystarczały zapewne do ogólnego rozpoznania warunków, w których fundowane być miały budowle; skoro jednak zechcemy wyprowadzać z nich dalsze wnioski, nastroczają one następujące uwagi.

1. Odczyty uginania nie były dosyć ściśle, skoro nie podają ułamków milimetra; co można łatwo osiągnąć odczytując na przyrządzie drążkowym. Przytem doświadczenia postępowały zbyt szybko; niema więc pewności, że przed odczytywaniem osiadanie już się ukończyło.

2. Wytrzymałość یتu 4 kg/cm<sup>2</sup> oznaczona była w doświadczeniu I dla powierzchni یتu, pod obciążeniem warstwy 11,5 m wody, i dla kolistego przekroju płasko uciętego pala. Nie może być zatem przeniesiona do dalszych doświadczeń w odmienne głębokości, i nie może być zastosowana w doświadczeniu III do powierzchni wązkiego a długiego paska, tj. do przekroju blachy. Tem więcej, że w doświadczeniu III nie doprowadzono obciążenia do przekroczenia równowagi, jak w doświadczeniu I. Zważywszy więc że wytrzymałość jednostkowa zmniejsza się wraz ze średnią szerokością przekroju, i ze względu na uwagi pod 1, można przyjąć że w doświadczeniu III, opór wytrzymałości był bardzo mały, i tarcie utrzymywało prawie cały ciężar. Opuszczając zupełnie opór wytrzymałości یتu, otrzymamy jednostkowy opór tarcia  $\frac{30676}{114398} = 0,27$ .

To co powiedziałem o wytrzymałości, odnosi się również do oporów tarcia mierzonych w powyższych doświadczeniach. Nie są to współczynniki tarcia, lecz składowe ciśnienia; są to średnie jednostkowe opory tarcia, wyrachowane dla danych powierzchni; a więc wzrastać muszą wraz z głębokością, tak jak wzrasta jednostkowe ciśnienie. Opór 0,27 obrachowany z doświadczenia III dla grubości warstwy 0,47, jest za mały w zastosowaniu do doświadczenia IV, gdzie grubość warstwy wynosi 5 m.

Z tej samej przyczyny, opór tarcia w piasku był z pewnością mniejszy w doświadczeniu IV niż w doświadczeniu V; pomimo że w obu razach grubości pokładów były prawie jednakowe.

Oba opory tarcia wstawione w rachunek z doświadczenia V, są zatem

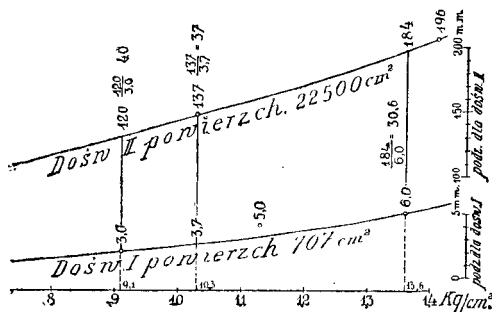
znacznie za małe, i dlatego wypadła tak wielka wytrzymałość piasku, zupełnie błędna.

Ażeby określić w jakim stosunku wzrasta jednostkowe tarcie w miarę głębokości, należałoby najprzód mierzyć wytrzymałość w różnych głębokościach, bez współdziałania tarcia, a następnie dopiero w tych samych głębokościach, powtórzyć pomiar wraz z tarciem.

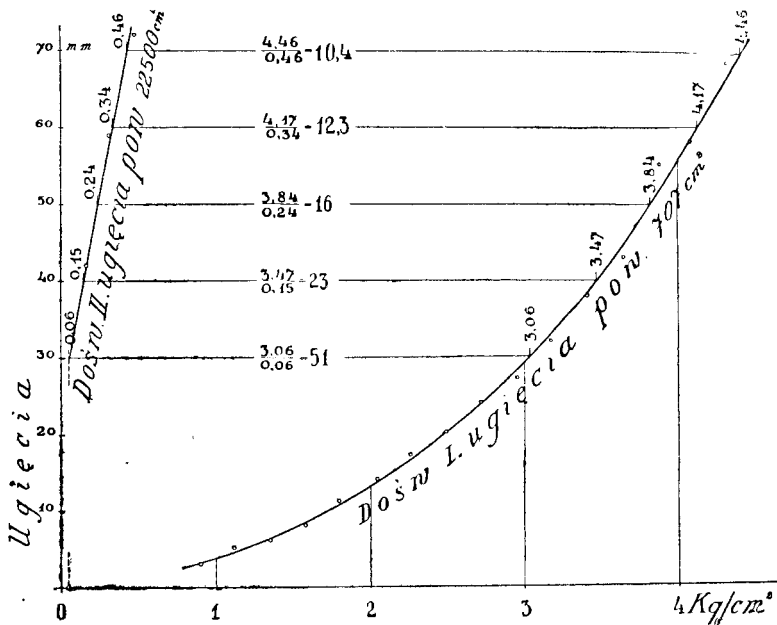
3. Doświadczenia I i II mogły posłużyć do porównania ugięcia dwóch powierzchni różnej wielkości, przy jednakowym obciążeniu jednostkowym. Na przeszkodzie stanęło jednak załamanie się pokładu یت przy obciążeniu  $1,74 \text{ kg/cm}^2$ , a dalszym brakiem jest, że obciążane powierzchnie nie były geometrycznie podobne, oraz że ugi-

nający się pokład, nie był w obu razach w jednakowych warunkach. Pomimo tego, zważywszy jak mało liczb ogłoszono dotychczas w tej sprawie, mianowicie dla یت, porównywałem te ugięcia, wykreślając dwie krzywe na wspólnych odcię-

389.



390.



tych, przedstawiających obciążenia jednostkowe niżej  $1,4 \text{ kg/cm}^2$  (r. 389).

Przy obciążeniach . . . . . 0,91 1,03 1,36  $\text{kg/cm}^2$   
 ugięcia w doświadczeniu I dla powier.  $707 \text{ cm}^2$

były . . . . . 3,0 4,0 6,0 mm

ugięcia w doświadczeniu II były . . . . . 117 137 190 „

a więc stosunek ugięcia II : I był . . . . . 39 34 31,7 „

Stosunek obciążanych powierzchni był  $\frac{22500}{707} = \text{okrągło } 32$ , a stosunek

kwadratów z ich szerokości 25. Stosunki ugięć byłyby z pewnością mniejsze, gdyby poziom doświadczenia I leżał w poziomie II, a nie 3 m głębiej; oraz gdyby w doświadczeniu I ił nie był obciążony wodą; albowiem wówczas ugięcia I byłyby większe.

Z wykreślenia wspomnianego powyżej, oznaczyłem także obciążenia odpowiadające jednakowemu osiadaniu obu powierzchni r. 390.

Przy ugięciach . . . . .	40	50	60	70 mm
obciążenie w doświadczeniu I było . . .	3,47	3,84	4,17	4,46 kg/cm <sup>2</sup>
a w doświadczeniu II . . . . .	0,15	0,24	0,34	0,43 „
Stosunek obciążeń I:II był zatem . . .	23	16	12,3	10,4 „

Łatwo spostrzedz, że i te stosunki byłyby mniejsze, przy zgodnych warunkach obu doświadczeń.

Jakkolwiek wyniki ostatnich dwóch rysunków nie mogą być bez zmiany zastosowane w praktyce, przyczynią się jednak może do utrwalenia przekonania, że obciążenia gruntu wykonywane na powierzchniach obejmujących zaledwie parę decymetrów kwadratowych, nie mają wartości. Przy innych materiałach, pomiary wytrzymałości na małych przekrojach są dla tego więcej pożyteczne, ponieważ przy obciążeniu, gęstość materiału nie zmienia się w tym stopniu jak gęstość ziemi. Z tego powodu nie opisuję przyrządów obmyślanych dotychczas do mierzenia wytrzymałości ziemi. Wiadomości o nich znajdują się między innymi w książce Willmanna (Grundbau 1906 s. 17/18).



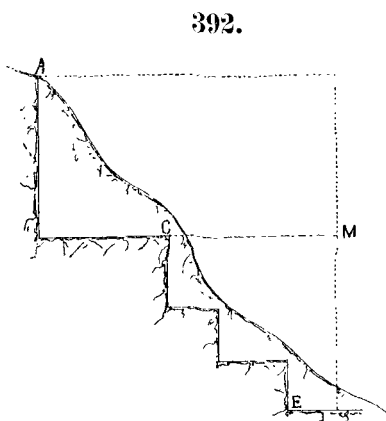
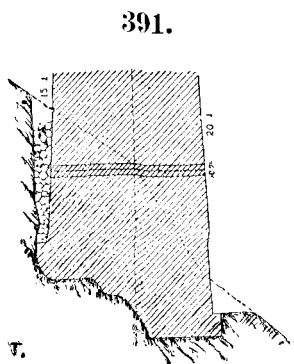
### III. SPOSOBY FUNDOWANIA.

#### 21. Fundowanie na pokładach naturalnych bez wzmocnienia.

Gdy na powierzchni ziemi leży pokład tak wytrzymały, że można go bez obawy obciążyć zamierzoną budową, natenczas powierzchnia ta wymaga odpowiedniego przygotowania.

Fundament opierać się musi na płaszczyźnie poziomej, lub pochylonej prostopadle do wypadkowej siły, jak n. p. dla przyczółków mostów sklepionych. Powierzchnia ziemi musi być zatem ścięta do poziomu, a ztąd na pochyłym gruncie wynikają stopnie (r. 391), które nawet w skale muszą być wycięte. Skała

zwietrzała lub silnie popękana, musi być usunięta.



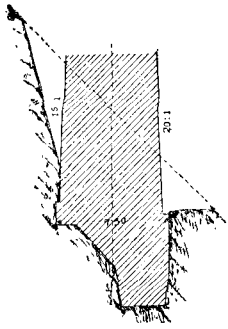
Przy wielkiem pochyleniu terenu, część muru *CME* (r. 392) wynikająca ze spadku, powinna być bardzo starannie wykonana, żeby się jak najmniej osiadała; bo wskutek tego osiadania budowla może się pochylić.

*Przytem fundament*

musi być pogłębiony pod powierzchnię ziemi, dla ochrony od wpływu atmosfery i zaciekania wody opadowej; zamarzanie bowiem wody pod fundamentem, byłoby z czasem powodem zniszczenia. Dla lekkich i mniej ważnych budowli, wystarczy pogłębienie do granicy zamarzania, t. j. 1,0 do 1,2 *m*. Poprzestajemy na mniejszem pogłębieniu tylko na twardej skale, i w obec innych korzystnych warunków. Natomiast dla budowli ciężkich i ważnych, pogłębiamy często na 1,5 do 2,0 *m* (r. 393). Pogłębienie może być mniejsze, jeżeli można zastłonić fundament nasypem; mianowicie, jeżeli podniesienie powierzchni otaczającej budowę ponad sąsiedni teren, jest korzystne dla użytku budowli.

Do szczególnych ostrożności zmusza sąsiedztwo kopalni, o ile leżą one w pokładach wodonośnych, a przez szyby i podkopy usuwają pewien nadmiar wody, ponad objętość pustą rzeczonych pokładów. Wskutek tego bowiem piasek przechodzi ze stanu płynnego w zbity, i zmniejsza swą objętość. Przytem zwykle niższy zostaje stan wody podziemnej, a pokład leżący między pierwotną a późniejszą powierzchnią wody wysycha i kurczy się. Tę własność okazuje w wyższym stopniu ił, w mniejszym piaszczysta glina; a jest ona powszechnie znaną z osuszeń wykonanych dla celów rolniczych.

393.

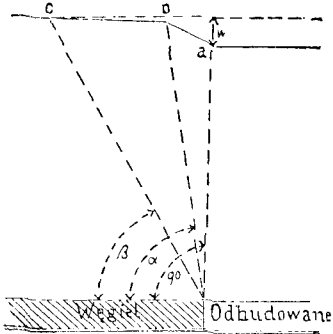


Obie przytoczone przyczyny wywołują osiadanie powierzchni ziemi. Obok nich możliwe jest także wypłukiwanie ziarenek piasku lub przymieszki glinkowej; przeważnie przy wypływie wody do szybu lub podkopu, gdzie powstaje większa prędkość; ale także wzdłuż całej drogi odpływu wody, o ile ten odbywa się po powierzchni pokładu nieprzepuszczalnego. Wreszcie powstają osiadania wskutek próżni powstałych z odbudowy. Są one większe jeżeli te próżnie pozostają nie wypełnione, a znacznie mniejsze, jeżeli zostaną wypełnione żużlem lub innym materiałem. Pomimo tego jednak osiadanie wynosi 0,1 do 0,3 grubości odbudowanej.

Sprawozdanie w CBl. 1902 s. 137 podaje wyniki długoletnich spostrzeżeń co do zapadania powierzchni ziemi w sąsiedztwie kopalni węgla, a mianowicie:

1. Powierzchnia ziemi zapada się zawsze; niekiedy dopiero po upływie dłuższego czasu, ale bez względu na głębokość w której leży kopalnia (?).

394.



2. Wysokość zapadnięcia zależy od grubości odbudowanego pokładu, oraz od grubości i rodzaju pokładów nad nim leżących; a mianowicie czy przeważają w nich zbite skały, czy też piaski i gliny diluwialne.

Skoro grubość odbudowanego pokładu przyjmujemy = 1, natenczas:

3. Wysokość zapadnięcia powierzchni terenu wynosi:

a) 0,3 do 0,4 tam gdzie przeważa piaskowiec a diluwium stanowi małą część pokładów pokrywających węgiel.

b) 0,40 do 0,55, gdy piaskowiec i diluwium mają jednakowe grubości.

c) 0,55 do 0,70, gdy przeważa łupek, a grubość diluwium nie wynosi więcej nad 15 do 20 m.

4. Oprócz ogólnego zapadania powierzchni, powstają niekiedy zapadania lokalne, t. j. lejcowate zagłębienia ze stromymi brzegami; a to wskutek splukania i odpływu piasku w przestrzenie odbudowane. Głębokość takiego lejka może być nawet większa od grubości odbudowanego pokładu.

5. Granice zapadania gruntu, przekraczają w rzucie poziomym granice powierzchni odbudowanej; a w jakim stopniu, zależy to głównie od rodzaju pokładów składających wiszącą pokrywę (r. 394).

Pas obrywu (n. *Bruchzone*) *ao* który stanowi obwód powierzchni zapadniętej, rozpoznać można po szparach. Budowle w tym pasie położone, cierpią

najwięcej; zaś wewnątrz, przy jednakowem zapadaniu wszystkich punktów, budowle mogą odbywać dosyć znaczne ruchy bez uszkodzenia. Mury mocniej obciążone odrywają się od mniej obciążonych, przytem mniej cierpią wskutek osiadania.

Pas *oc* stanowiący przejście do powierzchni nieporuszonej, można określić jak wskazuje rysunek: a mianowicie  $tg\beta=5,7$  do  $2,5$

$$tg\alpha=19,1 \text{ do } 5,1$$

przytem mniejsze wartości tych kątów, a więc większe szerokości pasa przejściowego, odpowiadają pokładom piasku.

6. Ogółem powiedzieć można, że w miękkich pokładach ruchy powstają prędzej, i prędzej się kończą niż w skałach. Najdłużej trwają ruchy w pasie obrywu; wewnątrz kończą się niekiedy w 2 lub 3 lata po ukończeniu odbudowy. Górnicy przyjmują, że w 10 lat po ukończeniu odbudowy ruchy o tyle się ukończyły, że powierzchnia może być ponownie uprawiona.

Stawiając budowle w obszarze górniczym, należy unikać pasa obrywu, a raczej stawiać je w środku obszaru. Mury fundamentów powinny być silnie ze sobą związane; a pod tym względem najlepiej działają ruszty żelazne. Natomiast wiązanie murów ściągaczami żelaznymi, jest prawie bezskuteczne. Łuki łukowe i sklepienia nie są właściwe, ponieważ same przez się wywołują parcia poziome; należy je zastępować belkami a względnie stropami żelaznymi. Nad fundamentem jednak daleko tańszy, a prawie równie oporny przeciw pękaniu ścian jest szachulec drewniany; a jeszcze silniejsze są ściany belkowe łączone na węgiel. Dalsze uwagi znajdują się w przytoczonym sprawozdaniu.

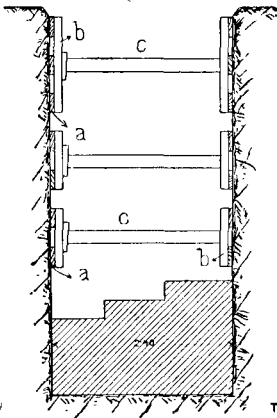
## 22. Wykop i rozpieranie wykopu.

Z powodów opisanych w poprzednim rozdziale, jedną z pierwszych czynności przy wykonaniu fundamentu jest wykop, który tworzy zagłębienie (n. *Baugrube*). Wymiary poziome zagłębienia są o tyle większe od odpowiednich wymiarów budowli, o ile tego wymaga wygodne wykonanie robót. Obszerne zagłębienia

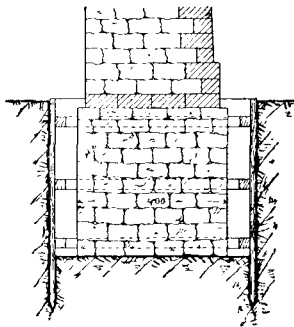
są wygodne; przy małych głębokościach wykopu i słabym napływie wody, mogą być nawet korzystne zagłębienia wspólne, dla dwóch lub więcej fundamentów; przyczem zmniejsza się długość ścian wymagających podparcia. Częściej jednak rzecz się ma odwrotnie, bo wobec trudności wyczerpania wody, dzielimy zagłębienie na kilka części, i wykonywamy roboty kolejno, w każdej części osobno.

Ograniczenie zagłębienia łagodnymi skarpami, jest tylko wyjątkowo praktyczne; zwykle natomiast dla oszczędności wykopu i łatwego przystępu do budowy, ściany wykopu są stromo pochylone lub pionowe. Wymagają więc wzmocnienia, czyli opraawy (n. *Bölsung* fr. *boisage*).

395.



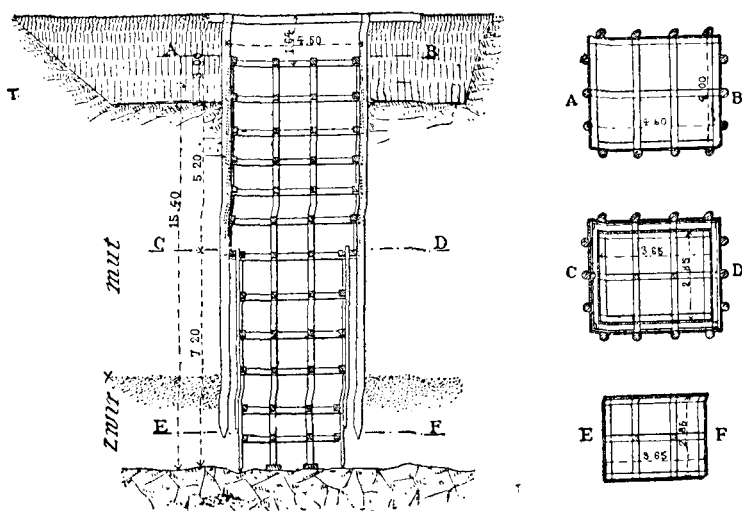
396.



Oprawa (r. 395) składa się zwykle z brusów poziomych *a* tworzących opierzenie (n. *Verschaltung*, fr. *blindage*), układanych w miarę potrzeby ciasno obok siebie, lub w odstępach. Opierzenie przyciśnięte jest do ziemi za pomocą rygli pionowych *b* (n. *Streichholz*, fr. *dosse*), i rozpieraczy *c* (n. *Steife*, fr. *étréssillon*), zakładanych w odstępach pionowych 1,0 do 1,5 *m*. Jeżeli ściany wykopu są nieco pochylone, naprężenie oprawy odbywa się przez pobijanie rozpieraczy, zaś przy ścianach pionowych za pomocą klinów. Rozpieracze potrzebują też zwykle utrwalenia w żądanym położeniu; do tego służą krótkie łaty przybijane do rygli, albo kłamy.

Mniej wygodna jest oprawa z opierzeniem pionowym, i poziomymi ryglami (r. 396); wymaga bowiem długości brusów odpowiadającej głębokości fundamentu, i nie może być zastosowana zaraz z początkiem roboty. Pomimo tego oprawa pionowa musi być używana wobec silnego napływu wody, i w pokładach tak miękkich, że opierzenie może być wykonane tylko przez pobijanie brusów. W takich warunkach może nawet być potrzebna oprawa szybowa (rys. 397), opisana przy szybach próbnych.

397.



Jednakże ten kosztowny środek ograniczyć należy do większej głębokości; w górze zaś, o ile warunki na to pozwalają, poprzestać na tańszej oprawie. Typowy przykład takiego postępowania (r. 397) opisują An. d. p. et ch. 1864 I. s. 273, z budowy

kolei Nantes-Lorient. Pod bardzo głębokim namulcem bagiennym, leżał pokład twardego żwiru, na którym miał być fundowany filar mostu. Do głębokości 3 *m* wykonano wykop na cały fundament ze skarpami, zasłonięty tamą od strony wody. W tym poziomie podzielono fundament na sześć szybów, które zapuszczono do 8 *m* głębokości; dalsza robota szybowa była niemożliwa, z powodu wielkiego napływu płynnego mułu, ze wszech stron. Ustawiono więc na spodzie szybu kafar, tuż przy ścianach bito dokoła palisadę, i rozpierając ją, wykonano resztę wykopu do pokładu wytrzymałego, który leżał w głębokości 15 do 16 *m* pod powierzchnią ziemi. Napływ wody był nieznaczny, pomimo że ciśnienie zewnętrzne było bardzo wielkie. Dolne części szybów, na 4,6 do 7 *m* wypełniono betonem, resztę dobrym murem warstwowym na zaprawie mocno hydraulicznej. Te w szybach zamknięte słupy muru, stojące obok siebie w małych odstępach, połączono sklepieniami w jedną całość, a na niej stanął filar.

Gdy zagłębienie jest bardzo długie a wąskie, przytem wszędzie przedstawia jednakowe warunki, opłaca się przygotowanie trwałej oprawy, przydatnej do kilkakrotnego użytku. Dawniej wykonywano taką oprawę z tablic drewnianych, (patrz Debaue fondations tab. I.), lub z palisad okutych blachą; obecnie właściwsze



są palisady żelazne, opisane pod l. 1. Rozpieracze mogą być w takich warunkach śrubowe.

Gdy zagłębienie jest bardzo szerokie, rozpieranie ścian staje się kosztowne i uciążliwe. Do 3 m głębokości, może być wtedy zastosowana oprawa ze słupów bitych i ściany zakładanej (r. 31 i 32 pod l. 1), którą można nadto podpierać zastrzałami, a po rozpoczęciu budowy przenosić ciśnienie oprawy na mur w porządku

1 2 3 na rys.

398. Często niema miejsca na zastrzały; a wtedy można użyć kotwic (r. 399), które należy umieścić pod ziemią o tyle, żeby nie przeszkadzały w

ruchu robotników i materiałów. Pal kotwiczny powinien stać tak daleko od ściany, żeby był po za granicą bryły pęknięcia ziemi jak wskazuje rysunek.

Przy małej głębokości i w pokładach bardzo usuwistych, właściwem będzie założyć łagodnie skarpę, żeby zupełnie się obejść bez oprawy; w wielkiej zaś głębokości, o ile wodę można odprowadzić ze spadkiem lub wyczerpać, można oszczędzić rozpierania przez wykonanie fundamentu sposobem górniczym. Taki przykład podaje Deut. Bz. 1867 s. 439 z budowy wiaduktu w Hiszpanii (r. 400).

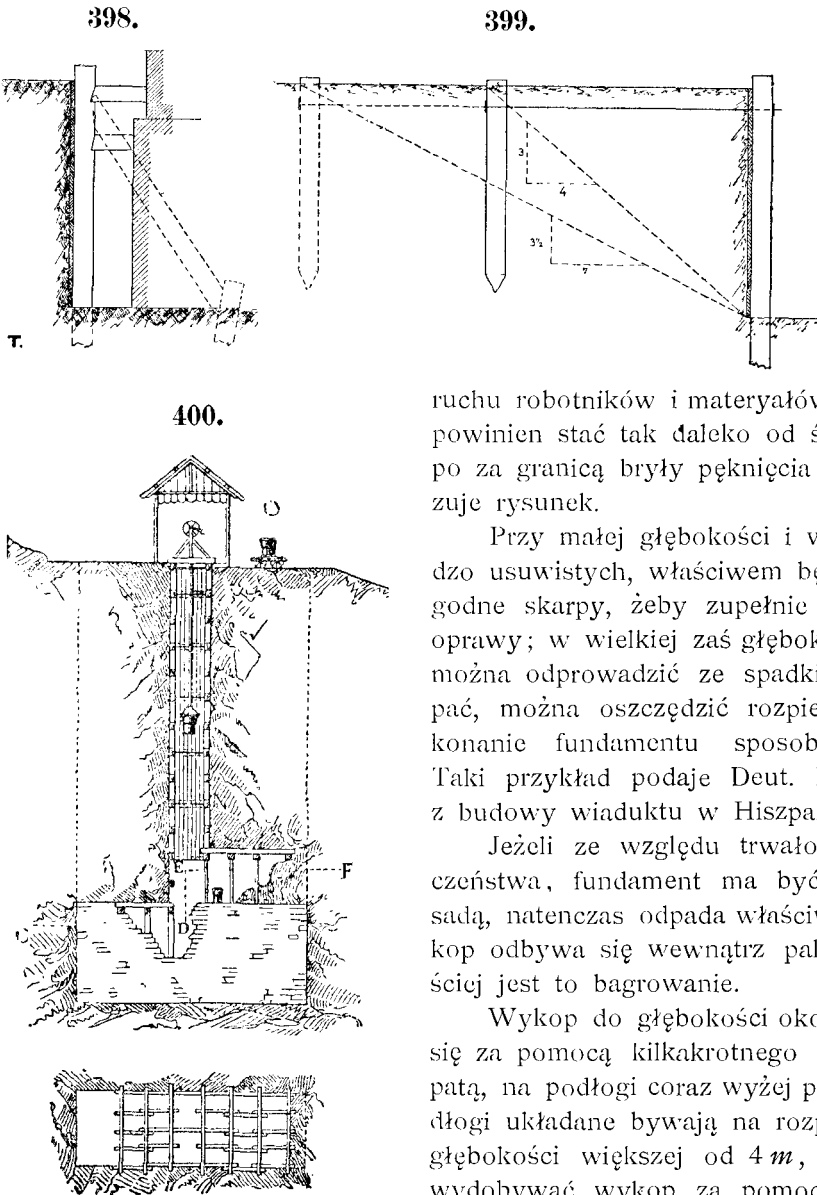
Jeżeli ze względu trwałości lub bezpieczeństwa, fundament ma być otoczony palisadą, natenczas odpada właściwa oprawa. Wykop odbywa się wewnątrz palisady, a najczęściej jest to bagrowanie.

Wykop do głębokości około 4 m, odbywa się za pomocą kilkakrotnego przeczucania łopatą, na podłogi coraz wyżej położone. Te podłogi układane bywają na rozpieraczach. Przy głębokości większej od 4 m, korzystniej jest wydobywać wykop za pomocą windy i kubłów. Tak zejść można do 0,3 pod stan wody

podziemnej, lub utrzymywanej pompami; przy większej głębokości wody, zaczyna się bagrowanie.

Sposoby postępowania w pokładzie płynnego piasku są podane pod l. 23.

Wspomniane powyżej palisady żelazne, mają rację zastosowania nie tylko w razie kilkakrotnego użycia tego samego materiału, ale także we wszystkich



przypadkach, w których przy pomocy drzewa nie można wypełnić potrzeb budowy. A mianowicie w twardych pokładach, gdy warunki bicia są zbyt trudne; wobec wielkiej głębokości, gdy wykonanie szybowej oprawy drewnianej jest uciążliwe, a wytrzymałość drzewa na złamanie za mała; wreszcie gdy potrzebujemy wielkiej szczelności. W tych wszystkich przypadkach potrzeba nadto, żeby wysoka wartość budowli, usprawiedliwiała zastosowanie kosztownego materiału. Żelazo rdzewieje pod ziemią tylko do pewnej granicy; wogóle zatem nie potrzeba liczyć na zupełne zniszczenie żelaza, i szkodliwe ztąd skutki dla budowli; natomiast wysokie koszty, są ujemną stroną oprawy żelaznej, skoro ma ona pozostać w ziemi z powodu trudności wydobycia jej. Często zatem oprawa żelazna ustępuje pierwszeństwa znacznie tańszej oprawie żelazno-betonowej, o której mówić będziemy pod l. 33. D.

### 23. Fundowanie w grodzach z wyczerpaniem.

Skoro miejsce przeznaczone pod budowę leży stale pod wodą, lub chwilowo jest zalewane, a przytem obrany sposób fundowania wymaga wyczerpania wody z zagłębienia, natenczas potrzebny pod budowę obszar musi być otoczony tymczasową ścianą lub tamą nieprzepuszczalną, która nosi nazwę grodzy (n. *Fangdamm*, fr. *batardeau*). Grodze mogą skutecznie działać tylko wtedy, gdy stoją na pokładzie nieprzepuszczalnym, lub przynajmniej słabo przepuszczalnym. Gdy między powierzchnią ziemi a poziomem fundowania niema takiego pokładu, o grubości przynajmniej 0,3, zastosowanie grodzy nie jest możliwe, albowiem woda przeciekać będzie do zagłębienia pod grodzami. Nadto usunięty być musi z podstawy grodzy naniesiony piasek, żwir, lub inny materiał przepuszczalny, ażeby ziemia użyta do grodzy, połączyła się dokładnie wprost z nieprzepuszczalnym pokładem.

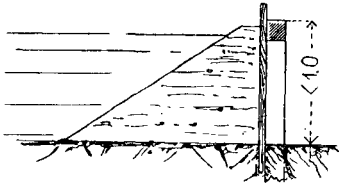
Wykonywamy grodze przy najniższym stanie wody, jakiego się można doczekać w danych warunkach, a wysokość ich odpowiada najwyższemu stanowi spodziewanemu podczas budowy.

**a.** Ustrój i wymiary grodzy. W wodzie stojącej lub bardzo wolno płynącej, do głębokości 0,8, można wykonać grodze ze zwykłego nasypu, który sypany bywa zwykle od czoła, odrazu na całą wysokość, t. j. przynajmniej 0,2 nad najwyższy stan spodziewany podczas budowy. Ubijanie nasypu pośród wody na nic się nie przyda, ale nasyp napojony wodą staje się szczelny przez osiadanie, po upływie kilku dni; a przyspieszyć to można, przez silne obciążenie nasypu, n. p. nawiezionymi tymczasowo kamieniami. Dla pomieszczenia kamieni, grzbiet nasypu musi mieć odpowiednią szerokość; dla szczelności zaś wystarcza najmniejsza szerokość wykonalna t. j. 0,5 m. Do nasypu używać trzeba materiału jednostajnego zawierającego glinę z małą przymieszką piasku, bez większych grudek, kamieni, gałązek lub innych przymieszek.

Używając worków napełnionych ziemią, można wykonać tamę o wiele łatwiej niż nasypem; a mianowicie nawet przy słabym prądzie. Przy kierunku tamy w poprzek prądu, układa się worki warstwami. Tama z worków zajmuje mniej miejsca niż nasyp. Worki napełniać należy najwyżej do 0,9 ich objętości, ażeby się mogły spłaszczyć i ciasno ułożyć. Układać je należy w dobrem wiązaniu, jak kamienie w murze; a najkorzystniej długością równoległą do długości tamy.

W obec wody płynącej, i w miarę możliwej fali, wznoszą się grodze 0,3 do 0,5 nad przewidziany stan wody; przytem nasyp potrzebuje zastłony, i pożądane są grodze o małym przekroju, żeby jak najmniej ścieśniały przepływ wody. Z tych powodów i przy wysokości wyżej 1 m, używane bywają do grodzki ściany drewniane bite, lub układane przy palach, bitych w odstępach 1,5 do 2,0.

401.

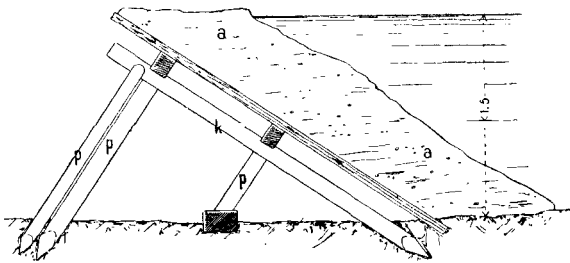


Od strony zewnętrznej, zasypujemy ścianę ziemią (r. 401), która zatyka szczeliny ściany w miarę osiadania; przez ubijanie zaś tej ziemi pod wodą, nie wiele można pomódz.

Strukel (s. 136/7) przytacza przykład wielkiego nasypu, wykonanego przy palisadzie od strony wewnętrznej, a to przy budowie nowego portu, w Kopenhadze. Wytrzymawał on 6,5 m ciśnienia wody i miał na podstawie do 20 m szerokości.

W miarę potrzeby, może być nasyp zastłony od prądu faszynami lub narzutem kamieni; a przy wysokości wyżej 1,5 m, ściana wymaga podparcia zastrzałami, które jeszcze więcej tamę rozszerzają.

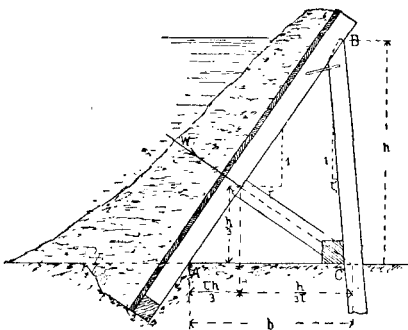
402.



aby uniknąć zastrzałów, przy wierzchnim pokładzie zupełnie nieprzepuszczalnym, używano dawniej mianowicie we Francji, ścian mocno pochylonych i podpartych na których leżał nasyp (r. 402). Są one obecnie zarzucone jako kosztowne, trudne do wykonania po-

śród wody, i zajmujące raczej więcej, a nie mniej miejsca niż nasypy przy ścianach pionowych. Mają tylko tę zaletę, że po ukończeniu fundamentu łatwiej je usunąć niż ściany bite. Nie należy jednak bezwarunkowo odrzucać ścian pochylonych (r. 403); przez mierne bowiem pochylenie ściany  $AB$ , podpartej zastrzałami  $BC$ , można uzyskać kierunek ciśnienia wody przecinający powierzchnię ziemi między  $A$  i  $C$ ; a więc znieść moment tego ciśnienia względem  $C$ , który przy ścianie pionowej ma tok dodatny. Ażeby kierunek  $W$  przechodził przez  $C$ , potrzeba szerokości podstawy

403.



$$b = \frac{1}{3}h \left( \tau + \frac{1}{\tau} \right);$$

a nachylenie zastrzałów  $AC$  wynosić powinno

$$\tau_1 = \frac{1}{3} \left( \frac{1}{\tau} - 2\tau \right).$$

Najmniejsza praktycznie możliwa wartość dla  $b$ , odpowiada  $\tau_1 = 0$ , wtedy  $\tau = 0,7$  i  $b = 0,7 h$ , a zastrzały są pionowe. Korzystniej będzie jednak wziąć szerokość nieco większą, n. p.  $0,8 h$ , i zastrzały pochylone na  $1/10$ .

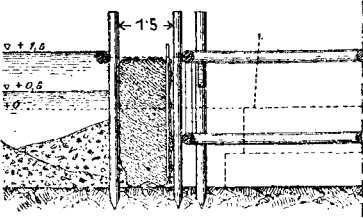
Takie grodze mogą być dogodnie wtedy, gdy bicie pali jest trudne; a przytem gdy połączone z nimi czynności, mogą być wykonane pod wodą, przy niskim stanie. Wymagają one tylko oporu poziomego przy  $A$ , który uzyskamy, skoro



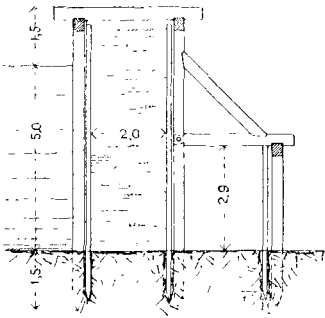
wystarczyła, żeby pompą wirową o średnicy 0,15 przy pomocy sześciokonnego motoru, wypróżnić zagłębienie do 5 m pod niskim stanem wody. Wykop i betonowanie mogły być zatem wykonane na sucho, a fundament oparty na piaskowcu.

Przy małych głębokościach, wygodne są ściany z brusów poziomych łączonych w tablice, zestawiane do czoła na środkach pali kierujących. Jednakże brusy poziome nie zawsze zgadzają się z nierównościami terenu; a więc już około 2 m wysokości, właściwsze są brusy pionowe

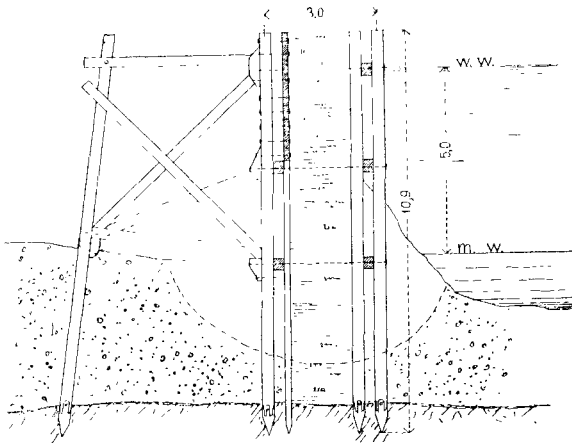
408.



409.



410.



bite w kleszczach. Dla grodzy 3 do 4 m wysokich, niezbędne są palisady łączone na wpusty; a przy wysokości 4 do 6 m, ściany palowe zwykle bez wpustów (r. 410 i 411); mianowicie gdy przebijać trzeba pokłady zbite, zawierające żwir, łupki lub zlepieńce. W takich warunkach bowiem, drobne kamienie wciskają się do wpustów i rozłupują je; a przynajmniej są powodem nieszczelności. Przytem ściany z gładkich pali są tańsze niż ściany wpustowe.

Do grodzy przydatne są nawet ściany z okrągłaków, z dwóch stron nieco ściosanych; taki przykład przedstawia r. 408 (CBI. 1895 st. 412). Te grodzy są dwa razy rozparte, za pomocą wieńców związanych również z okrągłaków.

Rozpoczęto robotę od spławienia na miejsce budowy tego wieńca który na rysunku znajduje się u dołu; położenie jego na powierzchni wody utrwalone tymczasowo za pomocą kilku pali kierujących bitych z galara, i za pomocą klamer. Na wieńcu postawiono słupy, na nich oparto górny wieńiec, a do

pali kierujących przyśrubowano klocki, które miały na celu zatrzymanie górnego wieńca we właściwej wysokości. Wreszcie usuwając ostrożnie klamry, zatopiono cały szkielet rozporowy wzdłuż pali kierujących do położenia, w którym górny wieńiec zatrzymał się na przygotowanych klockach. Od tej chwili bicie wewnętrznej ściany odbyło się szybko przy pomocy kafarów sznurowych, stojących na galarach, a ta ściana posłużyła następnie za oparcie dla pływającego wieńca

kierującego, potrzebnego przy biciu ściany zewnętrznej.

Powyższe postępowanie pozwoliło wykonać grodzy bez kleszczy, które przy ścianach bitych potrzebne są co 2,5 m wysokości (patrz l. 1. str. 8). Mianowicie unikać należy kleszczy wewnętrznych, lub usuwać je po wbiciu ściany, bo przeszkadzają szczelnemu osiadaniu ziemi. Poprzeczne ścięgacze, jakkolwiek

niezbędne powyżej 2 metrów wysokości grodzy, mogą być wykonane tylko z prętów żelaznych, i w miarę konieczności. Wogóle unikać należy wszelkich części składowych przenikających grodze w poprzek.

Około 6 m wysokości grodzy, leży praktyczna granica ich zastosowania; albowiem przy większych głębokościach, taniej i prędzej prowadzą do celu inne sposoby fundowania. Brennecke opisuje (str. 97/8) wyjątkowy ustrój grodzy z cylindrów żelaznych zapuszczanych metodą pneumatyczną, — przy wysokości około 10 m od najwyższego stanu wody do podstawy fundamentu, a 13 m do spodu cylindrów. Dzisiaj jednak w obec wydoskonalenia metody pneumatycznej, lepiej byłoby użyć jej do wykonania właściwego fundamentu, a nie do grodzy. Większą natomiast rację zastosowania mają palisady żelazne, mianowicie z blachy fałistej, o ile mogą być kilkakrotnie wyciągane i ponownie używane.

Jeżeli bryła ziemi zawarta między ścianami grodzy ma szerokość  $b$ , wysokość  $h$  a ciężar jednostkowy  $\gamma=1,6$ ; i skoro przyjmiemy że moment jej ciężaru

względem krawędzi podstawy  $\frac{1}{2} \gamma b^2 h$ , opie-

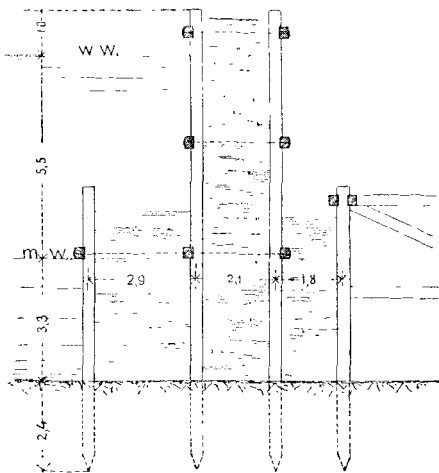
ra się momentowi ciśnienia wody  $\frac{1}{6} h^3$ , to

otrzymamy  $b=0,46 h$ . Ta szerokość grodzy wystarczy zawsze dla stateczności, albowiem opuściliśmy w rachunku opór pali kierujących, a niekiedy także opór ścian przeciw zgięciu. Dawniej jednak wykonywano grodze znacznie szersze, jak to widzimy na rysunkach 404 do 406. W ten sposób powstaje miejsce do wykonania robót pomocniczych, oraz do tymczasowego składania materiałów. Postępowanie takie jest możliwe, o ile nie sścieńmamy przytem zbyt znacznie przepływu wielkiej wody. Po-

wierzchnia tak uzyskana jest jednak zwykle nie wystarczająca, a z kształtu swego nie wygodna, jako pas bardzo wązki a długi. Przy nowszych zatem budowach, widzimy coraz częściej grodze ograniczone do grubości statycznie niezbędnej, a natomiast od wewnątrz podparte; dla robót zaś pomocniczych, układane są odpowiednio podłogi na rusztowaniach.

Przy zwyczajnym, powyżej opisanym ustroju grodzy dwuściennych, najmniejsza praktycznie wykonalna grubość leży około 0,6 m. Wyjątkowo cienkie grodze przedstawia rys. 412, wyjęty z Debauva. Były one wykonane przy morzu; składają się z jednego szeregu pali 25 cm grubych, stawianych w odstępach 1 m, z obu stron obitych brusami i podpartych zastrzałami; przestrzeń między brusami wybita była gliną. Według tego co pisze Debauve na stronie 50, grodze te nie mogły wytrzymać ciśnienia. Podpierano je od wewnątrz oskałowaniem, a od zewnątrz u podnóża, powiększano ich szczelność za pomocą małej bryły muru czy też betonu, wykonanej podczas odpływu morza. Przez proste obrachowanie momentu zgięcia, — który w tym razie jest największy w głębokości 3,8 pod danym najwyższym stanem wody — przekonać się można, że w tych warunkach podparcia, słupy były o wiele za słabe. Gdyby natomiast zastrzały przypierały do słupów w połowie wysokości, wymiary słupów byłyby prawie wystarczające,

411.



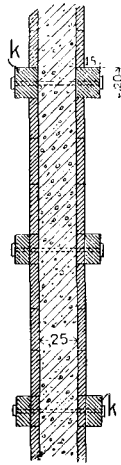
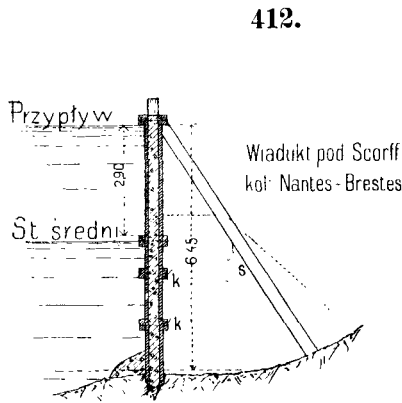
a zastrzały mogłyby mieć łagodniejsze pochylenie. Nadto moment ciśnienia wody względem podnóża zastrzałów, należało zrównoważyć; a mianowicie dodać kleszcze łączące podnóża słupów i zastrzałów; na tych kleszczach mogło spoczywać oskałowanie, równoważące powyższy moment, oraz siłę pionową pochodzącą od zastrzałów. W ten sposób byłoby zarazem łatwiej osiągnąć szczelność grodzy u podnóża.

Wysokie grodze mogą być wykonane z dwóch lub trzech brył ziemi obok siebie stojących (r. 409, 411), i odpowiednio do tego z trzech lub czterech ścian. Wtedy górna część jest słabsza, ubijanie ziemi lub inna robota postępuje w mniejszej grubości prędkiej, a wreszcie przy niskim stanie wody pod zastoną niższej

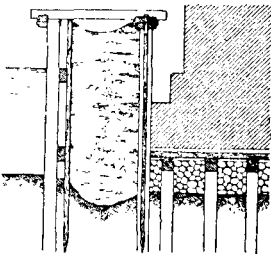
części zewnętrznej, łatwiej wykonać część wewnętrzną i wyprowadzić ją na całą przepisaną wysokość. Jeżeli część niższa stoi zewnątrz, wierzch ziemi która ją wypełnia powinien być pokryty brukiem, lub inaczej utrwalony przeciw splukaniu podczas wezbrania. Natomiast ze względu na stateczność i na ruch roboczy przy zagłębieniu, potrzeba żeby część niższa leżała wewnątrz, t. j. od strony zagłębienia.

Jeżeli fundament ma być opasany stałą palisadą, natenczas przysuwamy grodze tak blisko do fundamentu, żeby ta palisada tworzyła ich wewnętrzną ścianę (r. 413). Wskutek tego palisada stała, kosztowniejsza od tymczasowej, musi być wyprowadzona na wysokość grodzy, a potem przy usuwaniu ich, musi być ucięta pod najniższym stanem wody. Wynika więc oszczędność miejsca i czasu, lecz niema oszczędności drzewa i roboty ciesielskiej.

Jeżeli zaś trwała palisada nie jest projektowana dokoła fundamentu, jeżeli wierzchni pokład przecięty wykopem jest nieprzepuszczalny, a przytem dozwolone jest ścieśnienie przekroju rzeki, natenczas grodze mogą stać ponad skarpą wykopu. W ten sposób mają naj-



413.



mniejszą możliwą wysokość; z powyższych uwag wynika jednak, że jest to przypadek wyjątkowy.

Na zalewach morskich i rzecznych, można niekiedy zająć pod budowę dowolnie wielką przestrzeń, a wtedy korzystnym być może wykonanie dwóch oddzielnych grodzy w odpowiednim odstępie. W ten sposób podzielony jest słup ciśnienia na dwie części, każde grodze mogą mieć słabsze wymiary, a przy niskim stanie wody, wewnętrzne mogą być łatwiej wykonane pod zastoną zewnętrznych.

Załamywanie kierunku grodzy ograniczyć należy do konieczności; w załamaniach bowiem ziemia osiada się mniej jednostajnie, i są one zwykle powodem nieszczelności. Kąt ostry należy przez ścięcie zamienić na dwa rozwarte. W Anglii wykonywują często grodze w kierunkach krzywych zamiast łamanych.

Przy łączeniu grodzy z brzegiem, należy je wpuścić na parę metrów w rodzimy teren, i dołożyć wszelkich starań o szczelne połączenie materiału wypełniającego grodze, z rodzimym gruntem brzegu.

Napełnianie i uszczelnianie grodzy. Przy małej wysokości grodzy, a więc i małym ciśnieniu wody, może być użyta do napełniania ziemia jaka jest pod ręką; glina z małą przymieszką piasku, lepsza jest od iltu. W każdym razie, użyty materiał musi być jednostajnie urobiony, bez odłamów drzewa roślin lub kamieni. Skoro musimy użyć iltu, a grodze trwać mają czas dłuższy, trzeba koniecznie przymieszać 30 do 40% drobnego żwiru; przez co ilt lepiej wiąże, i mniej pęcznieje. Pęcznienie bowiem iltu może grodze rozsadzić, mianowicie gdy potrzeba żeby dłuższy czas trwały. Drobnopokruszony margiel, daje się dobrze ubijać. Do czystego piasku lub mocno piaszczystej ziemi, dodają 5 do 10% gąszonowego wapna. Gnój stajenny, jako mniej maczalny od ziemi, jest przydatny, o ile przytem zawiera słomę zupełnie przegniłą; jednakże zwykle otrzymać go można tylko w małej ilości.

Obrany materiał należy ubijać warstwami na 10 do 15 *cm* grubości, o ile znajduje się nad wodą; w przeciwnym razie czekać trzeba aż się osiadzie; sciany bowiem nie są zwykle tak szczelne, żeby przestrzeń między nimi można wypompować. Debauve (*fondations* s. 59) opisuje budowę, przy której glinę z piaskiem rozpuszczano w wodzie, mieszano dokładnie, i gęsty płyn tłoczono do grodzy przez rury, na odległość 400 do 500 *m*. Płyn wypełniał grodze, nadmiar wody odpływał, i tworzył się osad twardy i szczelny.

Skoro spostrzegamy w grodzach miejsca nie szczelne, najłatwiej je zamknąć od zewnątrz, sypiąc w uważane miejsce piasek. Woda porywa go, i stopniowo zatyka kanaliki którymi przecieka. Gdy to nie skutkuje, np. gdy prąd jest równoległy do sciany i unosi sypany piasek, trzeba miejsce wadliwe odkopać i wymienić ziemię; do małych objętości można użyć betonu.

Przy zewnętrznej scianie grodzy zatapiano również płótno napojone smołą, obciążając je kamieniami. Uszczelnienie powiodło się, o ile prąd przycisnął dokładnie płótno do sciany.

Grodze opisane powyżej przy rys. 408, przedstawiają przykład zastosowania płótna wewnątrz grodzy. Mówiliśmy już, że sciany tych grodzy wykonane były z pali okrągłych, obciosanych z obu stron płasko na 5 do 10 *cm*; odstępy między nimi wynosiły niekiedy do 10 *cm* i więcej. Po starannem wybagrowaniu żwiru, zakryto te odstępy grubym płótnem używanem na worki, a następnie wypełniono grodze gliniastą ziemią. Były one tak szczelne, że niekiedy podczas budowy przerywano zupełnie pompowanie wody.

Palisady lub sciany układane pojedyncze i bez pomocy nasypu, mogą być również używane jako grodze. Główną ich zaletą jest, że w przekroju rzeki nie zajmują prawie żadnego miejsca po za właściwym fundamentem. Dla szczelności jednak wymagają doskonałego wykonania, a przeciw ciśnieniu wody potrzebują silniejszych wymiarów niż sciany grodzy, oraz większej sztywności.

Sztywność uzyskuje się za pomocą zastrzałów, a gdy zagłębienie jest wąskie przez rozpieranie ścian przeciwległych.

Szczelność palisady osiągnąć można w gruncie jednostajnym przez ostrożne i staranne bicie, a następnie przez uszczelnienie szwów które się przy



biciu otworzyły. Szwy takie ponad wodą, utykać można mechem lub konopiami, pod wodą zalewać cementem.

Używano też trocin drzewnych; mianowicie przy budowie mostu „Fischerbrücke“ w Berlinie (DB. 1892 s. 552). Małe skrzynki drewniane umocowane na drażku, napełniano trocinami, i przesuwano otwartą stroną wzdłuż nieszczelnych szwów. Woda porywała trociny i wciągała je wewnątrz szwów; tam zatrzymywały się, i stopniowo zatykały szczeliny. Wewnętrzny stan wody, przedtem o 1,5 *m* niższy od zewnętrznego, można było zniżyć aż do dna zagłębienia przy pomocy powyższego postępowania, oraz jednej pompy.

Najprędzej prowadzi do celu płótno żaglowe napojone smołą, mianowicie gdy chodzi o zakrycie większej liczby szczelin. Sposób znany od dawna we Francji, ale tam używano płótna od zewnątrz; w Niemczech zaś było kilkakrotnie użyte od wewnętrznej strony. Zwyczajne grube płótno przysposobić można do tego, dając mu z obu stron pokost z 10 części ciężaru smoły i 1 części ciężaru oleju terpentynowego. (Rheinhard kalendarz cz. III. s. 16).

Przy fundowaniu mostu na Elbie w Hamburgu (ZfB. 1890 s. 356 i Fortschr. d. Ing. W. I. 2 s. 33) fundament był betonowy. Przed rzuceniem betonu, zawieszono wewnątrz palisady (r. 414) płótno, którego dolny brzeg leżał 30 *cm* nad dnem zagłębienia, a górny wyżej najwyższego stanu przypływu podczas burzy. Płótno składało się z pionowych pasów 57 *cm* szerokich. Szwy zakryto brusami 25/5 *cm* które sięgały do wierzchu betonu, a te brusy przy najniższym stanie

wody, przybito gwoździami drutowymi czworokątnymi, długości 15 *cm*. Opór gwoździ przeciw wyrwaniu, przy 10-krotnej pewności wynosił 40 *kg*; oznaczono go za pomocą doświadczeń, i według

414.



dług tego określono liczbę potrzebnych gwoździ. Podczas zatapiania betonu, utrzymywano w zagłębieniu stan równy z zewnętrznym, a to za pomocą otworu w palisadzie i w płótnie, który następnie zamknięto klapą. Po wypompowaniu zagłębienia i pod ciśnieniem 3,5 *m*, sciana była zupełnie szczelna. Widzimy zaś z rysunku że pale nie miały wpustów i stały w małych odstępach; szczelność osiągnięto zatem wyłącznie przez płótno. (Willm. s. 124/5).

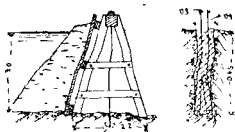
Uszczelnienie płótnem pojedynczej ściany od strony wewnętrznej, wymaga jednak dużo zręczności, na którą zaledwie wyjątkowo liczyć można. Łatwiejsze i pewniejsze jest zawieszenie płótna zewnątrz z obciążeniem; a najwłaściwsze jest zastosowanie opisane przy rysunku 408.

Usuwanie grodzy. Główną pracą przy usuwaniu grodzy, jest wyciąganie pali i palisad; przytem pamiętać należy, że jeżeli pale tkwią znacznie głębiej od spodu fundamentu, to wyciąganie ich może być powodem usuwania się gruntu pod fundamentem; pale takie należy raczej uciąć lub oderwać dynamitem. Ucięcie pali równo z dnem, nie zawsze wystarcza ze względu na potrzeby żeglugi lub regulacji rzeki; natomiast dynamitem urywać można pale nawet w małej głębokości pod dnem rzeki (l. 7). Przytem urywanie jest zwykle znacznie tańsze od wyciągania.

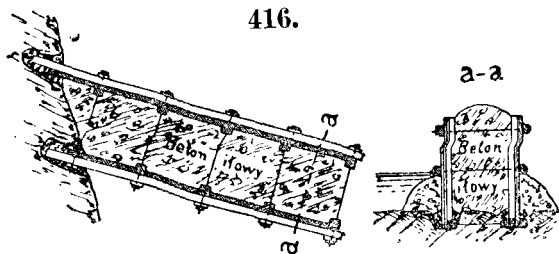
Na skałach, dla wykonania grodzy wierzimy najczęściej otwory, w które wstawiać można pręty żelazne lub pale, przeznaczone do trzymania ścian. Pręty mogą stawiać wielki opór pionowy (rys. 415), jeżeli są u spodu rozdwojone,

w rozdwojenie wsunięty klin, i razem z klinem wbite w przygotowany otwór. O ile zaś otwór jest znacznie szerszy od pręta, można go zalać rzadkim cemen-

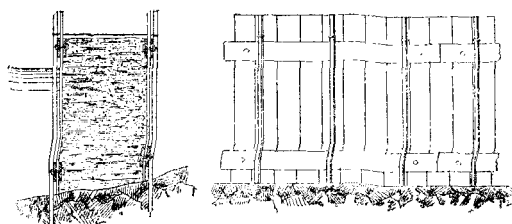
415.



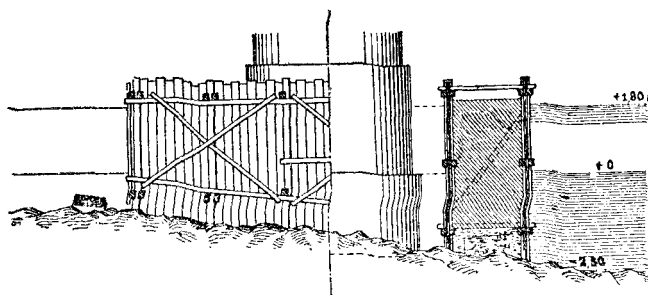
416.



417.



418.



419.



dzimy naśladowanie zwykłych grodzy dwuściennych bitych; ale zamiast pali drewnianych, użyto opisanych powyżej prętów żelaznych 40 mm grubych, w odstępach 0,7; poprzeczne związanie obu ścian wykonano drutem.

Według rys. 418 przy fundowaniu mostu na Duero pod Regua (ZfB. 1874), ściany wpustowe postawiono na skale, stosując spód o ile możności do kształtu skały. Na spód rzucono dla szczelności beton, resztę wypełniono ziemią.

Pokłady żwiru w korytach rzek są często tak twarde, że niepodobna bić w nie pali. Dla takich warunków podaje Debauxe pale uzbrojone według r. 419 (Debauxe tb. 5 f. 8), użyte do grodzy przy fundowaniu mostu pod Montauban. Gdy sztaba na której stoi palek wchodzi na pół metra w twarde żwir, stateczność pala jest już zapewne wystarczająca dla grodzy; sądzę jednak, że w takich warunkach taniej będzie bić otwory pałami żelaznymi lub dętymi, i wstawiać w nie pale drewniane. Toż samo odnosi się do pokładów łu, marglu i w ogóle do skał miękkich.

tem, przy pomocy rurki z lejkiem.

Na rys. 415 pręty żelazne przytrzymują drewniane kobylice, a na nich oparta jest ściana z desek i nasyp.

Na rys. 416 (doki w Esquimałt, Kolumbia), widzimy wykute w skale dwa rowki, w które wpuszczono ściany grodzy. Słupy przytwierdzono do skały przez zaklinowane belki podłużne, zasypane dla szczelności betonem. Poziome wiązanie ścian stanowią pręty żelazne, łączące zewnętrzne kleszcze. Wypełnienie tych grodzy składa się z betonu łożowego, tj. mieszaniny łu i żwiru (ang. puddle. Engg 1888 II. s. 87).

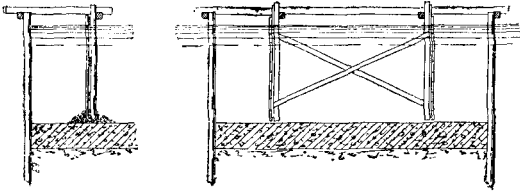
Na rys. 417 (regulacja Saary ZfB. 1866 s. 49), wi-

dzimy naśladowanie zwykłych grodzy dwuściennych bitych; ale zamiast pali drewnianych, użyto opisanych powyżej prętów żelaznych 40 mm grubych, w odstępach 0,7; poprzeczne związanie obu ścian wykonano drutem.

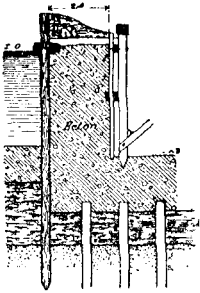
Grodze ruchome korzystne bywają przy znaczniejszych głębokościach wody i silnych prądach, oraz przy wielokrotnem użyciu. Składają się przeważnie z szeregu skrzyń przenośnych, starannie zbudowanych na łądzie, a następnie spławianych i zatapiających na miejscu budowy. Przykłady opisuje Willmann (Grundbau s. 130), oraz Fortschritte der Ingenieurw. I. 2 s. 34. Rysunki podaje Wochenblatt f. Baukunde 1885 s. 466.

Grodze betonowe. Przy fundamentach na betoniu, otoczonych stałą palisadą, dolna część fundamentu sięgająca do najniższego stanu wody, do dna rzeki i t. p., może być wykonana przez zatapianie betonu.

420.



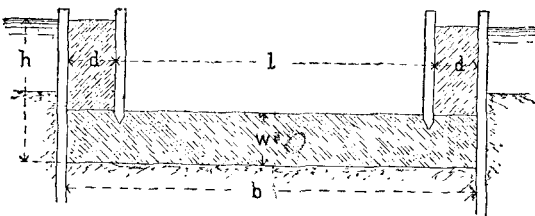
421.



Wyższa część natomiast, może być wykonana na sucho, przy pomocy grodzy betonowych, postawionych na wykonanym już pokładzie betonu. To postępowanie pozwala zatem użyć grodzy, bez względu na przepuszczalność pokładu w którym leży fundament.

Palisada otaczająca fundament, wznosi się do wysokości zamierzonych grodzy. Wewnątrz, w odstępnie odpowiadającym grubości grodzy, sypimy grobelkę świeżego betonu (rys. 420); w nią, w odstępach około 1,5 m wstawiamy słupy, łączone z palisadą za pomocą kleszczy poprzecznych, a w kierunku podłużnym przez zewnętrzny rygiel. O ile pokład betonu jest świeży, można też słupy zaostriżyć, i wbić je na 20 do 30 cm w beton (rys. 421). Takie uszkodzenie pokładu niema doniosłości, bo możliwy w tem miejscu moment ciśnienia wody, jest bardzo mały. Przy ustawionych słupach, układamy w dowolny sposób ścianę z brusów poziomych lub pionowych, a przestrzeń między nią i palisadą, wypełniamy betonem. Po stwardnieniu tego betonu, oraz pokładu poprzednio wykonanego, można wypom-

422.



pować wodę z przestrzeni zamkniętej grodzami; ale w każdym przypadku, czas potrzebny do stwardnienia należy poprzednio oznaczyć za pomocą osobnych doświadczeń, i pomiarów wytrzymałości betonu.

Według znakowania na rys. 422, skoro ciężar jednostkowy betonu oznaczymy przez  $\gamma$ , ciśnienie jednostkowe od podstawy betonu w górę, w pokładzie zupełnie przepuszczalnym, jest  $h - \gamma w$ ; a grodze o wysokości  $h - w$  powinny mieć ciężar

$$\left. \begin{aligned} \gamma d(h-w) &= \frac{1}{2} (h-\gamma w) (l+2d). \\ d &= \frac{1}{2} \cdot \frac{h-\gamma w}{(\gamma-1)h} l \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 1.$$

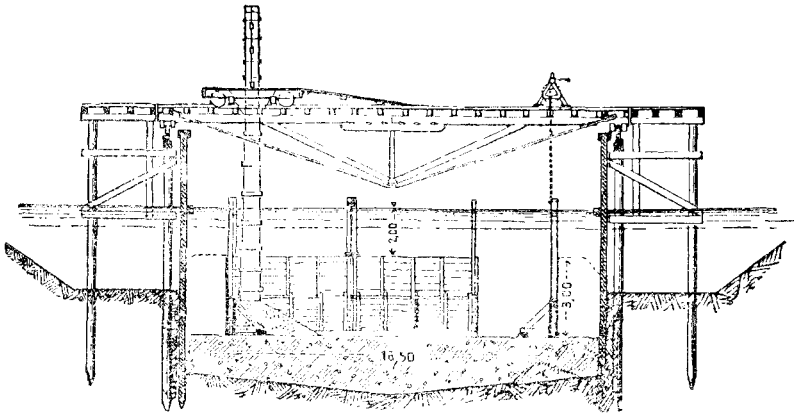
Ztąd grubość grodzy



szerzenia fundamentu dla pomieszczenia grodzy. Takie warunki zachodzą przy budowie szluz komorowych. W powyższym rachunku  $w$  jest wówczas stosunkowo małe, a  $d$  wielkie. Natomiast przy budowie filarów, których zewnętrzna powierzchnia ma być wykonana z ciosu, grodze stać muszą zewnątrz filara, zwykle wymagają zatem rozszerzenia pokładu betonu (r. 424). Dajemy więc wielkie  $w$  a małe  $d$ . Dla  $\gamma w = h$  wypada z równania 1  $d=0$ ; jeżeli więc grodze są za słabe ze względu na stateczność, można je rozprzeć lub oprzeć o wykonany mur. Podobnie gdy nie mają ciężaru potrzebnego dla równowagi według równania 1, można je obciążyć materiałem budowlanym, lub belkami stojącego obok rusztowania roboczego (r. 424 Most na Moselli pod Güls ZfB. 1881; także l. 9. r. 261). Niekiedy wreszcie o ile miejsce pozwoli, położyć można ciężar którego brakuje na środku pokładu betonu; bo będzie on zbyt ciężki skoro obciążymy pokład rozpoczętą budowlą. Ten sposób używany też bywa, gdy grubość  $w$  jest za mała.

Jeżeli grodze betonowe mają być sypane za pomocą lejka, natomiast wewnętrzna ściana układana, musi być wykonana bez połączenia z zewnętrzną palisadą; a mianowicie bez kleszczy poprzecznych, które widzimy na rys. 420, 421.

425.



Zręczny sposób wykonania takiej ściany podaje CBI. 1887 s. 104, był on zastosowany przy budowie szluzy we Wrocławiu (r. 425). Ściana składa się z tablic 5 m długich; brusy 3 cm grube przybite są do pięciu słupów o przekroju 8×20; z tych 3 mają wysokość ściany, a dwa zewnętrzne wysokość 5,50. Dla łatwego ustawienia na podłożu betonowym, około 5 m pod wodą, trzeba było obciążyć tablice u spodu. W tym celu przybito do słupów drugą ścianę brusów od strony wewnętrznej, na wysokości 1,2, przestrzeń między obiema ścianami zamknięto również od spodu brusem, i wypełniono ją piaskiem. Wpusty dla połączenia kolejnych tablic utworzono w ten sposób, że na jednym końcu tablicy, brusy wystawały po za słup o 6 cm, na drugim nie dochodziły do brzegu o ten sam wymiar. Pionowe położenie tablicy utrwalone było przy każdym słupie przez zastrzał i poprzeczkę, opartą na podłużnicy.

Każdą tablicę spuszczano na dwóch windach; zesuwno wpust z poprzednią tablicą, regulowano odległość od palisady, a na stykające się końcowe słupy nasuwno pierścień z drutu; poczem przenoszono windy dalej, do spuszczenia następnej tablicy. Tymczasem od strony wewnętrznej zagłębła, sypano za pomocą lejka grobelkę z piasku 1,25 wysoką, która przez obciążenie podłużnic utrzymywała

doskonale położenie tablic. Była przytem korzystnym obciążeniem podłoża po wypompowaniu wody. W ten sposób ścianę 150 *m* długą ustawiono w 3 dni, i to w styczniu 1876 r. podczas mrozu, pomimo że narzędzia i belki, a mianowicie wpusty, pokrywały się lodem.

Usuwanie grodzy betonowych jest kosztowniejsze niż innych. Wykonane być musi przez łupanie za pomocą klinów i dźwigni, lub przez ostrożne rozszarpienie. O wykonaniu grodzy przy pomocy zamrażania, mówić będziemy pod l. 37.

Koszta grodzy nie mogą być ogólnie określone według jakiegokolwiek skali, z powodu różnorodności ustroju i miejscowych warunków. Willmann (str. 131) podaje jako przykład, że grodze szerokie 2,2 *m*, wysokie 4 *m*, i pod ciśnieniem 3 *m* wody, kosztowały 275 koron na 1 *m* długości; nadto koszta zrywania ich po ukończeniu fundamentu, wynosiły 18 koron na 1 *m* długości (Elbbrücke bei Pirna HZ. 1878 s. 32).

**b.** Wysokość grodzy i wyczerpanie zagłębia. Wspominałem już na początku, że grodze wznosić się powinny 0,3 do 0,5 nad najwyższy stan wody spodziewany podczas budowy. Stan ten określić można, rozpatrując dokładnie wykazy odczytów na najbliższym wodoskazie.

Roboty rozpocząć należy zaraz po przejściu wezbrania wiosennego; a jeżeli tego niema, tak wcześniej jak na to pozwala temperatura powietrza, a do niektórych robót temperatura wody. Zasłonić należy robotę do wysokości wezbrań letnich, ale przez pośpiech, t. j. przez zgromadzenie dosyć wielkich sił roboczych, można nieraz doprowadzić budowę tak wcześniej do wysokości spodziewanego wezbrania, że wystarczy zasłona o mniejszej wysokości. Przez to oszczędzić można nie tylko na kosztach grodzy, ale także na kosztach pompowania wody; woda bowiem czerpana z zagłębia, podnoszona być musi do wierzchu grodzy bez względu na stan zewnętrzny.

Dobre grodze stojące na pokładzie nieprzepuszczalnym, nie uwalniają nas zwykle od pompowania wody. Najczęściej szczelność grodzy jest tylko względna; a nawet wtedy gdy woda wierzchnia wcale się nie przedostaje przez grodze lub pod nimi, ukazuje się przecież woda wgłębna, niezależna od poprzedniej i od szczelności grodzy. W trudniejszych przypadkach pompowanie trwa dzień i noc.

Przy wysokich grodzach i kosztownem pompowaniu, podczas niskiego stanu zewnętrznego, można używać odpływu przez rury przeprowadzone w mniejszej wysokości na wskrós grodzy. Taka rura musi być zaopatrzona zewnątrz kłapą lub samoczynnym wentylem; a przytem podczas wezbrania, tworzy ona zwykle punkt nieszczelny.

Nasuwa się też myśl zmniejszenia wysokości pompowania wody podczas niskiego stanu rzeki, przez zastosowanie lewara ssącego przeprowadzonego ponad grodzami (patrz Roboty wodne cz. I. str. 248 tb. 11. f. 9—13). Taki lewar potrzebuje jednak u szczytu pompki ssącej, zabezpieczającej jego trwałe działanie. Nadto woda od pompy zbierać się musi w kadzi znacznych rozmiarów, dla wyrównania przerw w działaniu lewara lub pompy; ta kadź zabiera dużo miejsca. Rura lewara wypada zwykle dosyć szeroka, bo wystarczyć powinna na największy możliwy dopływ od pomp, przy najmniejszym możliwym spadku. Lewar potrzebuje zatem kosztownych przyborów i ciągłego dozoru, co pochłania w wielu razach spodziewaną oszczędność. Najkorzystniejsze warunki dla zastosowania lewara są przy robotach nadmorskich; bo tam zmiany stanu wody są stale powrotne.

Wewnątrz grodzy przysposobić trzeba odpowiednie miejsce na ustawienie pompy; a więc w miarę potrzeby odsunąć część grodzy od budowli więcej niż wymagają inne względy, ażeby pompa oraz jej przybory nie były przeszkodą przy wykonaniu robót.

Pompa czerpie wodę z punktu leżącego niżej od całego zagłębienia. Tu ustawiony jest w odpowiednim dołku kosz z sitowia lub drutu, otoczony materiałem wstrzymującym przystęp mułu do rury ssącej. Może to być gruby żwir, gruz, słoma, rogózki i t. p. To miejsce nazywane bywa „bagnem“ pompy; nazwa tłumaczona z niemieckiego, zupełnie niewłaściwa, lepiej dołek pompy.

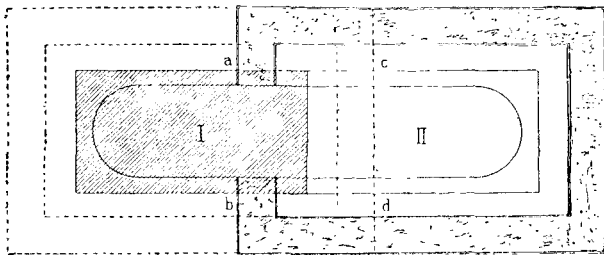
Ażeby dosyć wczesnie przygotować pompy wystarczającej siły, potrzeba obok znanej już wysokości grodzy i głębokości fundamentu, ocenić bodaj w przybliżeniu spodziewaną objętość wody przyptywającej na sekundę. Różni autorowie podają, że gdy powierzchnia zagłębienia jest  $A$ , a wysokość podnoszenia wody  $h$ , to siła motoru w koniach maszynowych może być oceniona według wzoru  $\frac{Ah}{150}$ .

Rozumie się, że liczba ta jest bardzo niepewna; przytem gdy już znana jest rzeczywista średnia praca pompowania, obrane przyrządy powinny dawać możliwość wzmocnienia tej pracy o 100% lub więcej, dla bezpieczeństwa w przypadkach

nieprzewidzianych. Gdy średnia praca pomp wynosi mniej niż 500 tonn-metrów na dobę, można poprzestać na ręcznym poruszaniu pomp. Gdy jest większa, taniej wypada poruszać parą.

Często motor jest dany, i musimy na nim poprzestać. Jeżeli więc nie wystarcza na cały fundament, dzielimy zagłębienie

426.



na dwie lub więcej części, i fundujemy w nich po kolei. Wskutek tego powiększa się długość grodzy; gdy mamy bowiem rozpocząć drugą część fundamentu (r. 426), połączyć trzeba grodze przy  $a$  i  $b$  z wykonaną częścią budowli, i rozebrać część  $cd$ ; poczem usunąć można grodze pierwszej części.

W pokładzie przepuszczalnym postępowanie takie byłoby niebezpieczne; bo woda z części pełnej, przedrzeć się może do części wypróżnionej, a wówczas wzrusza i psuje grunt. Podobnie gdyby wykopy na dwa lub więcej fundamentów rozpoczęto jednocześnie i blisko siebie, a tylko z jednego wypompowano wodę. Ta uwaga jest jednak o tyle zbyteczna, że na pokładach przepuszczalnych nie fundujemy w grodzach.

W razie złego wykonania, lub niekorzystnych warunków dla zastosowania grodzy, największy dopływ ukazuje się tuż przy grodzach; źródła zaś wody wgłębnej powstają w dowolnych punktach zagłębienia.

Opisane powyżej dzielenie zagłębienia na części, jest właściwe gdy woda ukazuje się w licznych punktach rozłożonych mniej więcej jednostajnie w całym zagłębieniu, lub wzdłuż całych grodzy. Gdy zaś ukazują się źródła w niewielu punktach, należy przedewszystkiem te źródła ująć, i odosobnić od reszty zagłębienia.

Stabe źródło w pokładzie gliniastym zbitym, zatkać można gipsem lub cementem. Silne źródło ująć należy w rurę pionową, tamując cementem odpływ

zewnątrz rury. Skoro się to powiedzie, woda wzniesie się w rurze do takiej wysokości, przy której równoważyć będzie ciśnienie od strony dopływu, i dopływ ustanie. O ile rura przypada wewnątrz budowli, będzie obmurowana, a po wzniesieniu budowli wypełniona betonem. Kształty i wymagania budowli nie zawsze pozwalają wnieść rurę tak wysoko, jak wymaga zupełne zrównoważenie dopływu; w każdym razie jednak, rura zakończona w mniejszej wysokości osłabia dopływ; a od niej prowadzić można wodę rynną do kosza pompy. Tu schodzić się może kilka takich rynien, które po wzniesieniu muru i wypełnieniu rur betonem, będą wymurowane.

Bardzo skuteczny przy tamowaniu źródeł już ujętych jest beton z cementu i drobnych odpadków żelaza; ma bowiem wielki ciężar jednostkowy.

Gdy liczba źródeł jest wielka, korzystniej będzie położyć dreny w małej głębokości pod fundamentem i sprowadzić je do małej studzienki pod pompą. Fundament pokryje następnie te dreny.

Przy budowie szluzu pod Brunsbüttel (ZfB. 1897 str. 437/8), rury ujmujące źródła pozostawiono otwarte, żeby na czas budowy zmniejszyć ciśnienie wody podziemnej. Po napełnieniu szluzu, ciężar wody spoczywającej na podłożu jest w tym razie większy od ciśnienia podziemnego; wstrzymuje więc odpływ z rur, i tylko dla tego postępowanie powyższe mogło być usprawiedliwione. Inaczej bowiem ciągły odpływ wody mógł wypłukać jamy, i wywołać niebezpieczne usuwanie się piasku.

**e.** Osuszenie zagłębienia przez zniżenie stanu wody. W terenach górskich lub pagórkowatych, gdzie na małej długości znaleźć można wielki spadek, możliwe jest osuszenie zagłębienia za pomocą rowu, kanału lub podziemnego podkopu; są to jednak przypadki wyjątkowe; natomiast tu mówić nam wypada o urządzeniach potrzebnych w celu osuszenia wewnątrz, lub w najbliższym sąsiedztwie zagłębienia.

Mówiliśmy już pod l. 14. że przy fundowaniu w pokładzie piasku nie powinno się pompować wody, lecz wykonać fundament sposobami podwodnymi. Nie zawsze jednak można się do tego zastosować. Powody zmuszające nas do wykonania fundamentu na sucho, mogą być bardzo różnorodne; wystarczy ten przypadek, że zakupno przyrządów potrzebnych do robót podwodnych, wymagałoby kosztów nieusprawiedliwionych małemi wymiarami budowli.

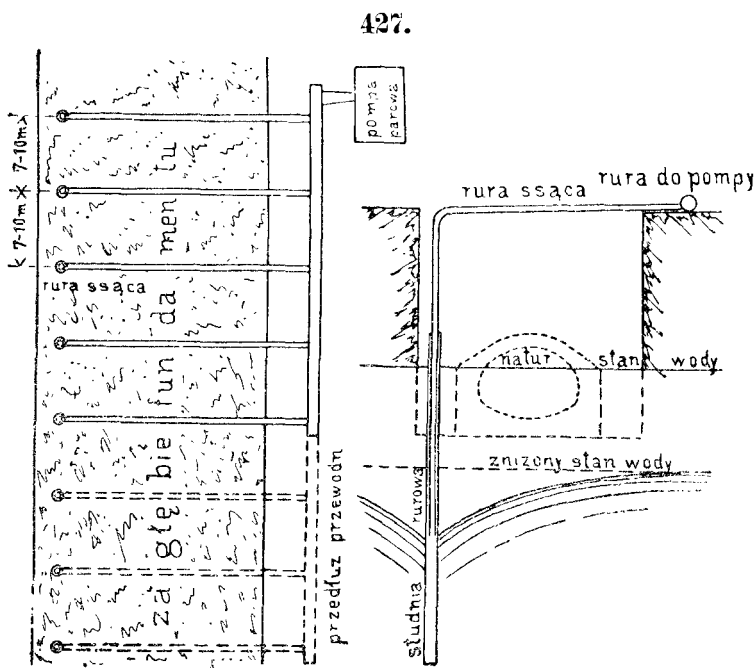
Jeżeli więc musimy pompować wodę z pokładu piasku, pompowanie powinno być tak urządzone, żeby w wierzchnim pokładzie piasku niemożliwy był ruch wody z dołu w górę. W tym celu założyć należy pod pompą studzienkę o ścianach szczelnych, z przepuszczalnym dnem, leżącym niżej podstawy fundamentu o 1 do 2 m, stosownie do rozległości zagłębienia. W miarę potrzeby schodzić się mogą przy takiej studziencie dreny lub rowy osuszające cały obszar zagłębienia, a z ich spadku wypada poziom w którym leżeć ma dno studzienki.

Takie postępowanie jest niemal jedynym sposobem, pozwalającym przeprowadzić na sucho roboty w zagłębieniach bardzo rozległych, n. p. przy budowie portów. Różnorodność potrzeb przy wykonaniu budowli składowych, oraz doskonałość wykonania, nie dałyby się tam pogodzić z podwodnym wykonaniem robót. System taki był zastosowany przy budowie portu w Calais (An. d. p. et. ch. 1886). Cały obszar budowy, obejmujący przeszło 150 hektarów, zamknięty był tamami od strony morza; pogłębienie jego do poziomu 4 do 6 m pod niski



stan odpływu, wykonano drogą suchą za pomocą kolei roboczych i maszyn, żeby następnie mieć łatwy przystęp do fundowania wielkiej długości bulwarów. Należało więc utrzymywać stale przesiąkającą wodę morską i wodę wglębną, niżej wspomnianego poziomu robót. W tym celu poprowadzono w kierunkach podłużnych szereg rowów, schodzących się w jednym punkcie. Tu zapuszczono studnię 2 m pod powyższy poziom, a to w postaci kolistej beczki, z brusów szczelnie zestosowanych. Dno studni wyłożono ceglami na sucho, i w niej ustawiono pompę; podczas pompowania woda wchodziła zatem do studni od spodu.

W podobny sposób postępował Kajlinger w Budapeszcie. Zagłębienie otaczał palisadą i wykonywał wykop do poziomu wody. Następnie wewnątrz zagłębienia zapuszczał kilka studzien murowanych z miękkiego ciosu, w których pompował wodę i zniżał przez to jej poziom w miarę potrzeby na całym obszarze zagłębienia (CBl. 1895 s. 543). Odnośnie do szkicu podanego w przytoczonym sprawozdaniu zauważyć muszę, że studnie zapuszczane wewnątrz zagłębienia są przeszkodą



w robocie; należy je ustawiać zewnątrz, a przynajmniej w rogach. Tem więcej potrzeba tej ostrożności, że skoro zniżymy stan wody wewnątrz zagłębienia, piasek napływa natychmiast z zewnątrz tak spodem jako i szczelinami oprawy, i wypełnia przestrzeń wybagrowaną. Wskutek tego leżący dokoła pokład usuwa się i wywiera na oprawę zagłębienia wielkie ciśnienie. Utrzymanie ścian w położeniu pionowym, bywa wówczas bardzo trudne i kosztowne, mianowicie jeżeli ściany nie przecięły całej grubości pokładu piasku. Utrzymanie wykopu w żądanej głębokości może być wręcz niemożliwe, a w każdym razie piasek wzruszony przez prąd wody, nie jest trwałym fundamentem.

W takich warunkach potrzebne jest osuszenie pokładu piasku przed rozpoczęciem wykopu niżej poziomu wody. Temu warunkowi odpowiada urządzenie zastosowane przy budowie głównego kanału miejskiego w Charlottenburgu (CBl. 98 s. 73, 88), uznane tam jako niezbędne, dla bezpieczeństwa sąsiednich budowli.

Wykop doprowadzono do naturalnego podziemnego stanu wody, i okryto ściany brusami w zwykły sposób. Przy ścianie wykopu w odstępach 7 do 10 *m*, zapuszczono za pomocą wiercenia szereg rur ochronnych 210 *mm* średnicy (r. 427), a w nie wpuszczono studzienne rury po 150 *mm* średnicy. Następnie wyciągnięto rury ochronne, a do rur studziennych wpuszczono rury ssące z żelaza kutego cynowane, 100 *mm* średnicy. Rury ssące połączono z przewodem 200 *mm* szerokim, który leżał wewnątrz lub obok zagłębienia, był szczelnie łączony na rękawy, i prowadził do pompy.

Z kilku takich studzien ciągnęła wodę jedna parowa pompa wirowa. Do puszczenia w ruch, używano parowego ssaka, który wyciągał z rur powietrze i napełniał je wodą. Pompa pracowała dzień i noc bez przerwy, oprócz przypadków wyjątkowych.

Skoro stan wody był dostatecznie niżony, pogłębiano wykop do ostatecznej głębokości, okrywano ściany brusami jak w wyższej części, i murowano kanał. Po ukończeniu kanału usuwano okrycie ścian, zasypywano kanał piaskiem do naturalnego poziomu wody, wyciągano rury ssące i studzienne, i zasypywano resztę zagłębienia.

Tymczasem zapuszczane były w dalszym ciągu budowy nowe studzienki, które łączono z pompą w miejsce usuniętych; roboty postępowały zatem bez przerwy. Przemiana połączeń i przenoszenie pompy, odbywały się przeważnie w nocy. W ten sposób wykonano dwa kanały burzowe o długości 279 i 613 *m*, przyczem nie było ani jednej przerwy pochodzącej od przenoszenia rur lub pompy.

Rury studzienne były 13 *m* długie, u spodu zamknięte. Dolna część 8 *m* długa stanowiąca ssak, była miedziana dziurkowana, o ściance 2 *mm* grubej. Na powierzchni tej rury, równoległe do osi, przylutowano 12 drutów miedzianych 3 *mm* grubych, a na nich owinięto gęstą miedzianą siatkę. Dla ochrony tej siatki przy wyciąganiu rury z otworu, owijano ją inną, z drutów miedzianych 1,5 *mm* grubych, o szerokości oczek 10 *mm*. Górna część rury była kuta cynowana 5 *m* długa, miała 178 *mm* średnicy i połączona była ze ssakiem na śrubę. Ażeby nie tworzyć prądu z dołu do góry, studzienki musiały być zapuszczane tak głęboko, że przy długości 13 *m* wierzch ich wystawał tylko 1 *m* nad naturalny poziom wody. Rury były używane około 8 razy, i wyciągane z ziemi, a pomimo tego nie było na nich znać jakiegokolwiek uszkodzenia.

Przewód do pompy powinien mieć jak największą średnicę, dla zmniejszenia oporu, a przytem o ile pozwoli ciężar rur; 200 *mm* okazało się praktycznie możliwe. Przewód ten powinien leżeć ze spadkiem, aby powietrze łatwo uchodziło do pompy; z tego powodu lepiej jest ułożyć przewód wewnątrz zagłębienia, bo w ten sposób mamy więcej swobody co do spadku, i rura nie przeszkadza ruchowi roboczemu, jakkolwiek podparcie rur wymaga wewnątrz zagłębienia więcej zachodu.

Prawie wszystkie rury łączone były na rękawy uszczelniane pierścieniami kauczuku (najlepszej gumy pływającej: „para-gummi“). Średnica pierścienia powinna być o  $\frac{1}{5}$  mniejsza od średnicy rury, żeby przy nasuwaniu potrzebne było rozciągnięcie pierścienia. Grubość jego po nasunięciu ma być dwa razy większa od odstępu rury od rękawa. Przed rękawem zakłada się drewnianą obręcz z dwóch części, której wewnętrzny brzeg jest zaokrąglony. Bez tego nie możliwe jest wsunięcie pierścienia w rękaw. To połączenie było tak giętkie, że w łukach nie potrzeba było rur krzywych. Pierścienie mogą być kilka razy używane, i nie psują się.

Poruszanie pompy wirowej wprost przez korbę maszyny parowej, nie jest dobre. Okazało się, że lepiej używać pompy oddzielnej, ustawić ją możliwie nisko, i poruszać pasem od koła motora. Takie urządzenie wymaga wprawdzie więcej zachodu, ale ponieważ przestawianie pompy powtarzało się tylko co 150 *m* długości budowy, więc ta okoliczność nie miała znaczenia.

Opadanie stanu wody po puszczeniu pompy w ruch, postępowało powoli; na 1 *m* zniżenia potrzeba było około 15 godzin pompowania. Przytem zewnętrznie studzienki i bardzo blisko niej, woda stała 1,0 do 1,5 *m* wyżej niż wewnątrz; w jednym przypadku nawet, wynosiła ta różnica 2,5 *m*. To daje pojęcie o wielkości oporu.

To postępowanie jest zupełnie bezpieczne dla fundamentów sąsiednich domów lub innych budowli, bo piasek się nie zapada. Pomimo tego, brusy odziezry zagłębienia uszczelniano smołą i konopiami poniżej naturalnego stanu wody, ażeby w razie przerwania ruchu pompy, woda nie wciągała piasku do zagłębienia.

Koszta zakupna rur i przyborów wynosiły 7400 mk. Z tego na zużycie liczyć można dwie trzecie a więc . . . . . 5000 mk.  
Koszta wykonania i usuwania urządzeń na długości obu kanałów  
oraz kosztu pompowania . . . . . 16000 „  
razem . 21000 mk.

Pompowanie zwykłym sposobem pośród palisad, kosztowałyby według oceny sprawozdawcy około 5000 mk, palisady 36000 mk, razem 41000 mk. Oszczędność wynosi zatem 41000—21000=20000 mk. tj. prawie połowę. W powyższym rachunku niema kosztów zakupna pompy parowej (4000 do 6000 mk), ponieważ przypuszczamy że byłyby w obu razach jednakowe.

Opisany powyżej bardzo prosty ustrój studzienek, wystarczył widocznie w pokładzie niezbyt drobnego piasku; przytem z powodu małych odległości studzienek, powstawały przy ssakach małe prędkości, a więc woda nie porywała piasku. Im natomiast piasek będzie drobniejszy, albo im więcej gliny lub mułu zawiera pokład wodonośny, tem większych ostrożności wymagać będzie podobne urządzenie. Tak np. w Holandyi, używają do osuszenia zagłębli studzienek rurowych, których ustrój jest następujący (An. B. 1903 s. 876). W głąb ziemi zapuszczają rurę blaszaną 0,6 szeroka, zamkniętą u spodu dnem drewnianem, w którym umocowana jest żelazna oś rury. Przy wewnętrznym obwodzie rury, umocowane są cztery rurki od gazu, przeznaczone do wtłaczania wody, wystające u spodu nieco niżej dna. Skoro rura jest zawieszona i ustawiona we właściwym miejscu, napełniają ją wodą, aby zrównoważyć ciśnienie zewnętrzne, i tłoczą wodę do rurek obwodowych, a niekiedy także przez oś. Wskutek tego rura zapuszcza się w ziemię, przytem dla ułatwienia należy ją z wolna obracać. Gdy spód rury zeszedł nieco głębiej niż ma sięgać studzienka, usuwają oś i wstawiają rurę studzienną zwykle drewnianą, 15 do 20 *cm* w kwadrat. Dolna jej część jest dziurkowana, ale owinięta gęstą siatką z drutu miedzianego, mającą 300 oczek na 1 *cm*<sup>2</sup>. Wszystkie szwy są szczelnie utkane konopiami, a podwójne dno wstrzymuje piasek. Skoro rura studzienna jest ustawiona i utrwalona w środku rury blaszanej, miejsce próżne pozostające między niemi wypełniają grubym piaskiem rzecznym, wyciągają z ziemi rurę blaszaną, a wewnątrz rury studziennej ustawiają rurę ssącą 5 do 10 *cm* szeroką. Studnie ustawione są w odstępach 7 do 8 *m* i zapuszczone 2,5 do 3 *m* niżej żądanego dna zagłębienia. Rury ssące połączone są jedną wspólną rurą ułożoną w spadku i wznoszącą się w kierunku do pompy. Dno drewniane

zewewnętrznej rury blaszanej pozostaje naturalnie w ziemi; a więc musi być lekko z rurą połączone, aby się dało oderwać przy wyciąganiu rury; o czem sprawozdanie nie wspomina.

Przy budowie kanałów miejskich w Magdeburgu, wykonywano osuszenie zagłębienia za pomocą glinianych rur sciekowych, układanych ze spadkiem wzdłuż budowanego kanału (CBl. 1898 st. 147). Długość rur wynosiła 0,6 do 1,0 m, połączenia na rękawy wykonano przepuszczalne, a mianowicie wsuwano w rękawy powrósta kręcone z siana, które wstrzymywały żwir przepuszczając wodę. Rękaw otaczano żwirem, a przed otwartym końcem rury stawiano plecioną zasłonę z sitowia i pęczek chrustu, obsypane również żwirem. Rury dziurkowane których próbowano również, nie zatrzymywały piasku.

Pomimo największej staranności przy układaniu rur, trafiały się zupełne zatkania piaskiem, mianowicie na obszarze zalewu Elby, gdzie kanały miały małe spadki\*). Usuwano je prądem wody z pompy tłoczącej lub z wodociągów miejskich; a wyjątkowo gdy kanał leżał tak głęboko, że niepodobna było dokończyć się wprost do rury, przebijano do niej otwór od wewnętrznej strony kanału. Pożyteczne były szyby betonowe 75 cm szerokie, ustawiane w odstępach do 200 m dla dostępu do rury. Od szybu do szybu był zaraz przy układaniu rur przeciągnięty sznur smołowany, w szybach osadniki zatrzymywały piasek, a w osadnikach stawiano pionowe filtry ze żwiru, między dwiema ściankami z sitowia. Rury leżały do 2,8 m niżej naturalnego stanu wody, miały średnicę 15 cm, a przy najmniejszych spadkach do 30 cm.

Z tych rur utrzymywano o ile możliwości swobodny odpływ do rowu, niekiedy do umyślnie na ten cel położonej rury, do niżej leżącej warstwy pochłaniającej, lub chwilowo do gotowego już kanału niżej leżącego. Nawet wtedy gdy dla pośpiechu rozpoczęto roboty w kilku punktach jednocześnie, i trzeba było użyć pompy, korzyści z powyższego ciągu rur były bardzo wielkie. Pompa stała zawsze w jednym miejscu, o ile możliwości w najniższym; odległość jej od miejsca w którym pracowano, dochodziła do 1500 m. Powolne opadanie wody w miejscach wyżej położonych, wzmacniało pokłady do tego stopnia, że piasek, który rozplątywał się w zwykłych warunkach, trzymał się następnie bez odzieży. Palisady odpadły zatem, co na ogólnej kwocie stanowiło oszczędność 12%. Dalsze szczegóły znajdzie czytelnik w oryginale. Opis zastosowania tego samego sposobu przy budowie tunelu miejskiej kolei elektrycznej w Berlinie, znajduje się w Centralblatt d. Bauverw. 1901 s. 6.

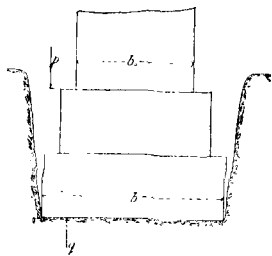
Z powyższego opisu wnosimy, że w Magdeburgu możliwe było wykonanie wykopu dla położenia rur sciekowych; a więc warunki nie były bardzo trudne, i w takich, a nadto przy wielkiej długości zagłębienia w stosunku do innych wymiarów, oraz przy układzie całej budowli w spadku, osuszenie za pomocą rur sciekowych jest właściwe. Posuwając się mianowicie przeciw spadkowi wody, osuszamy miejsca wyżej położone, i zyskujemy możliwość wykonania w nich wykopu. Gdy jednak zagłębienie jest ze wszech stron zamknięte i nie można otworzyć odpływu spadkiem naturalnym, a płynność piasku nie pozwala na wykonanie wykopu, wówczas jedynym sposobem osuszenia są opisane poprzednio studzienki ssące.

\*) Zwyczajne dreny, bez rękawów, tępo a dokładnie stosowane do czoła, byłyby znacznie lepiej zatrzymywały piasek.

## 24. Rozszerzenie fundamentu przez odsady.

Z warunków statycznych lub z celu budowli, wypada grubość muru  $b_0$ , i ciężar jego  $G$  na jednostkę długości w kierunku prostopadłym do  $b_0$  (r. 428). Na

428.



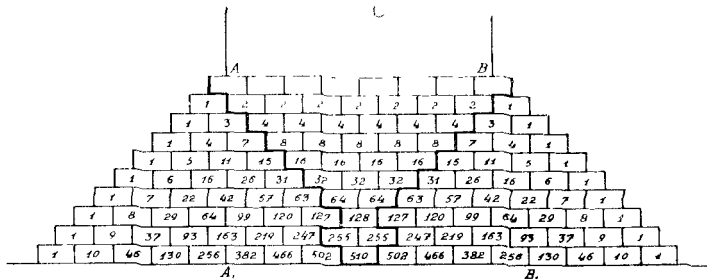
1 m<sup>2</sup> podstawy  $b_0$ , wypada zatem ciężar  $\frac{G}{b_0} = p$ , a jeżeli uznajemy, że to obciążenie jest zbyt wielkie dla danego pokładu ziemi, że przy należytem bezpieczeństwie dozwolone jest tylko mniejsze obciążenie  $q$ , to  $\frac{G}{q} = b$  przedstawia szerokość fundamentu konieczną w danym wypadku.

Tę szerokość można często osiągnąć przez odsady; środka tego używamy chętnie, bo bez względu na powyższe uwagi, a wyłącznie dla wymagań ustroju budowli, potrzebna jest zawsze odsada na poziomie dzielącym fundament od czystego muru. Gdy chodzi zatem o rozszerzenie fundamentu (fr. *empattement*), powiększamy odsadę, lub zakładamy ich kilka.

Mówiąc o wytrzymałości fundamentu (l. 15), zakładaliśmy że powierzchnia jego jest przez budowę jednostajnie obciążona; przytem bez wyraźnego zastrzeżenia rozumieliśmy, że ta powierzchnia ma ogółem te same wymiary, co oparty na niej mur w rzucie poziomym. W obecnym jednak przypadku, jeżeli ciężar jest jednostajnie rozłożony na szerokości  $b_0$ , nie można tego bezwarunkowo powiedzieć o podstawie  $b$ .

Ażeby lepiej rozpoznać w jaki sposób przenoszą się ciśnienia z górnej powierzchni fundamentu na podstawę  $b$ , przypuścimy najprzód, że fundament jest wykonany na sucho, z regularnych warstw ciosu; że wszystkie warstwy są jednej grubości, a wszystkie ciosy mają jednakową długość. W takich warunkach, ciśnienia które przypadają na oddzielne ciosy jednej warstwy, dadzą się przedstawić stosunkowo za pomocą liczb wypisanych na rys. 429. Każda z nich oznacza ilość kamieni z warstw wyższych, które przenoszą ciśnienie na uważany kamień\*).

429.



jego ciężar własny, to z tych liczb widzimy, że środkowe kamienie są najsilniej obciążone. Mocniej obwiedziony trójkąt wewnętrzny jest pod takim obciążeniem, jakby fundament wcale nie

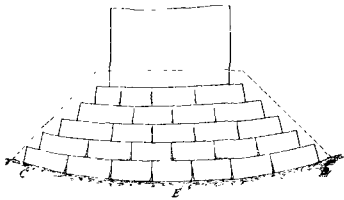
był rozszerzony poza szerokość  $AB$ ; od tego trójkąta w obie strony ku brzegom, ciśnienie się zmniejsza; a przy znacznem rozszerzeniu fundamentu, spoczywa na zewnętrznych krawędziach bardzo mała cząstka ciężaru.

Im więcej warstw posiada fundament, im większe są poziome wymiary kamieni w stosunku do ich wysokości, tem na większą powierzchnię może być

\*) R. Mayer. Zeit. d. Oest. Ing.V. 1896 s. 654.

rozłożony ciężar budowy. W przykładzie przedstawionym na rys. 429, siódma warstwa przenosi na rzut  $A_1 B_1$  grubości muru, 76% całego ciężaru; dziesiąta warstwa przenosi na ten rzut tylko 72%. W rzeczywistości zatem w skutek takiego rozkładu ciśnienia środek fundamentu osiada się najwięcej, brzegi najmniej (r. 430); a więc podstawa staje się powierzchnią wklęsłą; a ponieważ mur suchy może się osiadać tak samo jak ziemia, więc warstwy fundamentu przybierają kształty podobne do podstawy. Kamienie obracają się około osi poziomych, i zarazem przesuwają się w płaszczyźnie przekroju poprzecznego, bo  $CE > CD$ .

430.



Tym ruchom opiera się w suchym murze tylko tarcie na poziomych powierzchniach warstwowania muru; zaś w murze wykonanym na zaprawie, opiera się spójność zaprawy.

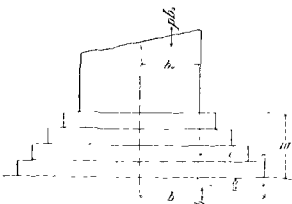
Wskutek spójności zaprawy i opisanego osiadania, szwy równoległe do długości muru opierają się rozerwaniu; szwy równoległe do szerokości, opierają się zdarciu. Odkształcenia są mniejsze niż w murze suchym, a największe w dolnej warstwie.

W ten sposób, — o ile wytrzymałość zaprawy na rozerwanie nie będzie przekroczona, — fundament wystawiony jest na zgięcie poprzeczne; a przytem zmniejsza się ciśnienie na środek, a powiększa się ciśnienie na brzegi fundamentu. Rozkład ciśnienia zbliża się do jednostajnego, a to tem więcej, im więcej ugina się środek, im większa jest wytrzymałość zaprawy na rozerwanie, im mniejsze jest rozszerzenie podstawy fundamentu.

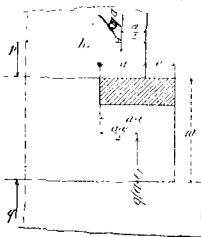
W ten sposób, — o ile wytrzymałość zaprawy na rozerwanie nie będzie przekroczona, — fundament wystawiony jest na zgięcie poprzeczne; a przytem zmniejsza się ciśnienie na środek, a powiększa się ciśnienie na brzegi fundamentu. Rozkład ciśnienia zbliża się do jednostajnego, a to tem więcej, im więcej ugina się środek, im większa jest wytrzymałość zaprawy na rozerwanie, im mniejsze jest rozszerzenie podstawy fundamentu.

Powyższe pojęcie sprawdzone zostało przez doświadczenia dyrekcyi miejskiej kolei w Berlinie, która obciążała filary z cegły, murowane na tłustem wapieniu, i stawiane na zbitym piasku (r. 431); a to w celu oznaczenia właściwego stosunku wysokości fundamentu  $w$  do rozszerzenia podstawy  $e$ . Dla rozmaitych wartości tego stosunku, oznaczano krańcowe obciążenia, przy których powstawały

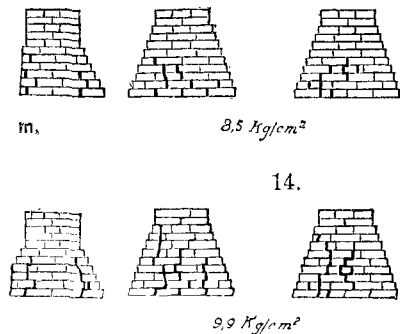
431.



432.



433.



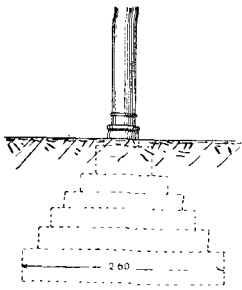
w murze szpary. Przekroje tych popękanych filarów widzimy na rys. 433 według Z. für Bauw. 1884 s. 119.

Widzimy z nich, że przy mniejszych obciążeniach szpary ukazywały się

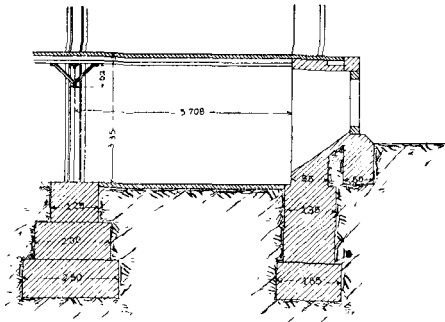


Gdy zakładamy dwie lub więcej odsad, jest zwyczaj dawać im jednakowe wymiary; a przy oznaczeniu wartości  $p$ , pomijany bywa ciężar muru tworzącego fundament. Ażeby błąd który ztąd pochodzi był nie wielki, należy zaczynać ra-

435.



436.



chunek od podstawy fundamentu, której poziom jest zwykle dany; podobnie jak grubość czystego muru.

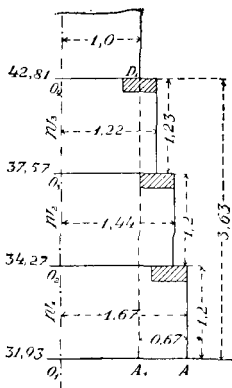
Na rys. 437 który przedstawia połowę filara kamiennego, ciśnienie  $50 t/m^2$  na podstawie  $O_1A_1$ , zmniejszone być ma do  $30 t$ ; do tego potrzeba rozszerzenia  $A_1A=0,67$ . Pomijając ciężar muru

otrzymamy dla grubości muru . . . . . 1,67      1,44      1,22      1,0  
 ciśnienia na podstawach . . . . . 30,0      34,8      41,1      50,0  $t$   
 i dla  $\tau=15 t/m^2$  wysokości stopni  $w$  . . . . . 1,13      1,17      1,24

Przez wprowadzenie do rachunku ciężaru muru, powiększy się ciśnienie na podstawie; bo przybywa ciężar rozszerzenia  $A_1D_1A$ ; na wyższych zaś poziomach ciśnienie się zmniejsza; powiększą się zatem momenty i wysokości  $w$ . Ażeby te zmiany lepiej ocenić, przypuśćmy na podstawie próbnego rachunku, że powiększenie  $w$  w porządku z dołu w górę wyniesie  $6\%$ ,  $4\%$  i  $0\%$ ; natenczas dla  $\tau=15 t/m^2$ , i ciężaru  $1 m^3$  muru =  $2 t$ , otrzymamy następujące ciśnienia i wysokości stopni:

Pod grubością muru 1,67 ciśnienie  $31,93 t/m^2$

437.



„	„	„	1,44	„	34,27	„	. . .	$w_1=1,20$
„	„	„	1,22	„	37,57	„	. . .	$w_2=1,20$
„	„	„	1,00	„	42,81	„	. . .	$w_3=1,23$

Widzimy zatem, że prowadząc rachunek od podstawy fundamentu w górę, i pomijając ciężar muru  $A_1D_1A$  tworzącego rozszerzenie, obciążylibyśmy podstawę tylko o  $6\%$  silniej niż było zamierzone. Przyjmując zaś ciśnienie początkowe na podstawie czystego muru  $O_1D_1$  (r. 437), i schodząc stopniowo na dół, otrzymalibyśmy błąd 2 do 3 razy większy, bo zamiast ciężaru  $A_1D_1A$ , pominęlibyśmy ciężar całego fundamentu. Drugie postępowanie nie odpowiada nadto warunkom praktyki, albowiem głębokość fundamentu jest dana, i nie może być powiększona w celu założenia odsad.

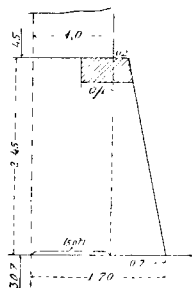
Powyższy przykład dowodzi zarazem, że szereg odsad ze zwykłego muru, jest słabym środkiem rozszerzenia podstawy; a to z powodu małej wytrzymałości



muru na ciągnięcie, i z powodu podzielenia wysokości fundamentu na kilka części; przez co w momencie oporu, zamiast kwadratu z całej wysokości, wprowadzamy sumę kwadratów z jej części.

Fundament według r. 437 byłby w większej części przypadków niewłaściwy, bo zbyt wysoki; możliwy zatem tylko w takim razie, gdyby głębokość wykopu 3,63 była potrzebna ze względu na miękkość wierzchniego pokładu; albo, gdyby jedna odsada mogła być założona nad terenem jako cokół.

438.



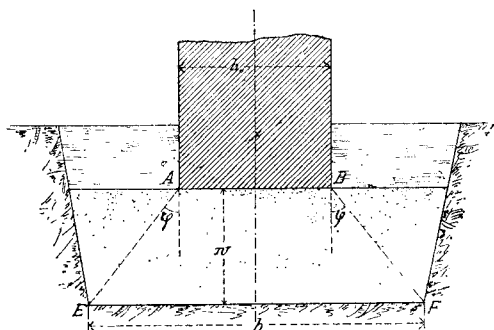
Zakładając jedną odsadę dla całej redukcji ciśnienia wymaganej w powyższym przykładzie, mianowicie z rozszerzeniem 0,2 u góry, a 0,7 u spodu (rys. 438), dla  $a=0,4$   $e=0,7$   $\gamma=2$   $t$   $\tau=15$   $t$  i wprowadzając w rachunek ciężar fundamentu, otrzymamy  $q=30,7$   $p=45,1$   $w=2,45$ . Zaś przy wysokości  $w=3,0$ , przy tej samej szerokości i obciążeniach jak wyżej, mógłby ten fundament wytrzymać moment odpowiadający  $a=1,0$ , tj. względem przekroju poprowadzonego przez oś. Im większa

jednak wysokość stopnia, tem dokładniejsze musi być wykonanie muru, ażeby cały przekrój mógł jednolicie działać; w tym razie właściwszy byłby zatem beton niż mur.

## 25. Fundowanie na nasypie piasku lub kamieni albo na kaszycach.

Na spód wykopu, poziomo wyrównany, sypiemy pokład grubo-ziarnistego piasku, ubijając go starannie warstwami po 15 do 20 *cm* grubości, i zlewając dostatecznie wodą. Jest to prosty środek używany bardzo często na pokładach miękkiej gliny, mułu, stawarki i t. p., gdy chodzi o założenie fundamentu w niewielkiej głębokości.

439.



Obciążenie gruntu pod piaskiem nie przewyższa w takich razach 2  $kg/cm^2$ .

Dla uzasadnienia grubości i szerokości nasypu piasku, autorowie piszący o tym przedmiocie przyjmują, że wskutek tarcia między ziarnkami piasku, ciężar budowy spoczywający na podstawie  $AB=b_0$  (r. 439), udziela się przez piasek podstawie  $EF$  nie tylko pionowo, ale także ukośnie, aż do kierunków odchylonych od pionu o kąt tarcia  $\varphi$ . Jeżeli więc  $G$  jest ciężar budowli,  $N$  ciężar pokładu piasku wraz z nasypem

ziemi wypełniającym wykop, a  $q$  dozwolone obciążenie jednostki na podstawie piasku, to według znakowania na r. 439 jest zwyczaj rachować

$$b = \frac{G+N}{q} = b_0 + 2wtg\varphi \dots \dots \dots 1.$$

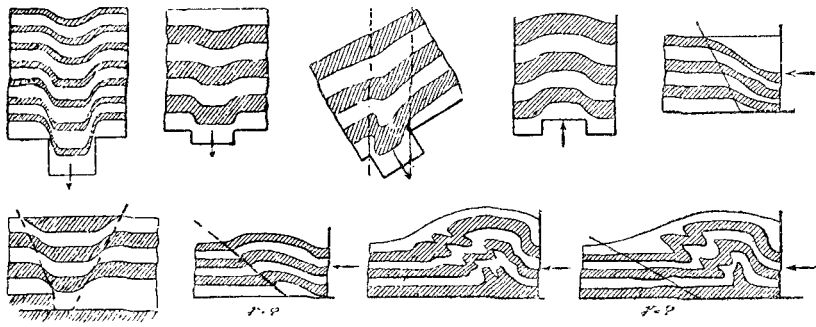
Dla gruboziarnistego i wilgotnego piasku przyjmują  $tg\varphi=0,8$ ; jeżeli zaś piasek ma się znajdować pod wodą, zmniejszają tę wartość do 0,4. Używane gru-

bości pokładu  $w$  leżą między 0,6 i 1,5 m; ale rachunek według równania 1 można wykonać tylko przez próby; albowiem do oznaczenia  $N$  oraz  $q$ , potrzebne są  $w$  i  $b$ . Wyrażając zaś  $N$  za pomocą wymiarów wykopu, można otrzymać na  $w$  równanie drugiego stopnia, i ominąć próby.

Dla usprawiedliwienia powyższej hipotezy co do wpływu tarcia, przytaczane bywają doświadczenia Forchheimera (r. 440. Czas. austr. 1882, Brennecke s. 120). W tych doświadczeniach jednak, piasek był suchy i ograniczony tylko z dwóch stron, a usuwał się swobodnie wskutek usunięcia tłka lub pod ciśnieniem jego. Pod fundamentem zaś piasek jest wilgotny, zbity, ze wszech stron zamknięty, i może wykonywać ruchy tylko pod ciśnieniem. Z doświadczeń Forchheimera nie można przeto nic wnosić o zachowaniu się piasku pod fundamentem.

W podobnym znaczeniu (Willmann s. 148) przytaczane też bywa spostrzeżenie dokonane przy odciażaniu bukszteli mostów sklepionych, opartych na walcowych naczyniach z piaskiem. Zauważono mianowicie, że skarpa która się usypuje przed małym otworem bocznej ściany cylindra, wstrzymuje dalsze wysuwanie się piasku, pomimo wielkiego ciśnienia wewnątrz cylindra. Gdy jednak bryłka piasku leżąca wprost przed otworem cylindra jest bardzo mała, a przytem leży pionowo pod brzegiem obciążonego tłka, więc sama przez się nie może równo-

440.



ważyc powstającego w tem miejscu ciśnienia poziomego, lecz co najwyżej jest maleńkiem uzupełnieniem oporu podstawy i ścian cylindra. To spostrzeżenie nie wyjaśnia zatem wcale działania sił wewnątrz cylindra, a tem mniej wewnątrz piasku pod fundamentem.

Równanie 1 polega na założeniu, że na podstawie  $b$  ciśnienie jest jednostajne. To założenie możnaby pogodzić z rzeczywistością tylko w ten sposób, że uważać będziemy  $b$  jako równoważnik całej powierzchni obciążonej; a mianowicie niejednostajnie, z ciśnieniem zero na obwodzie, podobnie jak  $b_2$  na rys. 358 pod I. 15; ale w takim razie szerokość nasypu powinna być większa od  $b$ , a nie wiemy o wiele.

Wreszcie mówimy tutaj o udzielaniu się ciśnień po osadzeniu się budowli w jej stanie trwałym. Wówczas nasyp przybrał już sprężyste odkształcenie pokładu na którym spoczywa, a więc przenoszenie sił odbywa się przy współdziałaniu sprężystości piasku. Ulepszamy warunki jakie daje pokład naturalny o małej sprężystości, kładąc na niego więcej sprężystą warstwę piasku; przez to, ciężar rozłożony zostaje na większą powierzchnię.

Największe ciśnienia przenoszone są w tych kierunkach, w których usuwają się cząstki pod wtłaczanym ciężarem. Dla tego też według doświadczeń

Kurdiumowa oznaczyłem pod l. 15, na rys. 354 i 355, przybliżony rozkład ciśnień w głębokości  $w$  pod fundamentem, założonym w głębokości  $t$ . Oznaczyłem tam szerokości  $b_1$ , na których w przybliżeniu można przyjąć ciśnienie jednostajne, i szerokości  $b_2$  oznaczające granicę dla ciśnienia zero. Przyjmując za jednostkę szerokość fundamentu, czyli według r. 441  $2b_0=1$ , i według wskazanego tam znakowania, znalazłem pod l. 15.

$$\text{dla } t=1,67 \quad w=0,85 \quad b_1=0,97 \quad b_2=1,73$$

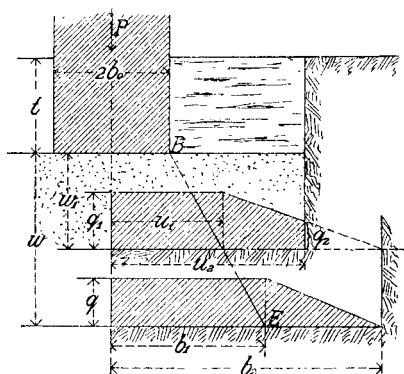
$$\text{dla } t=2,36 \quad w=2,64 \quad b_1=1,61 \quad b_2=2,83$$

Nadto dla wykreślenia krzywych na rys. 356, przyjąłem na powierzchni terenu, a więc dla

$$t=0, \quad w=0,50 \quad b_1=0,70 \quad b_2=1,2.$$

Interpolacja wykreślna przedstawiona na rys. 356 polega wprawdzie tylko na dwóch doświadczeniach, ale odnośne głębokości  $t$  są właśnie takie w jakich najczęściej bywa stosowany nasyp piasku. Zwykle też  $t$  nie jest mniejsze od  $2b_0$ .

#### 441.



Z tego co zapisane jest pod l. 15 wynika, że dla zupełnego wyzyskania sprężystości piasku, pożytecznym jest wykonać nasyp o grubości  $w$  a szerokości  $b_2$ . Według powyższych liczb, są to wymiary znacznie większe od tych jakie dotychczas widzujemy w praktyce, i często będą niewykonalne; a mianowicie  $b_2$  dla braku miejsca,  $w$  dla napływu wody. Dla korzystnego zaś, t. j. o ile możliwości jednostajnego rozkładu ciśnienia, ważniejsza jest grubość nasypu  $w$  oznaczona z rys. 356, niż szerokość jego  $b_2$ . Część nasypu leżąca pod wodą,

powinna być wykonana ze żwiru lub drobnych kamieni.

Przez zmniejszanie szerokości  $b_2$  powiększa się ciśnienie na boczną ścianę wykopu (patrz rys. 354 i 355 pod l. 15), ciśnienie zostaje skupione, ale w jakim stosunku, tego powiedzieć obecnie nie umiemy. Postępowanie wskazane na r. 441 jest dowolne, ale zapewne zbliżone do prawdy. Oznaczywszy mianowicie wymiary nasypu  $w$  i  $b_2$ , oraz szerokość  $b_1$  z rys. 356 (l. 15), przyjmujemy wymiary praktycznie możliwe  $w_1$  i  $u_2$ , przy pomocy prostej  $BE$  oznaczamy  $u_1$ , a według rysunku  $q_2 = \frac{b_2 - u_2}{b_2 - u_1} \cdot q_1$ . Przypuszczam więc, że ciężar muru, ciężar warstwy nasypu  $t$ , i warstwy piasku  $w$ , razem  $P$ , rozkłada się na szerokość  $u_2$  w sposób wskazany na rysunku; a więc

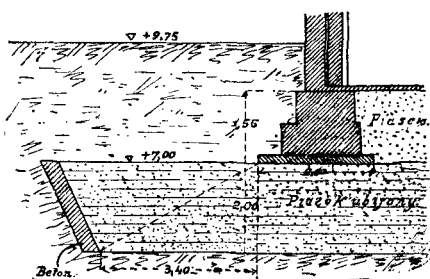
$$\frac{1}{2}P = q_1 u_1 + \frac{1}{2}(q_1 + q_2)(u_2 - u_1) = q_1 \left[ u_1 + \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{b_2 - u_2}{b_2 - u_1} \right) (u_2 - u_1) \right]$$

ząd można obrachować  $q_1$ ; zaś na podstawie próbnych obciążeń ocenić należy, czy obciążenie  $q_1$  może być dozwolone dla pokładu na którym spoczywa nasyp piasku (patrz str. 666/7).

Otrzymany w ten sposób rozkład ciśnienia jest znacznie korzystniejszy niż wypada z kąta tarcia. Podobne zapatrywanie ukazuje się też w nowszej praktyce budowlanej, co widzimy na załączonych rysunkach 442—445. Szczególniej godnym uwagi jest rys. 442 jako przykład znacznie większego rozszerzenia podstawy, niż wymaga kąt tarcia. Jest to fundament budynku rządowego we Wrocławiu (ZfB. 1890 s. 11). W tym fundamencie i według powyższego znakowania

$w=1,6 b_0$  a rozszerzenie wynosi  $1,7 w$ . Mur betonowy ograniczający pokład piasku zapobiega według sprawozdania usuwaniu się piasku w razie przesylenia wodą; a mianowicie podczas wezbrań rzeki Odry. Z powyższego zaś widzimy, że jest on z a w s z e p o ż y t e c z n y dla wyzyskania oporu bocznych ścian wykopu. Toż samo uznają inżynierowie francuscy (l. 30. Compressole str. 9).

442.



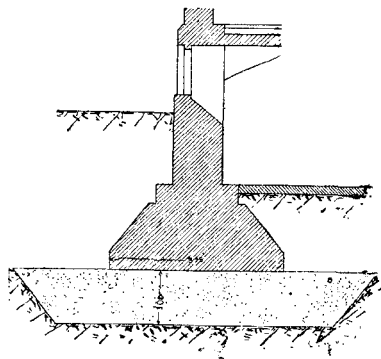
Rys. 443 przedstawia fundament koszar w Wesel (ZfB. 1863).

Rys. 444 fundament budynku maszyn w Emden (H. Z. 1864).

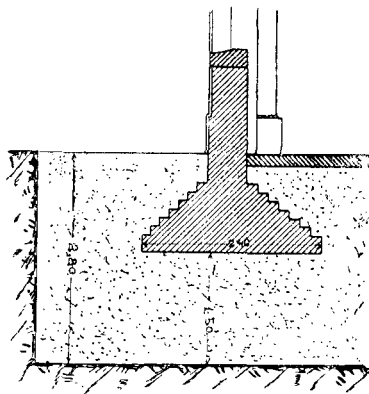
Rys. 445 fundament pralni wojskowej w Gdańsku (ZfB. 1886).

Odpowiednio do własności piasku opisanych pod l. 14, cały nasyp piasku powinien leżeć stale powyżej stanu wody podziemnej. W tym celu przytecz-

443.

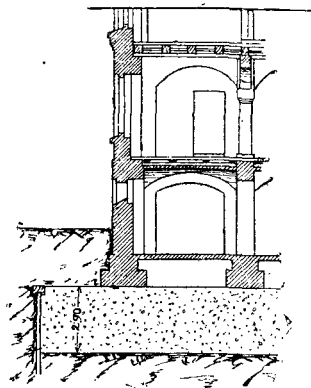


444.

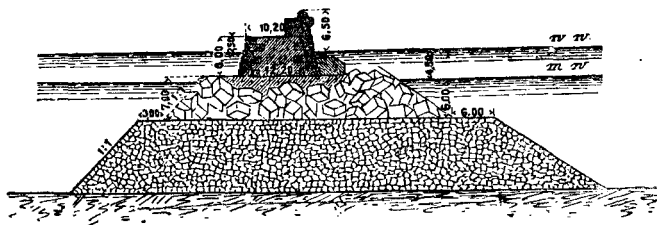


nem będzie zniżyć stan wody za pomocą sztucznego osuszenia. Gdy tego warunku niepodobna dopełnić, przewidywać trzeba, że po każdym podniesieniu się i opadnięciu stanu wody, budowla ponownie się osiadzie (Cz. Austr. 1903, str. 445). Wprawdzie osiadania te zniknąć muszą z czasem, a więc przy obciążeniu je-

445.



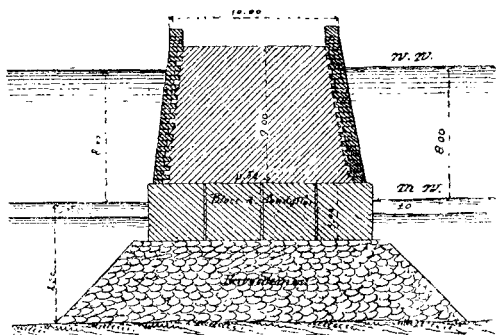
446.



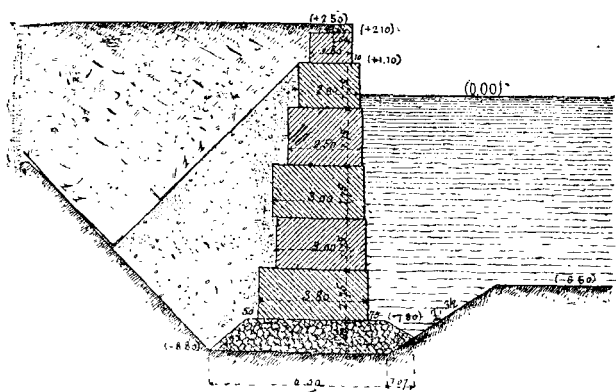
dnostkowem, zastosowaniem do jednakowego osiadania wszystkich części fundamentu, nie mogą być niebezpieczne; o ile jednak zależy na tem żeby ich uniknąć, należy tę warstwę nasypu, która z konieczności musi być zanurzona w wodzie, wykonać z kamieni, żwiru, szabru, żużli i t. p.

Bez sztucznego osuszenia (drenowania) nie można prawie nigdy liczyć na zupełnie stały stan wody podziemnej. Umieszczenie zaś całego nasypu piasku w takiej głębokości, aby się stale znajdował pod wodą — rozumie się zupełnie stojącą — byłoby wprawdzie w wielu razach dozwolone, wynikną jednak z tego większe trudności wykonania, przy których zamiast piasku, użyjemy po większej części pokładu betonu.

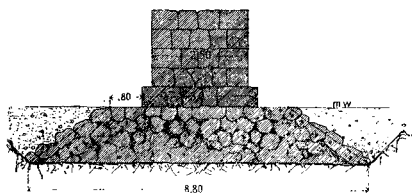
447.



448.



449.



- Rys. 446 przedstawia przekrój tamy portowej w Bilbao wedł. CBI. 1889 s. 338.  
 Rys. 447 " " " " " w Brest wedł. NA. 1875.  
 Rys. 448 " " " " " bulwaru w Sfax (Tunis zatoka Kabes) wedł. An. p. ch. 1897 s. 166.

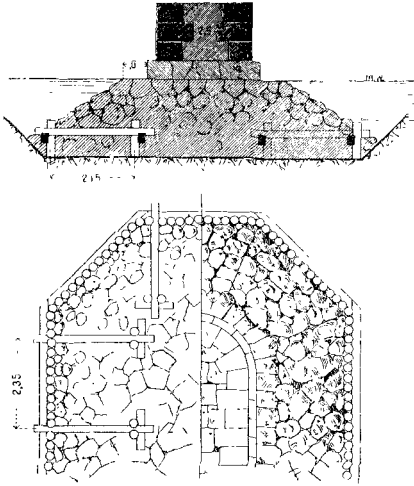
Natomiast w rzekach płynących po miękkich pokładach, warunki są zupełnie odmienne. Podczas wezbrań powstają pogłębienia, niekiedy bardzo wielkie, a siłę prądu oprzeć by się mogły tylko bryły równie wielkie, jak przy budowach morskich. Takie fundamenty byłyby zbyt szerokie, i wprost niemożliwe w wyższym biegu rzek, z powodu scieśnienia przekroju wody; przy ujściach zaś, byłyby nie dosyć trwałe z powodu ciągłego osiadania.

Nasyp kamieni staje się konieczny zamiast nasypu piasku, skoro fundament ma być wystawiony na prąd. Dopóki fundament leży w wykopie, i chodzi tylko o ruchy wody podziemnej, której prędkość jest zawsze bardzo mała, kamienie lub rynniki mogą być bardzo drobne; wymiary wyżej 1 cm są wystarczające. Jeżeli zaś fundament leżeć ma w wodzie płynącej na powierzchni ziemi, wielkość odłamów musi być zastosowana do największej prędkości, jaka może powstać w danym miejscu. Takie fundamenty bywają wyłącznie używane do budowli morskich, o ile kamień łamany w wielkich bryłach, jest na miejscu tani. W przeciwnym razie wykonywane bywają z bloków betonowych. Są to wielkie

narzuty z łagodnymi skarpami, stanowiące główną część tam morskich. Opis ich wykonania należy do nauki o budowach morskich. Silne prądy i uderzenia fali niszczą głównie skarpę takiego narzutu, która musi być stale utrzymywana; głębokość zaś utworzona w ciągu wieków, nie zmienia się obecnie.

Z tych powodów fundamenty na narzutach są pośród rzek wyjątkami. Trafiają się n. p. gdy pogłębienie przez prąd nie jest możliwe, gdy w małej głębokości osiągnąć możemy bagrowaniem twardego pokładu, a nie mając dosyć silnych narzędzi do wyczerpania wody, chcemy rozpocząć mur dopiero równo z wodą (r. 449). Przytem budowla musi być stosunkowo lekka, i mniejszej wartości. Przeważnie wymaga taki fundament otoczenia palisadą (r. 450) i usprawiedliwiony mógłby być jedynie wysoką ceną, oraz trudnością wykonania betonu pod wodą.

450.

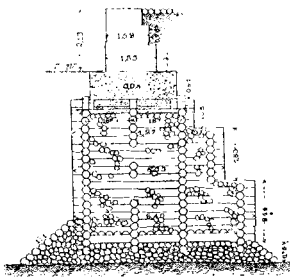


Kaszycy (n. *Steinkisten*). Są to drewniane skrzynie bez dna, wiązane z belek lub okrągłaków, i napełnione kamieniami. Użyte jako fundament, chronią one kamień od porwania przez prąd, i w porównaniu do zwykłego narzutu pozwalają użyć znacznie mniejszych odłamów, a nawet ryniaków.

Kaszycy znane są powszechnie w okolicach lesistych i górskich; tam używane są do regulowania potoków, o ile mogą być stawiane na skałach, albowiem do osiadania nie są przydatne. W takich warunkach nawet jarzma mostów drewnianych osadzone bywają w kaszycach, gdy niepodobna bić pali.

Tu wspomnieć mamy o zastosowaniu kaszyc do podwodnych fundamentów budowli portowych, możliwem w klimatach północnych, gdzie niema robaka drzewnego; a więc w Skandynawii, Finlandyi, Rosyi i Ameryce. Fundamenty te są ogółem wykonywane przy wielkich głębokościach wody i na bardzo miękkich pokładach. Z powodu niejednostajnego osiadania kaszyc, dają im niekiedy za podstawę grube nasypy żwiru lub kamieni, rzucane wprost do wody dla wypchnięcia miękkiego mułu, lub sypane dopiero po odpowiednim wybagrowaniu tego pokładu; przyczem musi być uzyskana zupełnie pozioma podstawa (r. 451).

451.



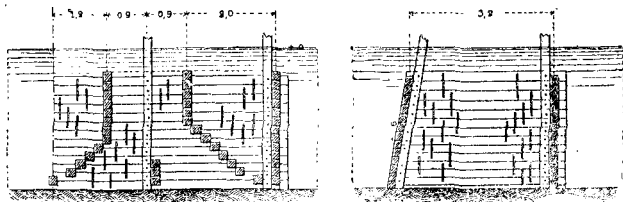
(ZfB. 1880). Jeżeli natomiast potrzeba większej wytrzymałości, można niektóre jej części wypełnić betonem.

W warunkach powyżej opisanych, kaszycy mają wielkie wymiary; ich pierwotny ustrój musiał być zatem ulepszony. Ściany wykonywane bywają w Rosyi przeważnie z okrągłaków, w Skandynawii z ociosanych belek. Drugi sposób, jakkolwiek droższy co do materiału, jest tańszy przy budowie, bo robota postępuje prędzej. Rys. 452 przedstawia wiązanie ścian na sposób szwedzki. Belki są w narożach wiązane na węgiel, a wzdłuż ściany spajane kołkami. W Finlandyi

zcinają w tym celu tylko boczne ściany drzewa, wierzch zostawiają wypukły, a spód wyrabiają wklęsło; w ten sposób kolejne belki zachodzą na siebie. Ażeby przy wiązaniu ścian ułatwić utrzymanie płaszczyzny, ustawiają wewnątrz w rogach skrzyni, a niekiedy także wzdłuż ścian pionowe słupy, które łączą z belkami ściany kołkami, a w ważniejszych miejscach śrubami.

Przez wzgląd na ciśnienie kamieni na ściany, oraz na sztywność, wielkie kaszyce dzielone być muszą na mniejsze komory o wymiarach 2 do 3 m, za pomocą ścian poprzecznych a niekiedy i podłużnych, które mogą być pełne lub

452.



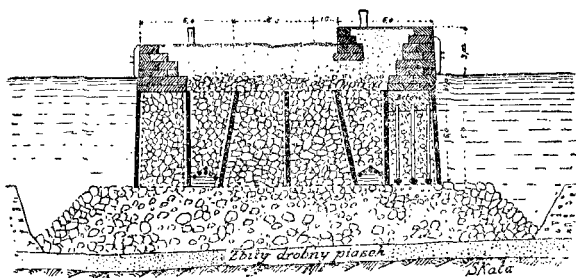
z odstępami belek. Niektóre komory mają dna, i te najprzód bywają napełniane kamieniem, w celu zatopienia kaszycy.

Część skrzyni związana na brzegu lub na łodzi, trzymana na linach lub łańcuchach przy stałych palach, zesunięta zostaje do

wody za pomocą wielokrążków. Przywiązane do koła puste beczki lub galary zmniejszają w miarę potrzeby zanurzenie skrzyni, i ułatwiają spławienie jej na miejsce budowy. Tu postępuje dalej wiązanie ścian i stopniowe obciążanie, aż do oparcia na przygotowanej podstawie.

Przy budowie portu w Helsingfors, w zimie 1889/90 r., wymiary skrzyń dochodziły do 24 × 31 m. Ściany przedziałowe wykonano co 3 m, grubość ścian wynosiła 28 cm. Komory leżące w skrajnych szeregach podłużnych, miały dna dla wypełnienia kamieniem; inne miały być później napełnione ziemią. W miej-

453.



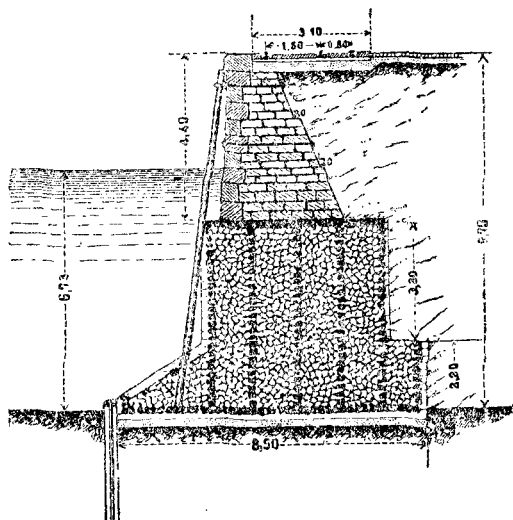
scu budowy głębokość wody wynosiła 2,5 do 3,5 m, a pokład mułu był 8 do 9 m gruby. Skrzynie stawiano na wyrównanej powierzchni mułu, oczyszczonej z kamieni i drzewa, bez znacniejszego bagrowania, i spodziewano się, że zagłębią się w muł 2 do 2,5 m. Tymczasem jedna z pierwszych przypadła w miejscu, gdzie muł

był wyjątkowo miękki, a pod nim leżała nieco pochylona powierzchnia skały. Ta skrzynia zapadła się do 9 m głęboko, a przytem przesunęła się w kierunku podłużnym 9 m, a w poprzek 2 m. Z tego powodu do wypełnienia dalszych skrzyń użyto zamiast ziemi odpadków drzewa, otrzymanych w sąsiednim tartaku. Przy późniejszych budowłach tego portu w r. 1893, usuwano muł bagrowaniem aż do piasku (r. 453) i wypełniano wybagrowaną przestrzeń narzutem kamieni, na którym stawiano kaszyce o olbrzymich wymiarach, które opisuje Strukel (str. 70/72). Z tego opisu przytaczam tylko, że dla muru wykonanego od strony morza (r. 453), przygotowano fundament betonowy grubości 1,25 m, a ciężar muru przeniesiono za pomocą trzech szeregów słupów na narzut leżący pod kaszycą. Słupy te osadzone były czopami w belkach podłużnych.

Dla muru od strony portu, utrwalono tylko cementem górną warstwę kaszycy 1 m grubą. W tym celu przed jej wykonaniem, rozpostarto płótno na powierzchni kamieni, a przy dalszem układaniu, wstawiono między kamienie wysokie paliki. Po ułożeniu całej warstwy, paliki wyciągnięto, a do pozostałych otworów

wlewano za pomocą lejka zaprawę cementową tak długo, aż wszystkie miejsca puste między kamieniami były wypełnione.

454.



Rys. 454 przedstawia przekrój bulwaru przy kanale Petersburg-Kronsztad\*). Bulwar ten stoi na kaszycach wykonanych z okrągłaków. Z opisanego ustroju kaszyc widzimy, że budowle na nich fundowane opierają się jednocześnie na ścianach tak wewnętrznych jako i obwodowych, oraz na kamieniach wypełniających kaszycę. Kamienie osiadają się daleko więcej niż ściany, a więc rozkład ciśnienia nie może być jednostajny, niejednostajności większe będą zapewne przy ścianach

z belek, niż przy ścianach z okrągłaków, a tem większe im cięższa budowla. Przez odpowiednie ostrożności możnaby ten brak złagodzić lub nawet usunąć; ale pomimo tego, kaszycy nie są właściwe do znaczniejszych obciążeń, a to z powodu wytrzymałości małej, trudnej do określenia, a wielkiego i niejednostajnego osiadania. Takiemu przekonaniu odpowiadają też szczegóły wykonania podane przy rys. 453. Inne zastosowanie kaszyc poznamy przy fundamentach na pałach.

## 27. Fundowanie na betonie.

Ten sposób fundowania jest obecnie najwięcej rozpowszechniony; praktyczny na sucho i w obec wody. Na gruntach średniej wytrzymałości, wystarcza do rozszerzenia podstawy zwykły beton; zaś beton uzbrojony, t. j. wzmocniony żelazem we włóknach wystawionych na ciągnięcie, pozwala nawet stawiać bardzo ciężkie budowle na gruntach małej wytrzymałości. Toteż w bardzo licznych przypadkach można powiedzieć, że gdy potrzeba fundować na miękkim podłożu szybko i tanio, najłatwiej osiągnąć ten cel za pomocą betonu i żelaza.

a. Grubość pokładu betonu. Przy pomocy pokładu betonu, łatwiej rozszerzyć podstawę fundamentu niż odsadami zwykłego muru; w miarę bowiem dobrego wykonania, można liczyć na 1  $cm^2$  betonu 3 do 5  $kg$  ciągnięcia, gdy w murze na zaprawie cementowej liczymy tylko 1 do 2  $kg$ . Skoro zaś wysokość stopnia odsady jest proporcjonalna do pierwiastku kwadratowego z dozwolonego natężenia, więc odsada z betonu wymagać będzie 0,6 do 0,7 tej wysokości, jaka potrzebna jest dla odsady z muru, przy jednakowych zresztą założeniach. Przytem pamiętać należy, że beton może być dopiero wtedy wystawiony na zgięcie, gdy nabędzie odpowiedniej wytrzymałości. Do tej chwili zatem, na-

\*) CBl. 1884.

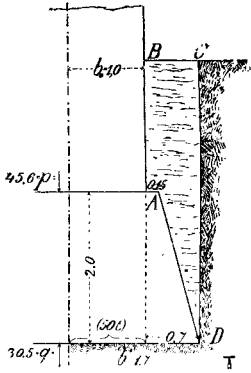


leży wstrzymać wykonanie murów które mają beton obciążyć; i podobnie wstrzymać należy wypompowanie wody z przestrzeni murami otoczonej, jeżeli te mury mają wspólny fundament zamykający przypływ wody.

Podobnie jak przy projektowaniu odsad, należy rachować szerokość pokładu betonu odpowiadającą przyjętemu obciążeniu jednostkowemu, według ciśnienia jakie wypada na podstawie czystego muru, przesuniętej do poziomu podstawy fundamentu (l. 24. rys. 437 i 438). Rachując w ten sposób, i mierząc grubość pokładu od podstawy w górę, a przytem pomijając w rachunku ciężar betonu, popełniamy błąd nieznaczny, t. j. leżący w granicach innych błędów; albowiem odrzucamy tylko ciężar tych brył betonu, które tworzą rozszerzenie. W tym razie przypuszczam, że beton ma ten sam ciężar jednostkowy co czysty mur; łatwo też wprowadzić poprawkę przez próby. W przykładach podanych w dalszym ciągu, ciężar betonu jest wprowadzony do rachunku.

Zważywszy że używamy betonu na pokładach gorszych od tych, przy których poprzestajemy na odsadach muru, jest w tym razie większe prawdopodobieństwo jednostajnego rozkładu ciśnienia, i należy rachować grubość pokładu według momentu działającego na środek fundamentu; a więc według równania 1 przytoczonego już pod l. 24.

455.



$$\mathfrak{M} = \frac{1}{2}(qb^2 - pb^2_0) = \frac{1}{6} \tau w^2 \dots 1.$$

Podobnie jak w przykładzie pod l. 24. do rys. 438, niech rys. 455 przedstawia połowę przekroju muru, w którym na podstawie fundamentu, przy grubości połowy muru  $b_0 = 1,0$ , wypada ciśnienie  $50 \text{ t/m}_2$ . Ażeby zmniejszyć je na  $30 \text{ t}$ , potrzeba szerokości  $\frac{50}{30} = 1,67 \text{ m}$ ; licząc jednak na ciężar betonu tworzącego rozszerzenie, przyjmiemy szerokość  $b = 1,70$ . Oceniając grubość pokładu betonu w przybliżeniu na  $2 \text{ m}$ , i ciężar  $1 \text{ m}^3$  betonu na  $2,2 \text{ t}$ , możemy obrachować ciężar części wystającej po za lice według rysunku, na  $\frac{0,15 + 0,70}{2} \cdot 2 \cdot 2,2 = 1,87 \text{ t}$ , a więc  $q = \frac{50,0 + 1,87}{1,7} = 30,5 \text{ t/m}^2$ . Przypuściwszy wreszcie że mur i beton mają w tym razie ciężar jednakowy, otrzymamy  $p = 50,0 - 2 \cdot 2,2 = 45,6 \text{ t/m}^2$  i możemy obrachować moment

$$\frac{1}{2} (30,5 \cdot 1,7^2 - 45,6 \cdot 1,0^2) = 21,25 \text{ tm};$$

a dla  $\tau = 30 \text{ t/m}^2$  wypadnie  $w = 2,0$ .

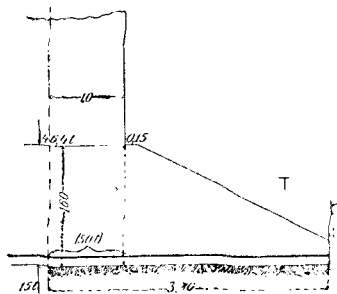
Przy znaczniejszej głębokości wykopu, należy wprowadzić do powyższego rachunku ciężar ziemi  $ABCD$ , spoczywającej na rozszerzeniu fundamentu.

Skoro zważywszy że w głębokości  $5 \text{ m}$  ciężar ziemi wynosi przynajmniej  $5 \cdot 1,6 = 8 \text{ t/m}^2$ , widoczne jest że ciężar ten może mieć wielki wpływ na sposób fundowania. Przy danej wielkości osiadania budowli, i przy wymaganem dosyć małym  $q$  według próbnego obciążenia, odpowiednie rozszerzenie podstawy może być niewykonalne z tego jedynie powodu, że miękkość pokładu ziemi lub inny warunek, prowadzi do założenia fundamentu w zbyt wielkiej głębokości pod terenem.

Jeżeli przytem rachunek ma być powtarzany większą liczbę razy dla rozmaitych obciążeń, pożytecznym będzie ująć go w jednolity system, aby pracę przyspieszyć i łatwiej unikać błędów. Takie postępowanie opisane jest w Czasopiśmie Technicznym z r. 1898 (Dr. Jan Bogucki, o fundamentach nowego teatru we Lwowie).

W razie zastosowania betonu uzbrojonego, można dla pierwszej oceny  $w$  przyjąć 0,4 tej grubości, jaka potrzebna jest dla betonu bez uzbrojenia; a więc w powyższym przykładzie  $w=0,8$ . Otrzymamy wówczas dla  $q=30 t$  i  $b=1,70$ ,  $p=48,2 t$  i moment  $M=19,25 tm=19250 kg/cm$ ; a według Thulliego (Statyka 1902 st. 233/5) przy czterokrotnej pewności  $w=0,574\sqrt{M}=80 cm$ .

456.



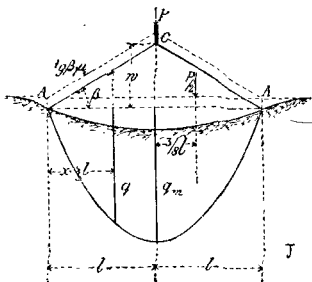
Beton uzbrojony pozwala jednak na rozszerzenia o wiele silniejsze; n. p. według rys. 456, dla zmniejszenia obciążenia  $50 t/m^2$  na  $q=15 t$ , wypada  $b=3,70$ ,  $p=46,4 t/m^2$   $M=77,8 tm=77800 kgcm$   $w=0,574\sqrt{M}=160 cm$ .

Przy tak wielkich rozszerzeniach jak powyższe, nasuwa się pytanie, czy założenie jednostajnego ciśnienia na podstawie fundamentu, na którym polega powyższe obrachowanie, jest jeszcze

wystarczająco zbliżone do rzeczywistości (l. 24 str. 292). Im większe bowiem rozszerzenie podstawy, tem mniejsze ciśnienie na brzegach, a przy dosyć wielkiem rozszerzeniu, może ono być  $=0$ . Ten krańcowy przypadek badał matematycznie

Francke (Schv. Bztg. 1900 t. 35, s. 145). Autor przypuszcza, że grubość muru jest dosyć mała w stosunku do szerokości podstawy  $2l$ ; a więc przekrój pokładu betonu jest trójkątem  $ACA$  (rys. 457).

457.



Całkowity ciężar spoczywający na fundamencie jest  $P$ , oddziaływanie gruntu na jednostkę powierzchni i jednostkę ugięcia  $\psi$ , współczynnik sprężystości betonu  $\epsilon$ . Na brzegach fundamentu  $A$ , gdzie ciśnienie i moment są  $=0$ , zakłada autor że i ugięcie gruntu jest także  $=0$ . To założenie jest tylko w przybliżeniu prawdziwe, albowiem punkty  $A$  w których momenty są  $=0$  są punktami przegięcia. Punkty te

osiadają się wraz z innymi, a na zewnątrz od  $A$  grunt musi mieć kształt wskazany na rys. 457; co już stwierdziły doświadczenia. Opierając się na powyższych założeniach, wyprowadza autor wzór

$$\mu = tg \beta = \sqrt[3]{\frac{12 \psi l}{7 \epsilon}} \dots \dots \dots 2.$$

a więc

$$w = \mu l = l \sqrt[3]{\frac{12 \psi l}{7 \epsilon}} \dots \dots \dots 3.$$

Jeżeliby zatem przy szerokości  $l$ , grubość pokładu betonu  $w$  była mniejsza niż wymaga wzór 3, natenczas ciśnienie pochodzące od  $P$  nie obejmowałoby całej powierzchni fundamentu. Wzory 2 i 3 wskazują, że w przypadku ciśnienia zero na brzegach fundamentu,  $l$  jest wprost proporcjonalne, a  $w$  odwrotnie proporcjonalne do współczynnika sprężystości  $\epsilon$ . Nadto w tym krańcowym przy-

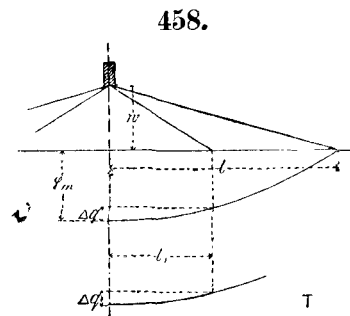
padku, po za który dalsze rozszerzanie fundamentu niema celu, ciśnienie największe w środku podstawy, wynosi według wywodu autora

$$q_m = 0,75 \frac{P}{l} \dots \dots \dots 4.$$

Współczynnik 0,75 jest liczbą zaokrągloną; ale według tego współczynnika, w przybliżeniu, prawo rozkładu ciśnienia  $q$  przedstawia parabolę (rys. 457), w której odcięta  $x=0$  odpowiada  $q=0$ . Według wzorów 2 i 3,  $\mu$  i  $l$  nie zależą od  $P$ , co wynika z założenia, że ciśnienie na brzegu ma być  $=0$ . Przy zastosowaniu wzorów 2 i 3 do określonego przypadku, należałoby przyjąć najprzód  $q_m$ , wyrachować następnie  $l$  ze wzoru 4, a wreszcie  $\mu$  i  $w$  ze wzorów 2 i 3.

Zdaniem autora, wzory 2 i 3 mogą być także zastosowane wtedy, gdy grubość muru nie jest bardzo mała w stosunku do szerokości fundamentu. Autor przyjmuje w takim razie na szerokości równej grubości czystego muru, ciśnienia jednostajne, a ciśnienie zmienne tylko na rozszerzeniu, które oznacza przez  $l$ . Skoro jednak mówimy o wielkich rozszerzeniach, a przytem liczby  $\psi$  i  $\epsilon$  mogą mieć tylko wartości przybliżone, więc możemy i w tym

przypadku przyjąć, że według rys. 457, na całej szerokości fundamentu ciśnienie zmienia się według paraboli, a nie zmniejszymy przez to dokładności wyników.



Autor podaje przykład zastosowania wzorów 2 i 3 przyjmując  $l=400\text{ cm}$ , i bardzo twardy grunt, dla którego  $\psi=14\text{ kg/cm}^2$ . Przytem dla zwykłego betonu przyjmuje  $\epsilon=24000\text{ kg}$ , co odpowiada około 8-krotnej pewności. Przy tych założeniach, wypada  $\mu=0,74$  i  $w=296\text{ cm}$ , a więc potrzebny byłby pokład betonu

prawie  $3\text{ m}$  gruby, ażeby rozłożyć ciśnienie ciekłego muru na fundament  $8\text{ m}$  szeroki, i otrzymać zero ciśnienia na brzegach. Ten wynik odnosi się do bardzo twardego gruntu, albo do fundamentu którego sprężyste ugięcia są bardzo małe; n. p. do betonu na palach. Nie daje zatem odpowiedzi na pytanie co do rys. 456, bo znaczniejsze rozszerzenia podstawy potrzebne są tylko na miękkim gruncie; a wtedy  $\psi$  jest małe. Stosownie do tego co mówiliśmy pod l. 15., przyjmijmy, że fundament według rys. 456 osiada się o  $30\text{ cm}$ . Wówczas  $\psi = \frac{1,5}{30} = 0,05\text{ kg}$ . Dla betonu uzbrojonego  $\epsilon=200000\text{ kg}$ , a przy czterokrotnej pewności przyjętej w uważanym przykładzie, wprowadzimy  $\epsilon=50000\text{ kg}$ . Otrzymamy więc

$$\mu = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 0,05 l}{7 \cdot 50000}} = 0,012 l^{\frac{1}{3}} = 0,086, \quad w = \mu l = 0,012 l^{\frac{4}{3}}.$$

Skoro zaś w uważanym przykładzie, wyrachowaliśmy  $w=160\text{ cm}$  więc, żeby ciśnienie na brzegach fundamentu było  $=0$ , połowa jego szerokości powinna wynosić

$$l = \left( \frac{w}{0,012} \right)^{\frac{3}{4}} = 12,2\text{ m}.$$

Takie rozszerzenie jest praktycznie nieprawdopodobne; natomiast pożądanem jest ocenić bodaj w przybliżeniu, o wiele ciśnienie na brzegach jest mniejsze niż w środku, gdy szerokość fundamentu  $l_1 < l$  (r. 458). Dokładna ocena nie jest możliwa według teorii Franckego, bo krzywa ciśnienia o strzałce  $q_m$  którą w przybliżeniu uważaliśmy za parabolę (wzór 4), odnosi się tylko do fundamentów

o szerokości  $l$ , w których ciśnienie na brzegach jest  $=0$ . Jeżeli jednak zważymy że  $\psi$  i  $\varepsilon$  nie są zależne od  $l$ , to możemy zrobić dalsze przypuszczenie przybliżone, że dla  $l_1 < l$  krzywa ciśnienia jest częścią paraboli odpowiadającej szerokości  $l$  i przesuniętej w kierunku  $q$ . W takim razie jeżeli  $q_1$  odpowiada szerokości  $l_1$  to według r. 458  $\Delta q_1 = \Delta q$  i mamy proporcję

$$q_m^2 : (\Delta q)^2 = l : l_1 \dots \dots \dots 5.$$

W przykładzie o którym mówimy,

$$l = 12,2 \quad l_1 = 3,7$$

$$q_m = 0,75 \frac{P}{l} = 0,75 \frac{100}{12,2} = 6,15 \text{ tn}$$

$$\Delta q = q_m \cdot \sqrt{\frac{l_1}{l}} = 1,86 \text{ tn}$$

To znaczy 0,12 jednostajnego ciśnienia 15 tn, przyjętego w rachunku. Ciśnienie w środku wynosi przeto  $15 + \frac{1,86}{3} = 15,62 \text{ t}$ , a ciśnienie na

brzegach  $15 - \frac{2}{3} \cdot 1,86 = 13,76 \text{ t}$ . Wobec niepewności liczb  $\varepsilon$  i  $\psi$ , błąd powyższy nie wywarłby godnego uwagi wpływu na obrachowanie grubości pokładu. Gdyby wyjątkowo potrzeba rachować dokładniej, należy wyrachować cięciwę  $l_0$  dla strzałki  $q_1$ , i uważać moment powierzchni oddziaływań  $q$ , za różnicę momentów: odcinka na cięciwie  $l_0$  i części jego zewnętrznej na cięciwie  $l_0 - l_1$ .

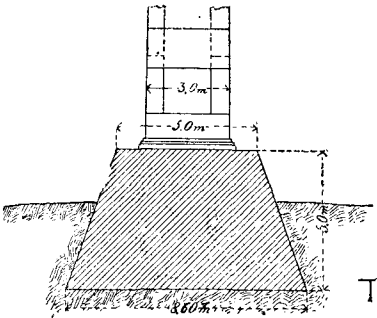
Przykłady fundamentów na betonie przedstawiają rys. 459—463. Rys. 459 fundament podpory w rotundzie wystawy powszechnej w Wiedniu (1873). Daje on rozszerzenie w stosunku 1 : 2,9.

Rys. 460 przedstawia fundament przyczółka mostu sklepionego na Wezerze pod Fürstenberg (H. Z. 1881). W stosunku do rozszerzenia (2 : 3) pokład betonu jest bardzo słaby.

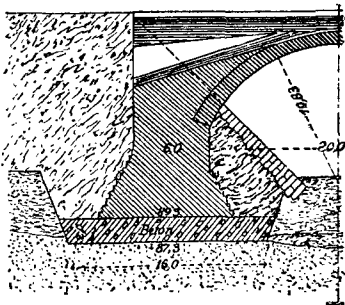
Rys. 461—463 przedstawiają fundamenty teatru miejskiego we Lwowie, wykonane według projektu prof. Dr. J. Boguckiego. Spoczywają one na iłowatym namule; są wykonane z betonu uzbrojonego, i rachowane na obciążenie  $15 \text{ t/m}^2$  (Czas. techn. 1898). Uzbrojenie jest poprzeczne i podłużne; pierwsze składa się z prętów płaskich

$\frac{70}{10}$  i  $\frac{60}{10} \text{ mm}$  ułożonych płasko w odległości 15 cm od podstawy w pokładach 1,6 i 2,0 m grubych; zaś w odległości 10 cm, w pokładach o grubości 0,6 i 1,0 m. Odstępy między nimi wynoszą wszędzie 15 cm. Dla wyzyskania wytrzymałości żelaza, korzystnym jest aby ono było umieszczone jak najbliżej dolnej powierzchni

459.

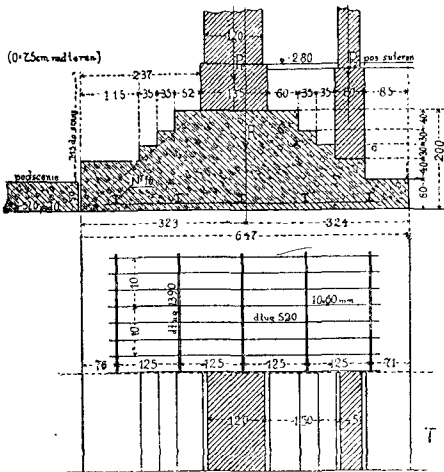


460.

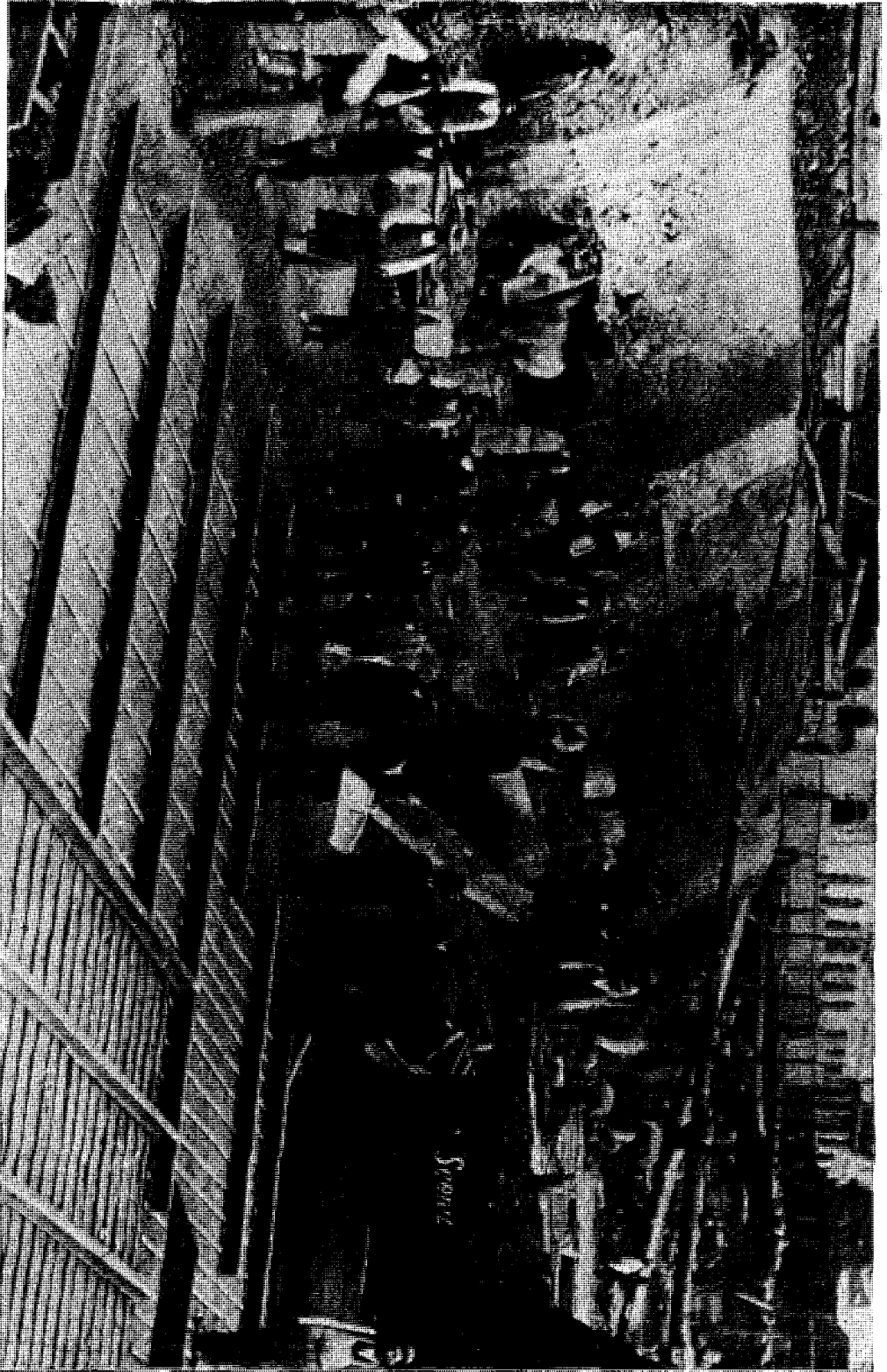


461.

Fundament boczny muru sceny







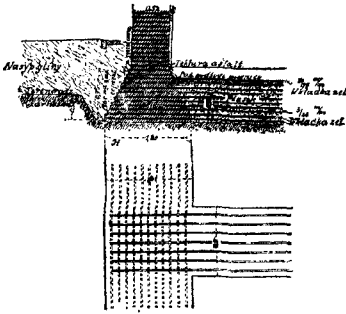
463.

*23 września 1897.*

próbie obciążenia na  $1,5 \text{ kg/cm}^2$ , zaś pod budowlą, obciążenie nie przekracza  $1 \text{ kg/cm}^2$ . Potrzebną szerokość podstawy osiągnięto samym murem ceglany, bez pomocy uzbrojenia, dając odpowiednią wysokość części fundamentu tworzącej odsady. Uzbrojenia natomiast użyto w kierunku podłużnym, przeciw niejednostajnemu osiadaniu; a mianowicie w poziomych szwach muru, ułożono pręty płaskie  $\frac{3}{25} \text{ mm}$ , w odstępach po  $10 \text{ cm}$  od środka do środka. Każdy mur ma

dwie płaszczyzny uzbrojenia, jedną u dołu, drugą u góry; w murach podłużnych i poprzecznych, poziomy tych płaszczyzn różnią się o grubość jednej cegły, aby się wygodnie miąć mogły.

464.



Podstawa filara tworzy rozszerzenie w dwóch kierunkach;  $p$  i  $q$  są do siebie w odwrotnym stosunku odnośnych powierzchni, a nie w stosunku długości jak było dotąd; to też równanie 1, dające moment na jednostkę długości, nie odpowiada warunkom w jakich znajduje się podstawa filara.

Podstawa ta powinna być rachowana jako płyta z obu stron obciążona; nie znam jednak odpowiedniego równania opartego na teorii sprężystości, i używany jest powszechnie wzór oparty na statyce, wyprowadzony w podobny sposób, jak dla płyty podpartej na obwodzie (Hecht Mechanik str. 356, Christophe Béton armé s. 621). Założymy więc, że moment połowy obciążenia działa na osiowy przekrój płyty, równoległy do boku  $a$  (r. 465); zaś moment drugiej połowy działa

na przekrój równoległy do  $b$ . Według znakowania przedstawionego na rysunku, oznaczymy ciężar całego filara przez

$$P = 4 q a b = 4 p a_0 b_0.$$

Dla przekroju równoległego do  $a$ , i obciążeń jednostkowych  $q$  i  $p$ , mamy moment

$$\mathfrak{M}_a = \frac{1}{2} (q a b^2 - p a_0 b_0^2). \quad 6.$$

Podobnie dla przekroju równoległego do  $b$

$$\mathfrak{M}_b = \frac{1}{2} (q a^2 b - p a^2_0 b_0). \quad 7.$$

a z dodania obu równań:

$$\mathfrak{M}_{ab} = \frac{1}{2} [q a b (a + b) - p a_0 b_0 (a_0 + b_0)] = \frac{1}{8} P [(a + b) - (a_0 + b_0)]. \quad 8.$$

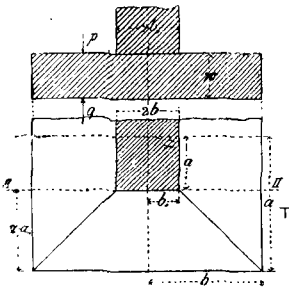
Przeważnie mamy  $a - a_0 = b - b_0$ ; a wtedy

$$\mathfrak{M}_{ab} = \frac{1}{4} P (b - b_0) = \frac{1}{6} \tau 2 (a + b) w^2 \quad 9.$$

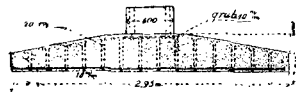
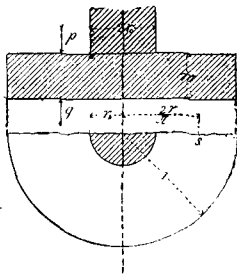
a dla filara kwadratowego

$$\mathfrak{M} = \frac{1}{8} P (b - b_0) = \frac{1}{6} \tau \cdot 2 b w^2 = \tau \mathfrak{B} \quad 10.$$

465.



466.



467.

Tylko dla kwadratu t. j. z równania 10, otrzymamy w ten sposób wyniki dostatecznie zbliżone do prawdy; zaś z równań 8 i 9 otrzymamy je dla podstaw różniących się mało od kwadratu. Dla podstaw prostokątnych, gdy  $a$  znacznie większe od  $b$ , równanie 9 da wartości za małe. Przy obrachowaniu płyty podpartej na obwodzie, Christophe radzi pomijać wpływ długości, gdy  $a > 2b$ .

Dla betonu uzbrojonego, potrzebne jest uzbrojenie w kierunkach  $a$  i  $b$ . Do obrachowania uzbrojenia posłużą momenty otrzymane z równań 6 i 7, oraz odpowiadające tym momentom grubości płyty. Z uwagą jednak, że gdy  $a$  wzrasta w stosunku do  $b$ , natenczas wpływ ugięcia podłużnego zmniejsza się ku środkowi płyty, i w połowie długości dosyć długich fundamentów, niema w dolnych włóknach ciągnięcia w kierunku  $a$ . O ile dotychczas niema w tej mierze doświadczeń ani teorii, sądzę że w równaniu 7, należy przy obrachowaniu uzbrojenia podłużnego przyjmować  $a=b$ ; a jeżeli  $a > 3b$  należy kończyć uzbrojenie w odległości  $1,5b$  od obu końców boku  $2a$ .

Sile poprzecznej  $P=4pa_0b_0$ , opiera się wytrzymałość na zdercie przekroju betonu pod obwodem filara, a więc na powierzchni  $2(a_0+b_0)w$ .

Dla filara o przekroju i podstawie kolistej (r. 466), zważywszy że odległość środka ciężkości pół kola od środka koła jest  $\frac{2r}{\pi}$ , otrzymamy w podobny sposób jak wyżej

$$\frac{1}{2}(qr^3 - pr_0^3) = \frac{1}{6} \tau 2rw^2$$

$$qr^3 - pr_0^3 = P \cdot \frac{r-r_0}{\pi} = \frac{2}{3} \tau rw^2 \quad . . . . . 11.$$

Fundament kolisty potrzebuje uzbrojenia tylko w kierunku promieni; w kierunkach bowiem równoległych do obwodu, powstają tylko ciśnienia. Największa grubość żelaza, obrachowana według  $w$ , potrzebna jest tylko w osi filara. Ze względu na dobre wyzyskanie materiału i pewność obrachowania, filary o przekroju kolistym i na kolistej podstawie, właściwsze są od kwadratowych.

Dla przykładu, przyjmijmy podstawę kwadratową według r. 467. Jest to fundament żelazno-betonowego filara, przędzalni Barrois w Lille (Christophe, béton armé s. 173). Ciężar filara wynosi 130 t, a obciążenie jednostkowe fundamentu 15 t/m<sup>2</sup>. Skład uzbrojenia widoczny jest z rysunku; przytem

$$b_0=0,25, \quad b=1,475, \quad P=130 t.$$

Z równania 10 wypada  $\mathfrak{M}=19,903 tmt = \tau \mathfrak{B}$ .

Dla przekroju trapezowego jak na rys. 467, przyjmując zero grubości na brzegu, moment oporu

$$\mathfrak{B} = \frac{1}{12} \cdot 2 \frac{b_0^2 + 4b_0b + b^2}{2b_0 + b} w^2 = 0,313 w^2$$

a przyjmując dla zwykłego betonu  $\tau=30$ , otrzymamy

$$w^2 = \frac{19,903}{30 \cdot 0,313} = 2,12, \quad w = 1,46.$$

Dla przekroju prostokątnego, potrzebna jest mniejsza grubość pokładu; a mianowicie

$$19,903 = \frac{30}{6} 2,95 w^2, \quad w = 1,16$$

Pomimo tego fundament o przekroju trapezowym jest tańszy, albowiem przy grubości 0,2 na brzegach, ma objętość 6,1 m<sup>3</sup>, zaś fundament o przekroju prostokątnym obejmuje 10,1 m<sup>3</sup>.



Ażeby obrachować  $w$  dla betonu uzbrojonego, przyjmiemy odległość środka grubości uzbrojenia od podstawy  $e=0,05w$ . Wzór przytoczony powyżej  $w=0,574\sqrt{\mathfrak{M}}$  odnosi się do jednostki długości, zaś  $\mathfrak{M}$  z równania 10, rachowane jest na długość  $2b=2,95$ . Nadto przy wyprowadzeniu rzeczowego wzoru przyjęty był przekrój prostokątny, dla którego moment oporu jest  $\frac{2,95}{6}w^2=0,492w^2$ ; zaś dla przekroju trapezowego, wynosi on w tym razie  $0,313w^2$ . Zamiast  $w$ , mamy zatem podstawić  $w\sqrt{\frac{0,313}{0,492}}=0,8w$ , a zamiast  $\mathfrak{M}$  podstawić  $\frac{\mathfrak{M}}{2,95}$ . Zamieniając przytem

tonn-metry na kilogram-centymetry, otrzymamy:

$$w = \frac{0,574}{0,8} \sqrt{\frac{19903}{2,95}} = 58,8 \text{ cm.}$$

Z rys. 437 widzimy natomiast, że wykonany pokład betonu ma grubość  $40 \text{ cm}$ ; a zważywszy że dla danego  $\tau$ , kwadraty grubości pokładów są proporcjonalne do momentów, wnosić wypada, że wytrzymałość betonu przewidziana w rachunku powyższym dla początkowego momentu, jest już wyzyskana w wykonanym fundamencie przy podwójnym momencie  $\mathfrak{M}$ .

Grubość żelaza w uzbrojeniu, odpowiednio do wykonanej grubości pokładu, ma być  $f=0,0068 \cdot 40=0,272 \text{ cm}$ ; a skoro według rysunku pręty mają  $1,9 \text{ cm}$  średnicy a przekrój  $2,84 \text{ cm}^2$ , więc powinnyby leżeć w odstępach  $\frac{2,84}{0,272}=10,5 \text{ cm}$ ; leżą natomiast w odstępach  $20 \text{ cm}$ .

Sile poprzecznej  $130000 - 50^2 \cdot 1,5 = 126250 \text{ kg}$ , opiera się przekrój betonu  $40 \cdot 50 \cdot 4 = 8000 \text{ cm}^2$ , a więc przeciw zderciu pracuje beton po  $\frac{126250}{8000} = 15,8 \text{ kg/cm}^2$ .

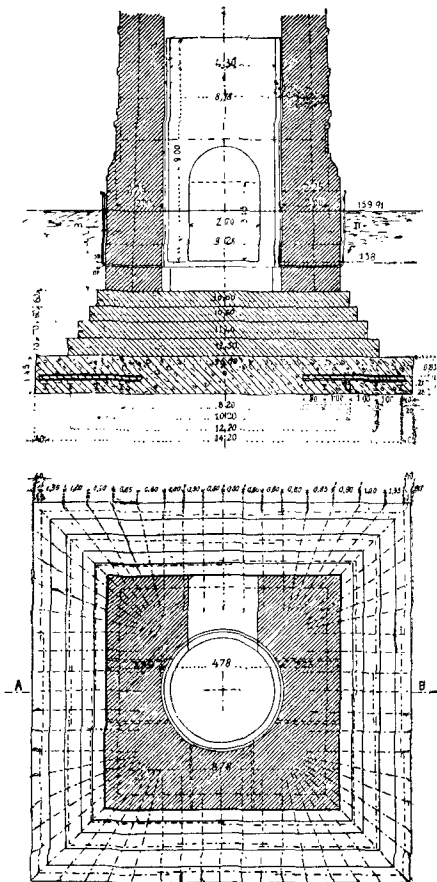
Skoro zaś wytrzymałość na zdercie wynosi najwyżej  $0,2$  wytrzymałości na zgniecenie (l. 10. str. 187 i 189), w tym razie  $0,2 \cdot 125 =$

$= 25 \text{ kg/cm}^2$ , więc  $60\%$  tej wytrzymałości wyzyskano już przy zwykłym obciążeniu.

Fundament komina elektrowni wiedeńskiej (rys. 468) był widocznie pomowany przez projektującego jako płyta, albowiem ma uzbrojenie w promieniach; jednakże błędem jest że niema żelaza w środku fundamentu, gdzie ciągnięcie jest największe. — Uzbrojenie równoległe do obwodu jest zbyteczne, jak mówiłem powyżej odnośnie do podstawy kolistej. Na rys. 469 uzbrojenie leży za wysoko; żelazo umieszczone w wyższych warstwach działa tylko jak ruszt o bardzo słabych wymiarach.

Na rys. 467 i 469 widzimy połączenie uzbrojenia filara z fundamentem, wykonane za pomocą blachy poziomej; silniejsze połączenie nie jest potrzebne.

468.



Po dalsze szczegóły obrachowania płyt betonu uzbrojonego, odsyłam czytelnika do specjalnej literatury, mianowicie Thulliego statyki, i Empergera Handbuch für Eisenbetonbau.

Z powodu swej szczelności, używany bywa beton także do wspólnych fundamentów dla dwóch lub więcej murów, mianowicie gdy potrzeba zamknąć przystęp wody lub powietrza do przestrzeni ograniczonej murami. W takich warunkach znajdują się głębokie piwnice, komory motorów wodnych, i szluzy komorowe. Przytem pamiętać należy, że wykonanie murów obciążających beton, oraz wypompowanie wody z zamkniętej przestrzeni, dozwolone być może dopiero wtedy, gdy wytrzymałość betonu wzrosła do odpowiedniej miary.

Również ważnem jest, żeby mury stawiane na wspólnych fundamentach, były wznoszone jednocześnie i równomiernie; albowiem tylko wtedy warunki statyczne w pokładzie betonu podobne są do tych, które przyjmujemy przy obrachowaniu.

Stawiając całe budynki na wspólnych płytach betonu uzbrojonego, doprowadzono już jednostkowe obciążenia do tak małych wartości, jakich żadnym innym środkiem osiągnąć nie można. Wszelako tak wielkie płyty są niebezpieczne, skoro spoczywają na nich mury o bardzo różnych ciężarach, i gdy powierzchnia budynku jest dosyć wielka.

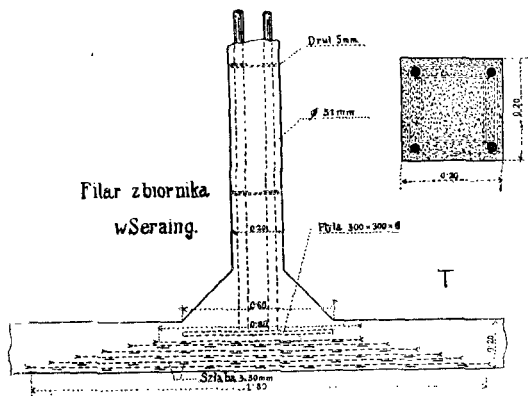
Dla równowagi budowli składającej się z szeregu murów na wspólnym fundamencie, potrzeba przede wszystkim, żeby wypadkowa wszystkich ciężarów przechodziła przez środek ciężkości podstawy, tj. całej płyty fundamentu. Ciężary są dane, a kształt podstawy do nich należy zastosować. Jeżeli rozkład ciężarów nie jest zupełnie symetryczny, wynikają stąd wysoki na ze-

wnątrz lica po stronie cięższych murów, a te nie zawsze są możliwe, jeżeli brak miejsca. Powyższego warunku nie można zatem dopełnić, a więc po stronie cięższych murów jednostkowe obciążenie gruntu jest większe, i tutaj budowla więcej się osiadzie.

Ale nawet w takim razie gdy warunek powyższy jest zachowany, mury lub filary zewnętrzne są po większej części niesymetrycznie podparte. Wytrzymałość bowiem, czyli opór ziemi od strony zewnętrznej, zależy od głębokości fundamentu pod powierzchnią; od wewnątrz zaś, jest on oporem płyty betonu przeciw wyłamaniu. Jeden lub drugi może być większy, a wtedy mury lub filary mogą wyjść z pionu, o ile połączenia poziome w stropach budowli nie wstrzymają tego ruchu. Temu warunkowi odpowiadają stosunkowe najlepiej budowle żelazno betonowe, i one też przedstawiają najwięcej takich przykładów.

Do powyższej trudności przyłącza się druga, pochodząca stąd, że na wielkiej powierzchni grunt budowlany niema prawie nigdy zupełnie jednakowej wytrzymałości. Wewnątrz miast traci on jednostajność przez zabudowanie, bo

469.



Wnętrze miast traci on jednostajność przez zabudowanie, bo

mury fundamentów tamują odpływ, i spiętrzają wodę podziemną. Przyczynia się również do tego kanalizacja, bo przez osuszenie wywołuje częściową, nierówną osiadania gruntu.

Wspólne przeto fundamenty obszernych budowli, o ile są konieczne, dzielić należy na części. Ciężkie mury obwodowe mogą być fundowane oddzielnie, a lżejsze wewnętrzne mogą mieć wspólną płytę.

Większe maszyny, kotłownie itp. bywają również fundowane oddzielnie, a o ile może głębiej od sąsiednich murów, żeby nie cierpiały od ich osiadania, lub nie udzielały im wstrząszeń.

Do obrachowania grubości płyty wspólnej nie mamy podstawy teoretycznej, a licząc przytem na możliwość pęknięcia betonu, rachujemy momenty tak, jak wspominałem powyżej mówiąc o uzbrojeniu podłużnym; a więc w środku odstępu murów jak dla belki swobodnie podpartej, a przy licach jak dla stałe utwierdzonej.

Dla oszczędności materiału dzielimy wielkie pola na małe cząstki za pomocą belek żebrowych. Na tych belkach skupiają się ciężary przenoszone przez cienkie płyty pośrednie.

Szereg przykładów podaje Emperger, Handbuch für Eisenbetonbau. Tutaj nie mogąc wyczerpywać tego przedmiotu, podam tylko najprostsze przypadki obrachowania wspólnego fundamentu dwóch murów, potrzebne dla nawiązania dalszych uwag. Podobne rachunki znajdują się w Handbuch der Architektur (Darmstadt, 1891).

Gdy ciężary murów nie są jednakowe, środek podstawy betonu powinien leżeć w miarę możności, na kierunku wypadkowej obu ciężarów (rys. 470 i 471). Tylko

w takim razie obciążenie podstawy  $q$  jest jednostajne; przytem powstają w częściach  $b_1$  i  $b_2$  momenty odwrotne od tych które działają w środku fundamentu, a wskutek tego największy moment wypada mniejszy niż w fundamencie według rys. 473, gdzie środek podstawy nie leży na kierunku wypadkowej, a wszystkie momenty mają jeden znak.

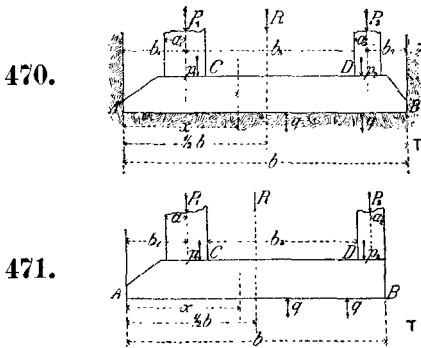
Skoro  $q$  wypada bardzo małe, mniejsze niż wymaga wytrzymałość gruntu, więc o ile nie zajdą inne względy, przyjmiemy dla  $b$  najmniejszą możliwą wartość; a ta odpowiada jednostronnemu rozszerzeniu podstawy, tj. tylko w stronę cięższego muru (r. 471). Jednostronne rozszerzenie można również zastosować do fundamentów oddzielnych, przy mimośrodkowem położeniu wypadkowej, np. do murów podporowych lub przyczółków sklepień; o ile stoją na miękkim podkładzie, i wyzyskują jego wytrzymałość. Szerokość podstawy i obciążenie jej są przy jednostronnem rozszerzeniu dane z warunków budowy.

Przyjmując  $\frac{P_1}{2a_1} = p_1$      $\frac{P_2}{2a_2} = p_2$      $\frac{P_1 + P_2}{b} = q$

mamy do obrachowania momentu w części środkowej  $CD$ , równanie

$$\mathfrak{M}_x = \frac{1}{2} qx^2 - P_1(x - b_1) \dots \dots \dots 6.$$

gdzie  $x > b_1 + a_1$ . Ten moment staje się maximum dla  $x = \frac{P_1}{q}$ .



Dla obrachowania momentu na szerokości  $2a_1$ , a więc gdy  $x < (b_1 + a_1)$ , otrzymujemy równanie momentów

$$\mathfrak{M} = \frac{1}{2} qx^2 - \frac{1}{2} p_1 [x - (b_1 - a_1)]^2$$

a maximum odpowiada wartości

$$x = \frac{p_1(b_1 - a_1)}{p_1 - q}$$

Dla szerokości  $2a_2$  należy w równaniu 7 zmienić znaki 1 na 2, i mierzyć  $x$  od krawędzi  $B$  w lewo.

Wartości otrzymane z równania 7 będą przeważnie małe; grubość pokładu obrachowana będzie przeto według momentu otrzymanego z równania 6.

Równanie 7 może być jednak potrzebne w razie zastosowania betonu uzbrojonego; albowiem wkładki żelaza dochodzić powinny do przekroju, w których  $\mathfrak{M} = 0$ . Należy więc z równania

$$\frac{1}{2} qx^2 - \frac{1}{2} p_1 [x - (b_1 - a_1)]^2 = 0$$

albo

$$\frac{1}{2} (p_1 - q)x^2 - p_1(b_1 - a_1)x + (b_1 - a_1)^2 = 0 \quad 8.$$

oznaczyć wartość  $x$  dwa razy, mianowicie dla znaków 1 i 2.

Dla wymiarów i ciężarów według rys. 472 otrzymamy:

$$q = \frac{P_1 + P_2}{b} = \frac{70}{5,52} = 12,68 \text{ t/m}^2$$

Z równania 6 dla  $x = \frac{P}{q} = 3,15$  max.  $\mathfrak{M}_x = -22,31 \text{ tmt.}$

Grubość pokładu zwykłego betonu przy natężeniu  $2 \text{ kg/cm}^2$  we włóknach ciągniętych, otrzymamy zatem z równania

$$22,31 = \frac{1}{6} 20 w^2, \quad w = 2,52 \text{ m};$$

zaś dla betonu uzbrojonego, jak przedtem

$$w = 0,59 \sqrt{22310} = 88 \text{ cm.}$$

Z równania 7

$$x_1 = 0,68 \text{ max. } \mathfrak{M}_1 = +2,30; \quad x_2 = 0.$$

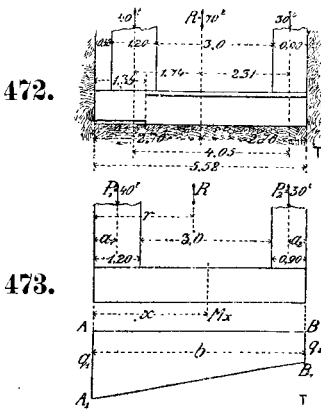
Z równania 8

$$x_{01} = 1,34, \quad x_{02} = 0.$$

Ze względu że nie jesteśmy pewni jednostajności oddziaływań gruntu  $q$ , należy prowadzić uzbrojenie nieco dalej niż wymaga ten rachunek, np. o pół grubości pokładu  $w$  w obie strony.

W równaniach 6 do 8 opuszczony jest ciężar betonu i moment jego, ponieważ ciężar płyty podpartej na całej powierzchni, nie wywołuje momentu zgięcia. Ażeby zaś otrzymać obciążenie gruntu pod fundamentem, trzeba do powyższej wartości  $q$  dodać obciążenie pochodzące od ciężaru betonu.

Gdy z obu stron niema miejsca (r. 473), natenczas obciążenie gruntu nie jest jednostajne. Przyjmujemy, że trapez  $AA_1B_1B$  przedstawia prawo



tego obciążenia, a więc wartości skrajnych ciśnień jednostkowych obrachować można z równań:

$$\frac{1}{2}(q_1 + q_2)b = P_1 + P_2 = R$$

$$Rr = \left(\frac{1}{3}q_2 + \frac{1}{6}q_1\right)b^2.$$

Otrzymamy z nich

$$q_1 = \frac{2R}{b} \left(2 - \frac{3r}{b}\right), \quad q_2 = \frac{2R}{b} \left(\frac{3r}{b} - 1\right) \quad \dots \quad 9.$$

W odległości  $x$  od krawędzi  $A$ , działa moment:

$$\mathfrak{M}_k = -\frac{q_1 - q_2}{6b}x^3 + \frac{1}{2}q_1x^2 - P_1(x - a_1) \quad \dots \quad 10.$$

i staje się maximum dla

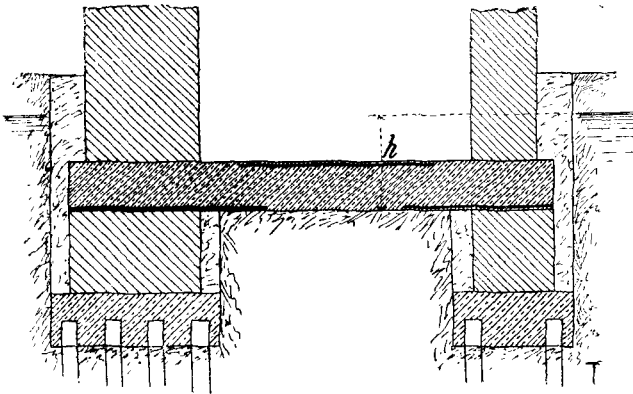
$$x = \frac{q_1 b}{q_1 - q_2} - \sqrt{\left(\frac{q_1 b}{q_1 - q_2}\right)^2 - \frac{2P_1 b}{q_1 - q_2}} \quad \dots \quad 10.$$

Dla danych z poprzedniego przykładu (r. 10.), otrzymamy:

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= 17,13, & x &= 2,06 \\ q_2 &= 10,32, & \mathfrak{M}_x &= 24,0 \text{ tmt} \end{aligned} \right\} \quad \dots \quad 11.$$

Pod większym ciężarem  $P_1$ , z powodu większego obciążenia jednostkowego  $q_1$ , fundament osiadzie się więcej niż pod  $P_2$ ; podstawa się pochyli, a mury wyjdą z pionu, o ile nie zapobiegną temu ścięgacze poziome łączące oba mury. Różnica zatem między  $q_1$  i  $q_2$  nie powinna być wielka; sądzę, że gdy  $q_1$  zbliża się do wartości  $1,5q_2$ , to wspólny fundament założony według r. 473 tj. bez rozszerzenia, jest już urządzeniem wadliwym. Ten przypadek zachodzi właśnie w ostatnim

#### 474.



przykładzie. W takich warunkach, jeżeli płyta betonu na całej powierzchni jest potrzebna bez względu na wytrzymałość gruntu, należy raczej fundować oba mury na fundamentach oddzielnych o większej wytrzymałości, a pokład betonu użyć tylko do szczelnego zamknięcia przestrzeni między murami (r. 474). Pokład betonu będzie wówczas niezależny od ciężaru murów, a w razie ciśnienia wody, będzie natomiast w murach

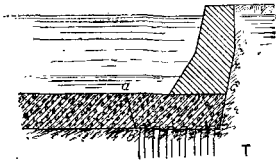
stale utwierdzony. Wskutek tego powstaną pod murami momenty odwrotne od momentów działających w środku, a momenty środkowe wypadną znacznie mniejsze od tych, jakie w tych samych warunkach działają w jednolitym wspólnym fundamencie według rys. 473.

Do podobnego wniosku dochodzimy, skoro część pokładu między murami ma być wystawiona na zmienne obciążenie; jak się rzecz ma w dokach i szluzach komorowych, które są naprzemian napełniane wodą i wypróżniane. Wskutek oddzielnego i głębokiego fundowania ścian bocznych takiej komory

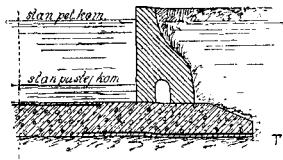
(rys. 475), odbywać się będą w jej łuku, w porównaniu z fundamentem jednolitym, mniejsze zmiany momentów, i linia ciśnienia mniej się będzie przesuwac podczas zmian obciążenia. Wskutek tego pokład może być słabszy. Badanie takiego fundamentu pierwszy podał Brennecke (Ergänzungen z. Grundbau 1895 str. 41—52). Zaleca on przytem wstawiać fundament łuku między fundamenty ścian bocznych według *ab* na rys. 475, chcąc przeto przenieść jak największą część

ciśnienia budowli na brzegi fundamentu, a ciśnienie na środek o ile możności zmniejszyć. Gdy jednak rozkład ciśnienia na podstawie zależy przedewszystkiem od sposobu fundowania, przeto sądzę, że skoro ściany były silniej fundowane, przedział według *ab* jest zbyteczny. Natomiast dla wywołania momentów z odwrotnymi znakami a więc dla stałego utwierdzenia pokładu pod ścianami bocznymi i zmniejszenia momentów środkowych, niezbędnem jest, żeby pokład był przeprowadzony bez przerwy na całej szerokości, t. j. do *c* na rys. 475.

475.



476.



Pochyły przekrój *ab* na rys. 475 wywołuje parcie poziome, które w szluzach, dokach i t. p. będzie zrównoważone przez ciśnienie ziemi na ściany boczne. W innych przypadkach byłby taki przekrój szkodliwy. Ostatecznie mogą tu rozstrzygać warunki ustroju, wynikające z obranej metody fundowania. O ile zaś brak miejsca nie stoi na przeszkodzie, a zarazem w trudnych warunkach dla głębokiej fundacyi, cel opisany przy rys. 474, a poniekąd zamierzony przez Brennecke, da się łatwiej osiągnąć za pomocą fundamentu dwustronnego, według rys. 470 i 476. Na dalsze szczegóły o fundowaniu szluz i doków, jest właściwe miejsce w nauce budowy dróg wodnych.

Jeżeli stan wody podziemnej leży wyżej od podstawy betonu, i o ile chodzi o ciśnienie wody na beton, odróżnić wypada dwa przypadki: 1. Grunt nieprzepuszczalny, 2. Grunt w dowolnym stopniu przepuszczalny. Taki podział wystarcza odnośnie do fundamentów.

Na gruncie nieprzepuszczalnym, o ile beton szczelnie do gruntu przystaje, tak że woda nie może się między nimi przecisnąć, ciśnienie wody działa tylko na boczne ściany budowli, a nie udziela się podstawie betonu.

Na gruncie przepuszczalnym, ciśnienie wody udziela się podstawie betonu bez względu na stopień przepuszczalności gruntu. Punkt zatem leżący w głębokości *h* pod sąsiednim poziomem wody, jest wystawiony na ciśnienie słupa wody tej samej wysokości. Niektórzy autorowie są wprawdzie tego zdania, że w miarę stopnia przepuszczalności zmniejsza się także ciśnienie. Jednakże już w r. 1887. Forchheimer dowiódł własnymi doświadczeniami (Centralbl. d. Bauv. 1887, 314), że zdanie to polega na złudzeniu. Odsyłając czytelnika po szczegóły do wspomnianego źródła, postaram się uzasadnić powyższe pojęcie w sposób jak najkrótszy.

Jeżeli grunt przepuszcza wodę z trudnością, jak jednostajna glina lub il, bądź to czyste, bądź też z przymieszką piasku, natenczas przeciekanie rozpoczyna się dopiero wtedy, gdy ciśnienie przekroczy pewną granicę. Zanim to się stanie, grunt zachowuje się wobec fundamentu tak, jakby był zupełnie nieprzepuszczalny.

Gdy ta granica ciśnienia zostanie przekroczona, może się przeciekanie od-

bywać bardzo powoli, mianowicie gdy przytem ciśnienie wyrównywa się stopniowo; potrzeba szeregu dni, na wyrównanie ostatnich centymetrów ciśnienia (Forchheimer). Gdy jednak w zastosowaniu do fundamentów, czas przeciekania jest nieograniczony, a przeciekanie jako ruch, ustaje dopiero po zupełnem wyrównaniu ciśnienia, więc pomimo znacznego oporu, materiał słabo przepuszczalny musi dojść do zupełnego nasycenia; a odtąd, wskutek ciągłości w przewodach włoskowatych gruntu, ciśnienie udziela się wszystkim punktom podstawy betonu tak, jak w gruncie łatwo przepuszczalnym.

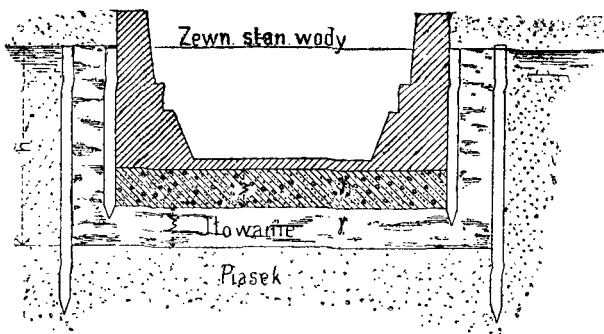
Również w tych przypadkach, gdy materiał słabo przepuszczalny jest początkowo suchy, a ciśnienie wody powstaje dopiero po ukończeniu budowy, nie się w rzeczy samej nie zmienia.

Na potwierdzenie przeciwnego zapatrywania przytaczają, że łęki niektórych szluz komorowych, mają grubość o połowę mniejszą, niż wymaga rachunek według ciśnienia pełnego słupa wody zewnętrznej. To spostrzeżenie jednak, nie upoważnia nas jeszcze do wprowadzenia w rachunku mniejszego ciśnienia; albowiem istotną przyczyną może być w tym razie niedostateczna znajomość wytrzymałości na ciągnięcie betonu, oraz opory powstające wskutek ru-

chu wody podczas przeciekania przez il lub glinę (Forchheimer), które mogą mieć bardzo znaczne wartości, ale są objawami przemijającymi; więc nie można ich brać w rachubę przy projektowaniu fundamentów.

Pomimo że podstawa betonu jest wystawiona na ciśnienie słupa wody  $h$ , nie zmienia się przez to oddziaływanie  $q$ , obrachowane dla betonu

477.

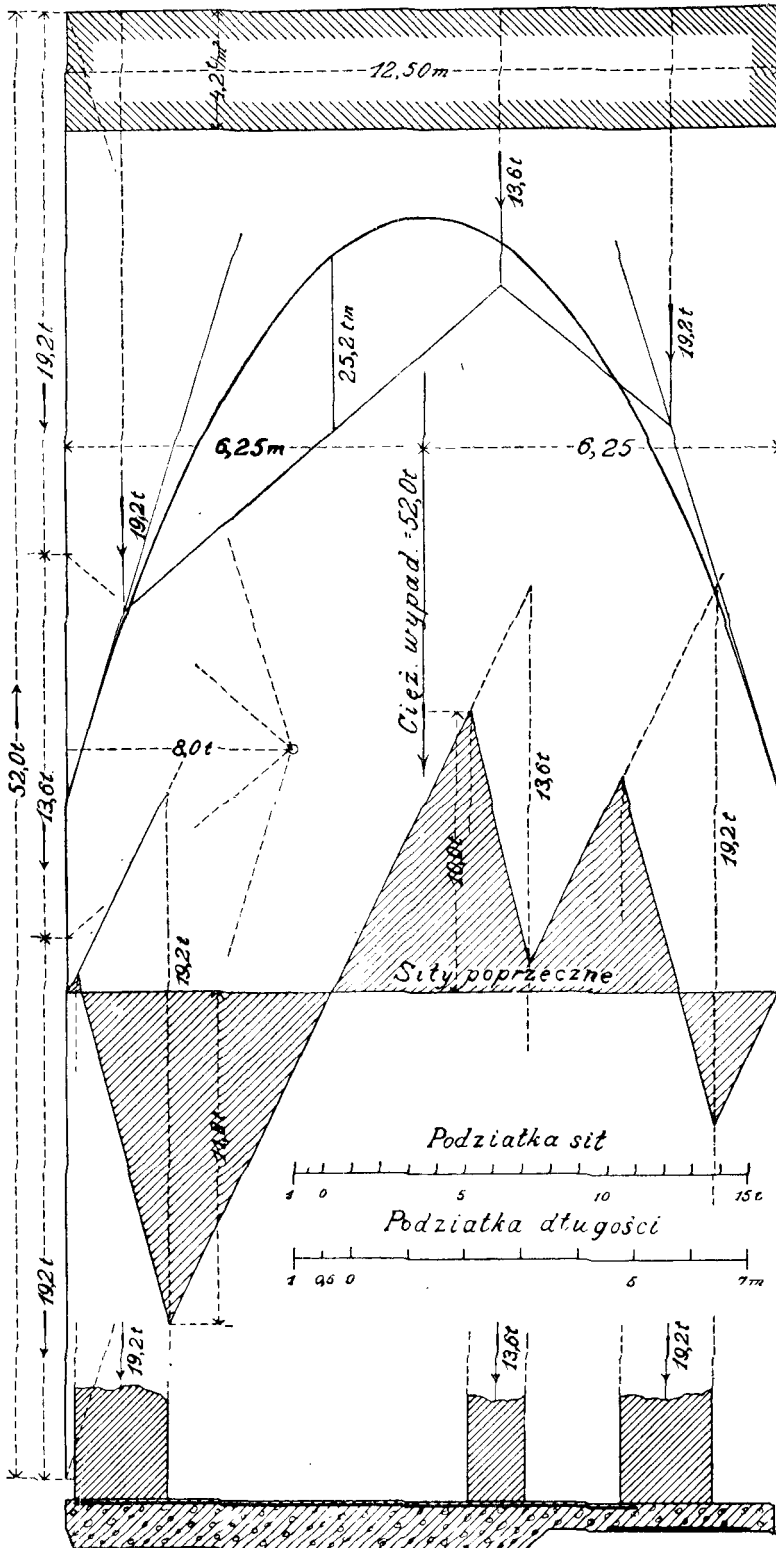


z ciężaru budowli; mianowicie o ile grunt jest miękki, i ugina się o tyle, że ciężar budowli rozkłada się jednostajnie na całą podstawę. Natomiast zmniejsza się ciśnienie budowli na grunt. Przy wszelkich budowlach lądowych, a po części i przy wodnych, wypada  $q$  znaczenie większe od  $h$ ; obciążenie zatem gruntu pochodzące od budowli jest  $q-h$ , a ciśnienie  $h$  jest ciężarem warstwy wody niezależnym od ciężaru budowli. Gdy  $h$  wzrasta, ciśnienie budowli na grunt zmniejsza się; a przy  $h=q$  budowla może pływać, o ile z powyższego założenia wynika, że całkowity ciężar dorównywa wówczas ciężarowi wypchniętej wody. Ten krańcowy wypadek może zachodzić przy grodach betonowych (str. 280). Widzimy go także na przekroju doku, który podaje Brennecke w swoich „Ergänzungen...” str. 51 fg. 86; mianowicie gdy komora jest pusta, a zewnątrz ciśnienie najwyższy słup wody.

Inaczej rzecz się ma, gdy wspólny fundament betonowy dwóch murów stoi na twardym gruncie, który się nie ugina. Płyta betonu wykonana jest zatem dla zamknięcia przystępu wody, a nie dla rozłożenia ciężaru murów na całą powierzchnię. Ciśnienie pochodzące od budowli nie jest wtedy jednostajne, lecz największe pod murami, a w środku znacznie mniejsze (patrz l. 24 r. 429). W takim razie przy dosyć wielkim odstępie murów, ciśnienie wody jako udzielające

się jednostajnie całej podstawie, może być w środku odstępów dwóch murów większe od ciśnienia wywołanego przez ich ciężar; a więc grubość pokładu musi być obrachowana na ciśnienie wody. Rozpoznanie obciążenia wywołanego przez budowlę, możliwe jest w przybliżeniu przez odpowiednie zastosowanie wzorów 2 do 4, podanych w tym rozdziale odnośnie do rys. 457 i 458.

478.



czytamy u różnych autorów, że przy fundamentach podłoży szluz komorowych, dla zmniejszenia ciśnienia na podstawę betonu w czystym wodonośnym piasku, używano z wielkim powodzeniem pokładu gliny, a zapewne także betonu glinowego, który otaczał także ściany boczne budowli (r. 477). Ten pokład musiał być bezwarunkowo ubijany cienkimi warstwami, przy nieustannem pompowaniu wody; o czym nie wspominają sprawozdawcy. Jeżeli na podstawie

czytamy u różnych autorów, że przy fundamentach podłoży szluz komorowych, dla zmniejszenia ciśnienia na podstawę betonu w czystym wodonośnym piasku, używano z wielkim powodzeniem pokładu gliny, a zapewne także betonu glinowego, który otaczał także ściany boczne budowli (r. 477). Ten pokład musiał być bezwarunkowo ubijany cienkimi warstwami, przy nieustannem pompowaniu wody; o czym nie wspominają sprawozdawcy. Jeżeli na podstawie



pokładu gliny jest ciśnienie  $h$ , to na podstawie betonu według znakowania na r. 477 będzie ciśnienie  $h - \gamma_1 w_1$ . Gdyby gliny nie było, mielibyśmy ciśnienie  $h - w_1$ , a więc zyskalibyśmy  $(\gamma_1 - 1)w_1$  czyli w przybliżeniu  $w_1$ .

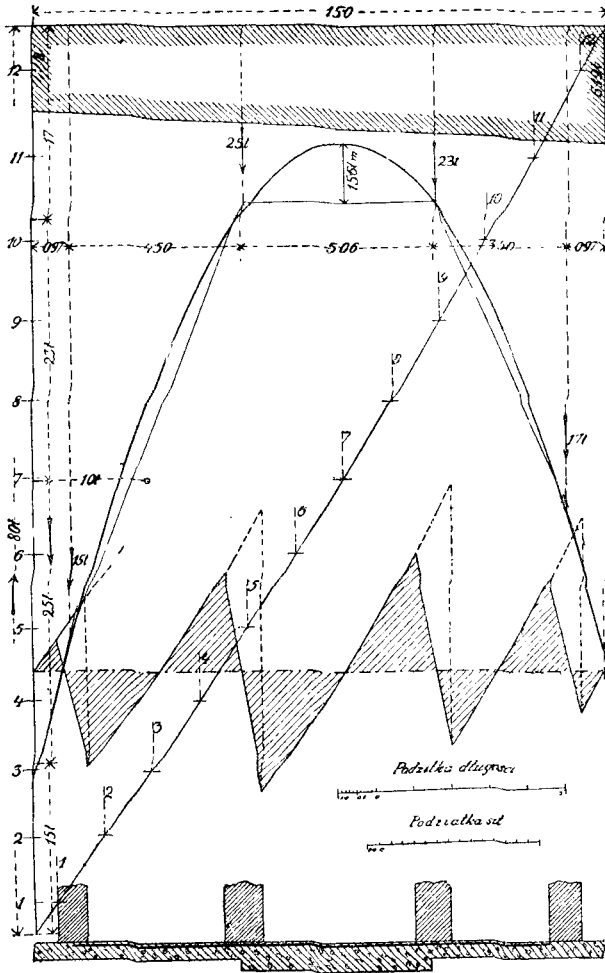
Jeżeli wspólny fundament betonowy służy dla trzech lub więcej murów, natenczas działa on tak jak belka ciągła mostu na podporach sprężystych; albowiem mury osiadają się. Warunki zadania są jednak odwrotne jak w belce mostu; albowiem dane są ciśnienia na podporach, tj. ciężary murów, a szukane ciśnienia na podstawie betonu. Równań dla takiej belki nie mamy; ale

widocznym jest, że wobec ciągłości betonu i wobec osiadania murów, rozkład ciśnienia według jednej prostej na całej szerokości fundamentu, nie odpowiada rzeczywistości w tym stopniu, jak przy fundamencie dwóch murów. Widocznym jest również, że największe ciśnienia przypadają pod murami. Skoro jednak to zagadnienie nie było dotąd matematycznie opracowane, musimy porzucić na rozwiązanie przybliżone, przyjmując jedną prostą na całej szerokości fundamentu. Zastosujemy więc znowu równania 6 do 10; przytem zamiast  $P_1$  i  $P_1(x - a_1)$ , podstawić należy  $\Sigma(P)$  i  $\Sigma[P(x - a)]$ , odnosząc znak sumy do wszystkich  $P$  leżących po jednej stronie szukanego przekroju. Jeżeli zaś nie można rozpoznać bez rachunku w którym polu leży największy moment, w takim razie wypadnie wykonać rachunek, dwa razy lub więcej.

Po wyrachowaniu  $q_1$  i  $q_2$ , można też do oznaczenia momentów użyć wieloboku sznurowego,

(rys. 478 i 479). Otrzymamy w ten sposób momenty we wszystkich przekrojach, i możemy zastosować do nich grubości betonu. Z tych rysunków widzimy, że pod murami powstają bardzo małe momenty, ponieważ zewnętrzne wysoki fundamentów, a zarazem ciężary murów są w tych przykładach małe. Przy pomocy takiego rysunku łatwo zbadać, o ile należy rozszerzyć fundament, ażeby momenty wyrównać, lub zmniejszyć moment środkowy w danym stosunku. Wskazane na rysunkach obciążenia gruntu nie zawierają ciężaru betonu, bo ten ciężar nie powiększa momentów. Na rysunkach 478 i 479 przedstawiony jest zarazem plan sił poprzecznych; ale w tych przykładach grubość po-

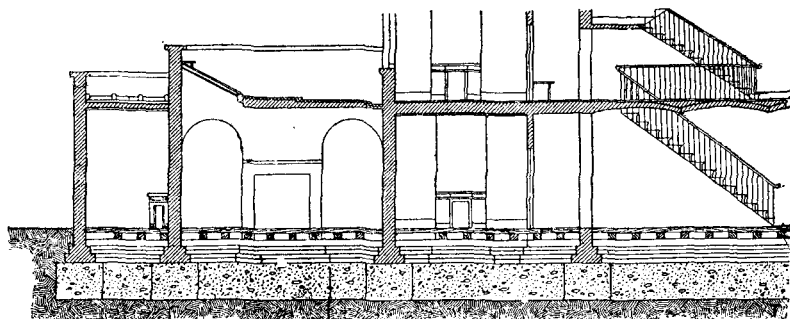
479.



kładu wyrachowana dla największego momentu, jest znacznie większa od tej jakiej wymaga największa siła poprzeczna.

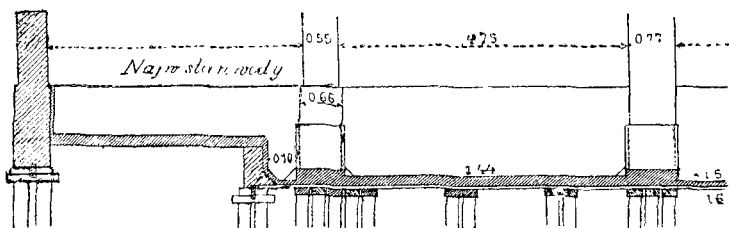
Jako przykład fundamentu wspólnego podaję rys. 480; jest to fundament domu mieszkalnego, według typu rozpowszechnionego w Londynie\*). Więcej przy-

480.



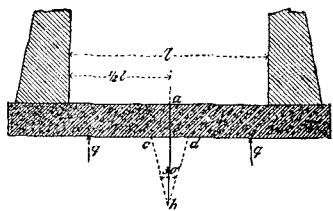
kładów poznamy mówiąc o ruszcie żelaznym. Tu wypada przytoczyć przykład użycia betonu uzbrojonego, do uszczelnienia piwnic nowej giełdy w Amsterdamie (rys. 481). Mury stoją na palach pokrytych rusztem drewnianym; na nim po-

481.



łożono deski, i pokład betonu mający tylko 15 cm grubości (Oest. Ig. V. 1901 s. 768 f. 30). Wytrzymałe on jednak ciśnienie około 1,5 m stupa wody podczas wysokiego stanu na otwór 4,75. Uzbrojenie stanowi siatka druciana. Więcej szczegółów podaje Emperger (Handb. f. Eisenb.).

482.



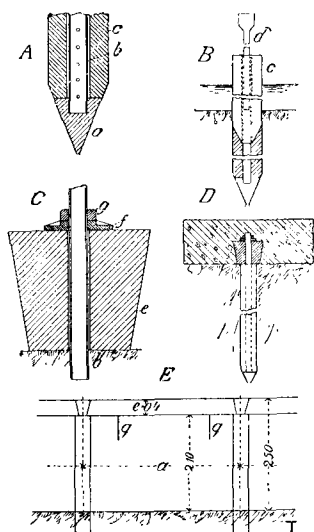
Z rachunków podanych wyżej widzimy, że nawet przy zastosowaniu betonu uzbrojonego, fundamenty wspólne wymagają grubych pokładów, skoro odstęp murów jest dosyć wielki. Ważnym ulepszeniem takich fundamentów byłyby zatem pale kotwiczne, tworzące nowe punkty stałe, i pozwalające wyzyskać ciężar ziemi, jako opór przeciw ciśnieniu na beton. Gdyby więc w połowie odległości  $l$ , dwóch wspólnie fundowanych murów (rys. 482), umieszczony był szereg pali w odstępach  $e$ , a każdy pal mógł z odpowiednim bezpieczeństwem opierać się wyrwanemu siłą  $\frac{1}{2} \cdot ql e$ , gdzie  $q$  jest jednostkowe obciążenie fundamentu, natenczas pokład betonu wystawiony byłby w przybliżeniu na moment  $\frac{1}{12} q \left( \frac{1}{2} l \right)^2$  zamiast  $\frac{1}{8} q l^2$  bez pali kotwicznych.

\*) Handbuch d. Architektur 3 Th. I. B. s. 321.

W tym celu proponowano wkręcanie pali śrubowych *ab* (rys. 482), połączonych z pokładem betonu przy *a* za pomocą płyty i śruby. Pal taki miałby stawić przeciw wyrwaniu opór, równy ciężarowi stożka ziemi *cbd* o kącie  $30^\circ$  przy wierzchołku. Jednakże przy wkręcaniu pala śrubowego, wzruszona być musi ziemia wzdłuż pala; przy wyrwaniu zatem, najmniejszy opór objawi się w kierunku pala, a na opór stożka liczyć nie można.

Tem samym zadaniem zajmował się prof. Möller w Brunszwiku (D. Bz. 1894 s. 607). Wykonywał on doświadczenia z palami bitymi, które składały się: z trzewika lanego *a* (rys. 483), z rury stalowej pomocniczej *c*, i z rury kotwicznej *b*. Rura kotwiczna była dziurkowana na całej długości, i stale osadzona w trzewiku, u góry zaś miała skręty śrubowe. Wszystkie trzy części były wbite razem; następnie wyciągano stopniowo rurę *c*, a jednocześnie przez rurę *b* wlewano zaprawę cementową. Przez otwory rury *b* zaprawa wychodziła na zewnątrz nasycając sąsiedni piasek, i tworząc beton, spajała rurę z pokładem ziemi. Wreszcie po upływie czasu potrzebnego na związanie betonu,

483.



nasuwano na rurę kotwiczną stożek betonu *e* i płytę *f* (rys. C, którą przyciskano naśrubkiem *g*). Tę czynność, można za pomocą prostych przyrządów wykonać pod wodą. Stożek *e* stanowi połączenie rury kotwicznej z pokładem betonu, jak przedstawia rys. D. Wyciągnięta rura *c* może być użyta do dalszych pali.

Autor podaje, że pal powyższej konstrukcji, 6,4 m długi, z rdzeniem betonowym 20 cm grubym, okazywał przeciw wyrwaniu opór 13 do 20 t. Licząc że pod wodą beton miałby ciężar jednostkowy 1,2 t, potrzeba około 12 m<sup>3</sup> betonu, żeby uzyskać powyższy opór. Koszt pala rachuje autor na 70 kor., zaś koszt 1 m<sup>3</sup> betonu razem z odpowiednim wykopem na 30 kor.; a więc 360 kor. za 12 m<sup>3</sup>. Beton kosztowałby zatem około 5 razy więcej niż pal.

To porównanie nie jest jednak sprawiedliwe, albowiem beton opiera się momentom ciśnienia, a pale dają tylko opór pionowy. Ten opór musi być równy całemu ciśnieniu na podstawę betonu, ażeby płyty osadzone między głowami pali, mogły skutecznie pokonywać momenty ciśnienia. Jeżeli ciśnienie jest *q*, odstęp pali *a* a sieć pali kwadratowa, to opór każdego pala wynosić powinien  $qa^2$ . W przykładzie wyrachowanym powyżej do rys. 472,  $q=12,68 t$ . Jeżeli opór pala wynosi 13 t, to *a* wypada nie wiele większe od 1 m. Grubość płyty między palami wypadnie  $e=0,4$  (rys. 483 E) zaś na rys. 472 otrzymaliśmy  $w=2,52$ , więc oszczędzamy na jeden pal tylko 2,1 m<sup>3</sup> betonu, a pieniądze niema żadnej oszczędności. W tym rachunku, możnaby odjąć ciężar płyty betonu o grubości *e*, od ciśnienia  $qa^2$ ; wszelako wobec niepewności całego rachunku, leży on w granicach błędów. Wynik będzie korzystniejszy, o ile się uda powiększyć opór pali kotwicznych. Opór będzie zapewne proporcjonalny do średnicy rdzenia, co należy sprawdzić doświadczeniami. Nadto za pomocą znanych świrdrów workowych, można rdzeń rozszerzyć u spodu w kształcie bani lub ściętego stożka, i przenieść opór na większą powierzchnię ziemi. Za pomocą żelaznej kotwicy można tu wprost zastosować pal czyli słup betonowy na rozszerzonej podstawie,

o którym mowa będzie w rozdziale 33 C. Granicą oporu pala, jest ciężar wspomnianego stożka ziemi (rys. 482), powiększony o spójność ziemi na powierzchni stożka.

Na razie, pale kotwiczne w powyższy sposób pojmowane, mało mają znaczenia dla fundamentów, a oszczędność w grubości pokładu dają w inny sposób żebra żelazno-betonowe (n. Platten-balken), o których wspomniałem powyżej (str. 312 ust. 5).

W tem miejscu wspomnieć wypada o środku ratunkowym, którego używano do wzmocnienia łuku szluzy komorowej pod Brunsbüttel, stanowiącej zachodnie wejście do kanału Północno-Baltyckiego (ZfB. 1897 s. 443/4). Pokład betonu 4 m gruby, wspólny dla trzech murów w odstępach po 25 m w świetle, okazał się za słaby; obawiano się użyć wkładek żelaznych przewidując pękanie betonu; żelazo nie byłoby zatem bezpieczne przeciw rdzy; zastoso-

wano więc uzbrojenie z belek drewnianych (rys. 484 A).

Dopuszczalne napięcie ciągnięcia w betonie sypanym pod wodą, przyjęto  $3 \text{ kg/cm}^2$  zaś w drzewie  $100 \text{ kg/cm}^2$ . Moment oporu betonu bez drzewa, był zatem według rys. B na 100 cm w kierunku długości

$$\frac{200 \cdot 100 \cdot 3}{2} \frac{2}{3} (200 + 200) = 8\,000\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

Przyjmując zaś osłabiony przekrój drzewa na 30/22, osiowe odstępki belek 1 m, i pomijając ciągnięcie

betonu, otrzymujemy moment oporu dla pokładu wzmocnionego

$$22 \cdot 30 \cdot 100 \left(185 + \frac{2}{3} \cdot 200\right) = 20\,988\,000 \text{ kg cm}.$$

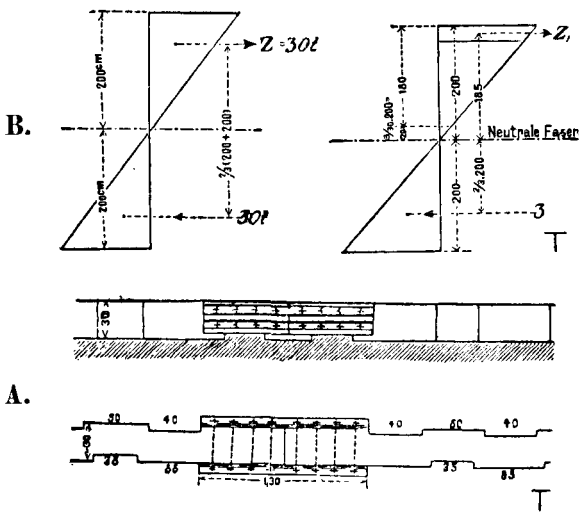
Belki były wpuszczone w beton na całą grubość.

**b. Fundowanie pod wodą w osłonach.** Fundament betonowy wykonywany pod wodą, jest przeważnie otoczony palisadą. Zabezpiecza ona od podmycia, a przytem ogranicza objętość betonu do istotnej potrzeby (rys. 485 i następne). Ściana ta musi być ucięta o tyle pod najniższym stanem wody, żeby nawet po możliwem pogłębieniu się koryta i opadnięciu rzeki, nie wyszła z wody.

O ile beton ma być wykonany pod wodą, wykop fundamentu musi być również wykonany podwodnie, tj. przez bagrowanie. Ta robota może być wykonana wewnątrz wspomnianej palisady, lub też przed jej postawieniem (rys. 485). W pierwszym razie, objętość bagrowania jest mniejsza; w drugim bagrowanie łatwiejsze. W drugim przypadku osłona jest zwykle skrzynią bez dna, postawioną wewnątrz skarp które powstały przy bagrowaniu, a zagłębienie pozostające między osłoną a skarpami, wypełnione bywa narzutem.

Przeciw zamuleniu wybagrowanego zagłębienia na wodzie płynącej, potrzebna jest przynajmniej z trzech stron osłona tymczasowa, z lekkiej palisady,

484.



faszyn (r. 33) itp. Niekiedy może być do tego użyta palisada mająca otaczać fundament; częściej jednak osłona ta stoi osobno, i w większej odległości od budowy; przez co uzyskujemy więcej miejsca i swobody przy wykonaniu robót. Otwarta strona zagłębienia może służyć do wyjścia galara roboczego, na którym ustawiona jest bagrownica, oraz do wyjścia galarów przewozowych z wykopem. Ze względu zaś na możliwość zamulenia podczas wezbrań, czwarta strona zagłębienia może być również zamknięta po ukończeniu bagrowania.

Na słabym prądzie, pierwsza część bagrowania może być niekiedy wykonana bez osłony, poczem stawiamy palisadę która ma stale opasywać fundament i tej używamy za osłonę przy ukończeniu bagrowania.

Woda zupełnie stojąca nie jest do bagrowania potrzebna, pożądanym jest nawet słaby prąd, np. 10 do 20  $cm/s$ , bo unosi on muł rozpuszczony w wodzie wskutek bagrowania, który w stojącej wodzie osadza się napowrót w zagłębieniu, i zanieczyszcza beton. Jeżeli zaś nieunikniona jest większa ilość takiego namułu, można po ukończeniu bagrowania usypać w zagłębieniu warstewkę grubego żwiru. Muł wypełnia wówczas przestrzeń między ziarnkami żwiru, i nie zanieczyszcza betonu (Willmann str. 153). Nie należy jednak sypać żwiru więcej niż muł objąć może; albowiem żwir nieuszczelniony tworzyłby dren, szkodliwy pod fundamentem.

Można także wypompować taki muł, przesuwając umiejętnie rurę ssącą, i używając odpowiedniej do tego pompy.

Podwodne wykonanie betonu zależy w podobny sposób od miejsca i swobody ruchów, jak bagrowanie. W zagłębieniu dosyć obszernym, lejki lub skrzynie przeznaczone do betonowania, mogą być ustawione na galarze, o ile przytem można te przyrządy przysunąć wszędzie do przepisanego brzegu fundamentu. Na dosyć głębokiej wodzie, można w tym celu przed rozpoczęciem betonowania, uciąć palisadę stałą tak głęboko, żeby nie przeszkadzała ruchom galara. Ten wzgląd prze-

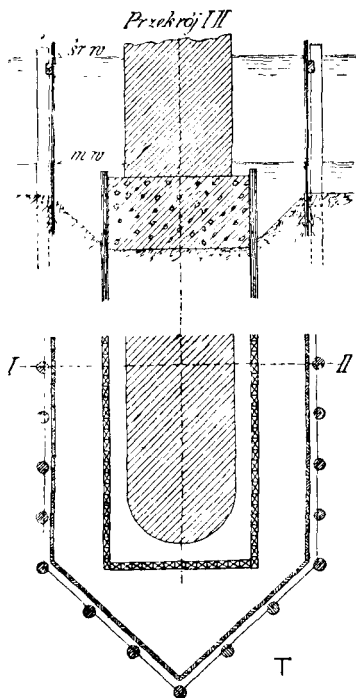
mawia również za opuszczeniem palisady stałej na słabym prądzie, oraz gdy beton jest tani. Wówczas wypełnia on całą wybagrowaną przestrzeń aż do skarpy.

W zagłębieniu zamkniętym, przyrządy rzucające beton muszą być ustawione na pomoście przesuwany. To urządzenie daje w robocie większą dokładność, ale jest kosztowniejsze niż zastosowanie galara, i przy wielkiej szerokości pokładu nie zawsze możliwe. (Patrz ÖZ. 1902 s. 513 Betonierungen... in Nussdorf).

Przy podwodnym wykonaniu, zastosowanie betonu uzbrojonego jest o tyle trudniejsze, że niemożliwe jest ubijanie betonu. Praktyczne minimum grubości pokładu wynosi około 1 m.

Betonowanie może być wykonane warstwami, lub odrazu na całą grubość pokładu. Drugi sposób zasługuje na pierwszeństwo, gdy ma być wyzyskana wytrzymałość betonu na zgięcie; a więc przy rozszerzeniu podstawy, lub przy

485.



fundamentach wspólnych. Moment bowiem oporu jest proporcjonalny do kwadratu z grubości warstwy; kwadrat zaś z całej grubości, jest większy od sumy kwadratów jej części składowych. Wraz z grubością sypanej warstwy, wzrastają jednak trudności wykonania, albowiem taki beton powinien być bezwarunkowo usypany lejkami, a pasy betonu powinny mieć kierunek prostopadły do długości fundamentu.

Jeżeli jednak pokład betonu nie ma być wystawiony na zgięcie, mianowicie gdy nie ma rozszerzenia podstawy, a beton jest tylko wygodnym środkiem zastąpienia muru na grubości warstwy podwodnej, oraz środkiem uzyskania szczelności fundamentu, natenczas może on być usypany w ilukolwiek warstwach, a wybór między skrzynią i lejkiem rozstrzygają względy na koszta lub pośpiech w robocie (r. 333).

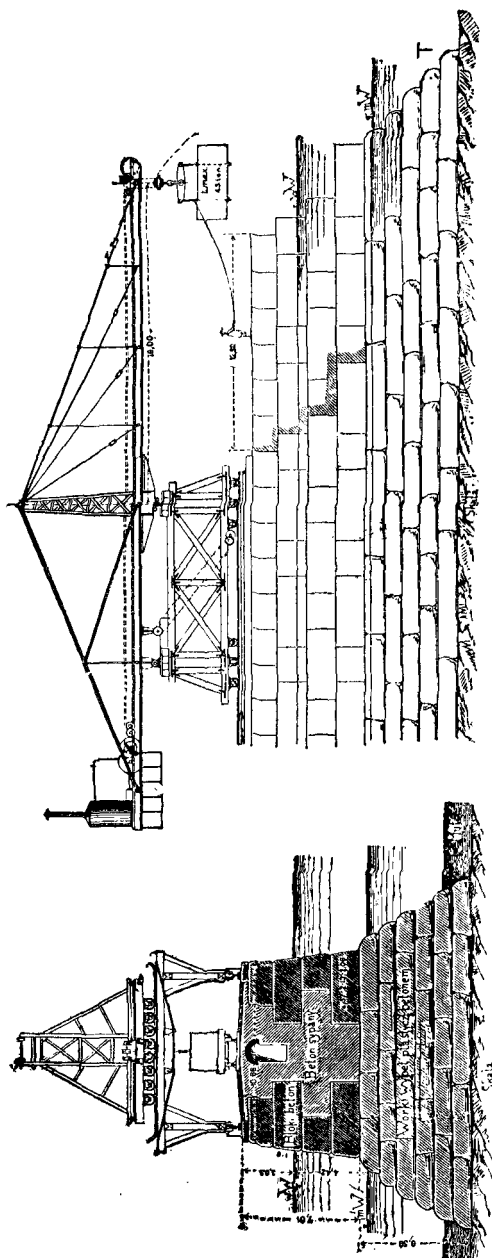
Wspomniane sprawozdanie o betonowaniu pod Nussdorf, ważne jest z wielu względów; między innymi podaje ono obrachowanie siły pociągowej potrzebnej przy poruszaniu lejka.

W obu powyższych przypadkach trafia się, że tylko dolna część warstwy podwodnej ma być wykonana z betonu, górna zaś ma być wymurowana. Powodem tego może być, że beton jest w danych warunkach droższy od muru, lub też, że ze względu na cel i trwałość budowy, chcemy użyć ciosów. Przy małej wysokości wody nad powierzchnią betonu, można wówczas uszczelnić ścianę opasującą fundament, wypompować wodę i wewnątrz ściany murować. Gdyby zaś wykonany beton był za słaby w stosunku do ciśnienia wody, należy go tymczasowo obciążyć materiałem przygotowanym do muru.

Skoro uszczelnienie palisady obwodowej jest zbyt trudne, najbliższem jest w tym razie zastosowanie grodzy betonowych, o których mowa pod l. 23.

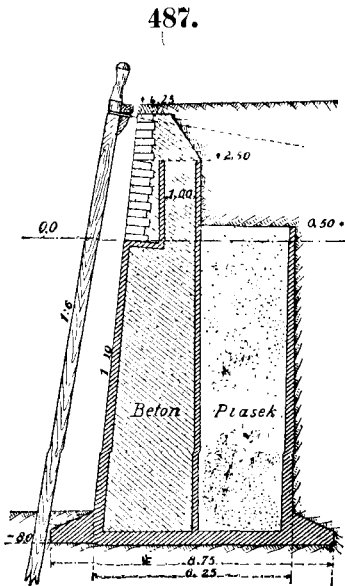
Nowsze wiadomości o osuszeniu zagłębienia przez sníżenie stanu wody podziemnej, podaje ZfB. 1907 s. 411 z uwagą, że przy pomocy tego postępowania, możliwe będzie zastosowanie betonu uzbrojonego do łęków leżących głęboko

486.



pod wodą, które dotychczas z konieczności, wykonywane bywają z betonu zatapianego.

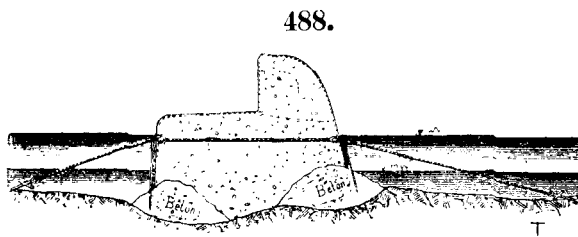
**c.** Fundowanie pod wodą bez osłony może być wykonane za pomocą bloków lub worków betonu. Oba sposoby używane były dotychczas prawie wyłącznie przy budowie tam morskich. Bloki i worki opisane były dostatecznie pod l. 12 *d* i *e*; dla nas ważniejsze są worki, bo mogą być również użyte na rzekach, pod warunkiem żeby powierzchnia na której leżą nie mogła być przez prąd pogłębiona. Rys. 486 (CBI. 1885) przedstawia budowę tamy portowej w Sunderland, która do stanu odpływu składa się z worków, wyżej z bloków. Wykonana była ta budowla tak jak wiele innych do niej podobnych, za pomocą żórawia poruszającego po torze, który przedłużał budowę od czoła. (CBI. 1884 i 1885).



na nim więc stawiano bezpośrednio górną część bulwaru, okrytą ciosami granitowcami. (Góńie Civil 1906 s. 269). Sprawozdanie nie podaje długości skrzyń, ani sposobu łączenia na zetknięciu ścian poprzecznych; ale kilka odpowiednich

przykładów znaleźć można pod l. 35 i 36. Podobne przekroje znajdują się w CBI. 1905 s. 227.

Rys. 488 przedstawia postępowanie przy budowie tam morskich, według inżyniera Kinipple (CBI. 1888 s. 196). Po wybagrowaniu zagłębienia, usypują w niem



dwie małe podłużne groble, które przy niezbyt silnem uderzeniu prądu lub fali, mogą być wykonane z betonu na pół związanego (plastycznego), a w trudniejszych warunkach z worków. Stanowią one podnóża zamierzonej budowli, wznoszące się tylko do niskiego stanu wody. W te podnóża bito następnie dwa ciasno ustawione szeregi pali żelaznych, łączone w poprzek prętami żelaznymi, a na zewnątrz naprężone za pomocą lin, przytwierdzonych z obu stron do kotwic. Wewnątrz oparto następnie o te pale drewniane ściany, uszczelnione płótnem żaglowem; a przestrzeń między ścianami podzielono na pola, za pomocą poprzecznych ścian z małych bloków. W tych polach woda była zupełnie spokojna, a więc łatwo było wypełnić je betonem.





Natomiast zaletą tego sposobu jest, że pozwala użyć mniej przyuczonych robotników, i daje znacznie szybszy postęp roboty niż każde inne postępowanie.

Sposób Kinipplego ulepszony został przy budowie nowego jazu na Nilu (1898—1902). Betonowy próg 3 *m* gruby a do 8 *m* głęboki, wykonano tam z betonu nasycanego, za pomocą skrzyń bez dna, o wymiarach poziomych 10×3 (rys. 489), które zatapiano przez obciążenie, i stawiano na dnie wybagrowanego zagłębienia. Tylko pierwsza skrzynia od brzegu miała cztery ściany; następne zaś trójścienne, przypierały do bryły betonu poprzednio wykonanej (DB. 1905 s. 483).

Dwa galary połączone rusztowaniem, unosiły pomost roboczy. Na pomoście zawieszono dwa wieńce poziome, określające obwód skrzyni. Jeden leżał w poziomie wody, drugi obciążony żelazem w połowie głębokości. Cztery słupy luźno osadzone na zewnętrznym obwodzie, były lekko wbite w dno zagłębienia, i utrwały położenie wieńców.

Wewnątrz ustawiano ściany skrzyni z tablic 1,5 *m* szerokich a 9 *cm* grubych. Były one u spodu zastrzone, okute, i tak obciążone, że można je było wygodnie pionowo zanurzać w wodę. Skoro te tablice były lekko wbite w ziemię, tworzyła się skrzynia ze wszech stron zamknięta. Ściany jej uszczelniono płótnem ze szczególną uwagą na rogi, i na obwód podstawy; płótno było lekko przytwierdzone cienkimi łątami w odstępach 1 *cm*; sprawozdanie nie wspomina jednak jak to wykonano pod wodą.

Po takim przygotowaniu, ustawiono w podłużnej osi skrzyni 4 dziurkowane rury pionowe o średnicy 13 *cm*, spuszczone na dno zagłębienia; poczem wypełniono skrzynię do powierzchni wody kamieniami i żwirem.

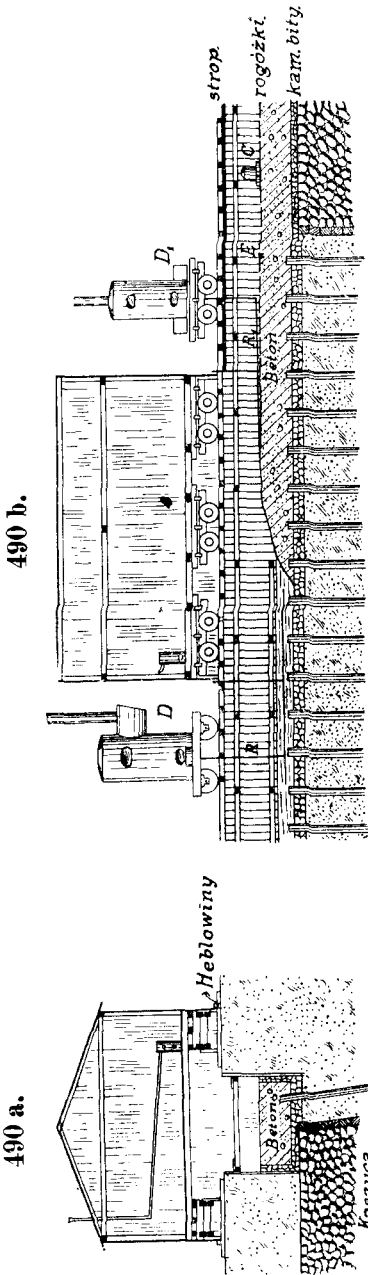
Aby zasłonić wlewany cement od wody stojącej w rurach, wsuwano wewnątrz rury 7,5 *cm* szerokie nie dziurkowane, i do nich wlewano cement za pomocą lejka. Te rury stawiano z początku na dnie zagłębienia, a w miarę postępu nasycania podnoszono je stopniowo i odejmovano kolana łączone na śruby. Domyślać się wypada, że do wlewania cementu, rury wewnętrzne były tymczasowo u spodu zamknięte; poczem to zamknięcie zostawało na spodzie betonu. Inaczej rury te nie miałyby celu.

Cement wlewano za pomocą lejka z sitkiem, które zatrzymywało nieczystości i grudki. Jednocześnie wlewano cement tylko do dwóch rur nieprzyległych; w dwóch pozostałych znajdowały się pływaki tak obciążone, że tonęły w wodzie, a podnoszone były przez cement wstępujący od spodu. Podziałki osadzone na pływakach, pozwalały rozpoznać w każdej chwili wysokość, do której bryła kamieni nasycona była cementem. Po nasyceniu warstwy 50 *cm* grubej, zamieniano nawzajem położenie rur 7,5 *cm* szerokich i pływaków, i powtarzano to przy każdej warstwie. Przekonano się, że przy nasycaniu pierwszej warstwy, słup cementu w rurach nie powinien być wyższy niż 1,5 do 2,0 *m*; w przeciwnym bowiem razie dużo cementu uchodziło na zewnątrz pod krawędzią skrzyni. Przytem wstrzymywano nasycenie następnej warstwy, aż do stwardnienia pierwszej.

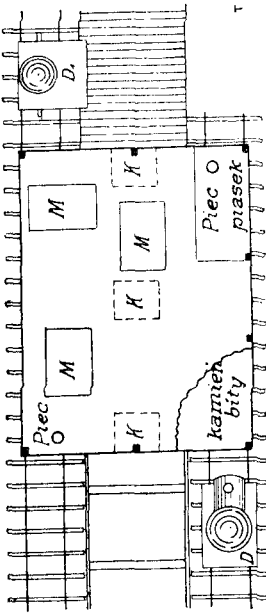
Woda wypychana przez cement, wychodziła przez otwory między kamieniami, a po części przez inne na ten cel przygotowane. Po ukończeniu bloku, skrzynia stała do następnego rana; potem usuwano ją. Rury 13 *cm* szerokie zostawały w betonie, podobnież płótno z łątami. Wykonanie bloku obejmującego 160 do 170 *m*<sup>3</sup>, trwało wraz z ustawieniem skrzyni 3 do 4 dni. W ciągu tygodnia wykonano 85 *m* progu, w głębokości 6 do 7,5 *m*, objętości 1600 *m*<sup>3</sup>; w tem 40% cementu.

Dla szczelnego połączenia poprzecznych ścian sąsiednich bloków, przysposabiano półwałcowe wpusty, które później napełniano cementem; zaś podczas nasycania bloków nie dopuszczano do nich cementu.

Wymienione sprawozdanie opisuje nadto wykonanie szluz komorowych tym samym sposobem.



490 a.



490 b.

- C - piecyk z koksom.
- E - przestrzeń przykryta.
- K - klapy.
- D, D<sub>1</sub> - kotty.
- R, R<sub>1</sub> - przewody pary.
- M - skrzynie do mieszania.

d. Wykonanie betonu podczas mrozu, możliwe jest, o ile potrafimy uchronić przymieszaną wodę od zamarznięcia tak długo, aż beton zwiąże.

Jeżeli pośpiech zmusza nas do prowadzenia robót w zimie, ogrzewamy wodę i powietrze w przestrzeni zamkniętej, oraz okrywamy wykonany beton.

Następujące urządzenie zastosowane w Helsingfors przy budowie portu, opisuje prof. Strukel (ÜZ. 1896 s. 517 także Br. 1906 s. 107/8). Zakładano tam fundamenty magazynu portowego i filarów mostu; a to w lutym 1895 r., ponieważ ukończenietych budowli konieczne było przed otwarciem żeglugi na wiosnę.

Nad zagłębieniem dla fundamentu magazynu, ustawiono ruchomą szopę (rys. 490 a i b) spoczywającą na sześciu wózkach kolejowych, o wymiarach 6/8 m. Miała ona podłogę i ogrzewana była za pomocą dwóch piecyków koksowych. W ten sposób mieszanie betonu

mogło się odbywać w temperaturze około  $+12^{\circ}\text{C}$ . Przez dwie klapy *K* spuszczano beton do zagłębienia, które zastonięte było od zewnętrznego powietrza za pomocą stawideł, umieszczonych poniżej poprzecznych ścian szopy. Wzdłuż ścian podłużnych spuszczano do terenu rogózki i uszczelniano je heblowinami drzewa.

Ażebymy ogrzać piasek i kamienie przeznaczone do betonu, gromadzono je wcześniej wewnątrz szopy, i w miarę potrzeby ogrzewano wstawiając koksowe piece.

Woda w zagłębieniu była zamarznięta, a rąbanie lodu między palami uciążliwe. Ustawiono więc przed szopą ruchomy kocioł  $D$ , a z niego rurą  $R$  prowadzono parę na spodzie zagłębienia; w ten sposób topniał lód pod szopą, i nieco dalej; potem ubijano w tej części warstwę kamieni 30  $cm$  grubą.

Beton mieszano od ręki w skrzyniach  $M$  w stosunku 1:5:6, a dla wierzchniej warstwy 1:3:5, z wodą ogrzaną na 70° do 80°C. Do spuszczenia betonu używano blaszanych kubłów ku dołowi rozszerzonych, z ruchomym dnem w kształcie  $\perp$ , od którego rękojeście pionowe wychodziły nad wodę. Przez odsunięcie dna spadał beton na swoje miejsce, mając mało styczności z wodą.

Na czas wiązania, należało zasłonić beton od zimnych ścian zagłębienia. W tym celu ustawiano ściany z desek, a wewnątrz ubijano kamień (rys.  $a$ ). Rozgrzanie powietrza za pomocą rury  $R$  nie wystarczało; ustawiono więc po drugiej stronie kocioł  $D_1$ , a z niego wyprowadzono rurę  $R_1$  ułożoną tuż nad betonem; przytem zaraz po ułożeniu betonu, przykrywano go podwójnymi rogózkami.

Skoro w ten sposób ukończony był pokład betonu na długość szopy, zamykano tę część zagłębienia za pomocą pokrywy z desek, rogózek i ubitej warstwy śniegu; poczem odsuwano szopę dalej. W przestrzeni  $E$  w ten sposób zamkniętej, ustawiano co 6 do 8  $m$  piecyki koksowe  $C$ , które utrzymywały temperaturę +12°C; przytem zwilżano beton gorącą wodą.

Jaką doniosłość miały powyższe ostrożności przekonano się, skoro jednej nocy wskutek przypadkowego otworu na rogu magazynu, temperatura przestrzeni  $E$  spadła do -6°C; beton został w tem miejscu natychmiast uszkodzony.

Po upływie dwóch dni, beton był na powierzchni zupełnie twardy, a po dalszych ośmiu dniach postawiono na nim mury fundamentu, wykonane na sucho. Sprawozdanie opisuje nadto fundowanie dwóch filarów.

Opisane powyżej urządzenia znacznie się upraszczają, skoro za pomocą chemicznych przymieszek, potrafimy zniżyć dostatecznie temperaturę marznięcia wody, bez szkody dla wiązania i wytrzymałości betonu. CBI. 1902 s. 124 podaje, że 1  $kg$  sody bezwodnej dodany do 12  $kg$  wody, nie dopuszcza marznięcia do -10° lub -15°C. Podobnie ma działać mieszanina „Calcidum“ dostarczana przez fabrykę Busse w Hanowerze (Hannover-Linden CBI. 1903 s. 152).

#### e. Uzupełnienia.

1. Do str. 174. Baumaterialienkunde 1907 s. 69 donosi o amerykańskich pomiarach przepuszczalności betonu pod ciśnieniem. Potwierdzają one wiadomości zapisane pod l. 10, a ogółem można z nich wnosić, że betony z silnym udziałem cementu są nieprzepuszczalne do ciśnienia 3,5  $kg/cm^2$ . Patrz także CBI. 1904 s. 449.

2. Do str. 175. Pomiary dla zbadania wpływu przymieszki wody, podaje Beton u. Eisen 1903 s. 224. Mierzono wytrzymałość betonu na zgniecenie po 25 i po 100 dniach od zmieszania. Z liczb zestawionych w tabeli wynika, że przy mieszaniu maszynowym, beton suchy (erdfeucht 3 do 4% wody), był wytrzymałszy od plastycznego (plastisch 4,5 do 6% wody). Różnice wytrzymałości zmniejszają się z biegiem czasu, a po 100 dniach wynoszą jeszcze 10 do 20% na korzyść betonu suchego. Przy mieszaniu ręcznym, po większej części wytrzymałszy był beton plastyczny; ale wyniki są mniej jednostajne i nie tak łatwe do streszczenia.

Z doświadczeń podanych w CBI. 1904 s. 452 wynika, że w mieszaniu 1 cm. i 8 żwiru, największą wytrzymałość daje udział wody 4—5% ciężaru. Rozumie się, że najlepszy udział wody wzrasta wraz z udziałem cementu (rys. 272 i 273).

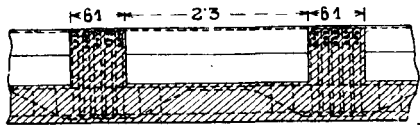
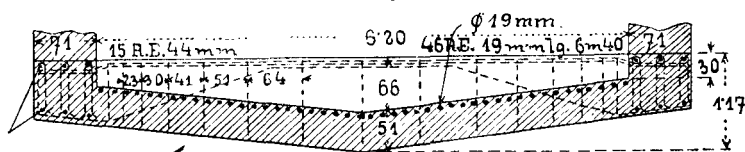
Nowsze doświadczenia dla tego samego celu znajdują się w CBI. 1907 s. 206. Autor wnosi, że w stosunkach mieszanin najczęściej używanych, najlepszy udział wody jest 15 do 18% objętości cementu i piasku. Przytem należy wziąć w rachubę naturalną wilgotność materiałów, oraz zdolność ich do wsysania wody. W zimie potrzeba nieco mniej, w lecie nieco więcej wody. Dalszych wniosków nie powtarzam, sądząc że są one już zawarte w trójkątach Fereta (rys. 269—273). Te należałoby wziąć za punkt wyjścia, aby lepiej sprawę wyjaśnić.

3. Do str. 184 5. Pomiary wytrzymałości betonu żwirowego i piaskowego podaje CBI. 1904 s. 451; powtarza je we własnym zestawieniu Willmann str. 131 tab. X. Używano cementu Groszowickiego, próbki były sześciianami o boku 30 cm.

Udział cementu w mieszaniu	Beton suchy — (Stampfbeton) $\frac{1}{12}$ wody				Beton plast. — (Gussbeton) $\frac{1}{6}$ wody	
	Żwir	Piasek z zagłębienia fund.	Żwir i piasek 1:1	Żwir i piasek 1:0,5	Żwir	Piasek z zagłębienia fund.
	Wytrzymałość na zgniecenie po 28 dn. $kg/cm^2$					
1:8	14,16	48,33	41,67	28,89	14,44	—
1:6	36,95	61,94	42,22	37,50	15,00	18,34
1:4	95,83	77,50	59,45	85,83	41,67	—

Liczby powyższe są stosunkowo niskie; zapewne żwir i piasek nie były myte przed zmieszaniem; jednakże nawet najmniejsza z nich 14,16  $kg/cm^2$  dowodzi, że beton żwirowy przydatny jest w bardzo wielu przypadkach.

491.



4. Do str. 312 ust. 5 Fundament sześciopiętrowego domu w

New Yorku, jest wspólną płytą żelazno-betonową, z żebrami rys. 491. (Według Bet. u. Eis. 1906 s. 10). Właściwa płyta ma podstawę z dwóch płaszczyzn, ze spadkami ku środkowi. Ztąd największa wysokość żeber

odpowiada największemu momentowi zgięcia; ale punkt środkowy tworzy ściek. Taki fundament więcej wymaga dobrego osuszenia niż fundamenty poziome.

## 27. Fundament na ruszcie.

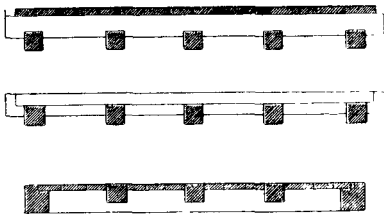
a. Ruszt drewniany. Warstwę brusów lub belek, zwykle podwójną, podłożoną pod fundament, nazywamy rusztem (n. *Rost*). Najważniejszym jego

działaniem jest, że wiąże ze sobą sąsiednie części budowli; natomiast wytrzymałość rusztu drewnianego na zgięcie jest mała, więc jako środek jednostajnego rozłożenia ciężarów i rozszerzenia podstawy, ma on znaczenie drugorzędne.

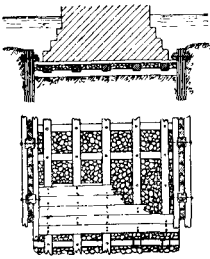
Wykonanie rusztu wymaga wyczerpania wody, i dokładnego wyrównania podstawy fundamentu. Zatopianie rusztu jest trudne, niewłaściwe i bardzo rzadko używane.

Ruszt drewniany powinien być zawsze pod wodą, i tylko pod tym warunkiem jest trwały. Ten wzgląd określa głębokość fundamentu; ale często nie

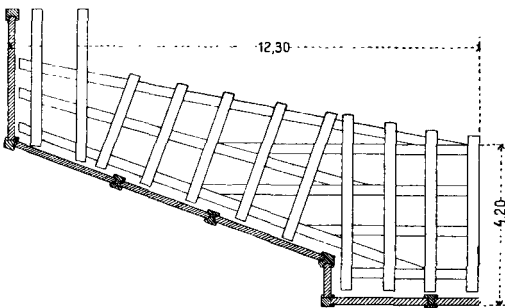
492.



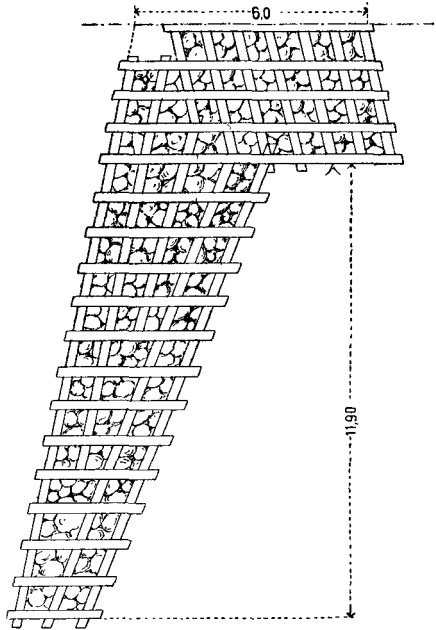
493.



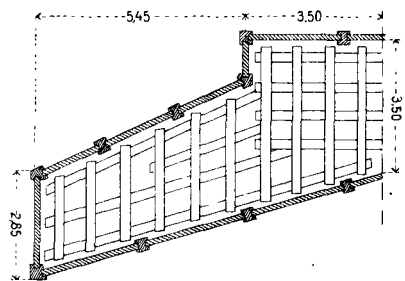
495.



494.



496.



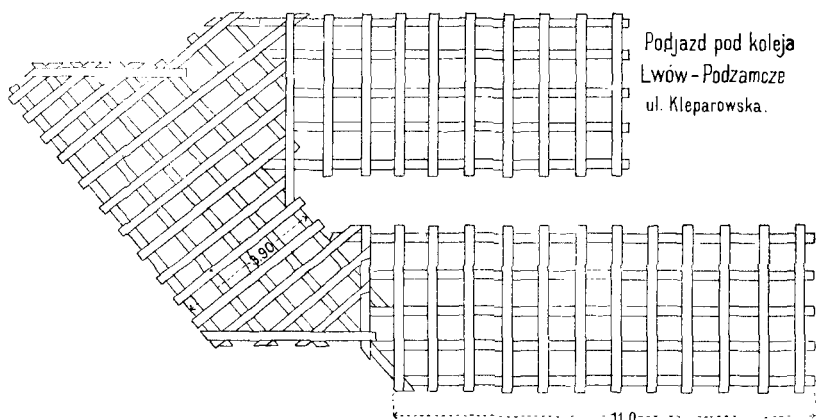
jesteśmy pewni, do jakiej głębokości opadnie w przyszłości stan wody podziemnej wskutek możliwych osuszeń, a w miastach wskutek kanalizacji. Nie wiemy o ile pogłębi się rzeka wskutek regulacji i t. p. Skoro zaś po najdłuższym nawet czasie, stan wody opada niżej rusztu, budowla osiada się ponownie, a ruszt gnije. Ztąd wynikają kosztowne roboty około wymiany i pogłębienia fundamentu. Z tych powodów w nowszej technice budowlanej, ruszt drewniany został wyrugowany przez beton, i używany jest zaledwie wyjątkowo, wobec trudności dowozu i małej wartości fundowanej budowli.

Pod małe budowle, wystarcza ruszt z dwóch warstw brusów, 5 lub 8 *cm* grubych, zbitych gwoździami, których brzegi wystają 10 do 15 *cm* poza obwód fundamentu. Pod większe budowle używają belek, których wymiary leżą między  $\frac{15}{20}$  a  $\frac{30}{30}$ . Lice fundamentu przypada na brzegi lub na środki belek leżących na obwodzie rusztu, ale pokrywając go dyliną, można też wysunąć ruszt na 30 do

50 *cm* za lice, dla rozszerzenia podstawy.

Kierunki belek są kierunkami głównymi wymiarów budowli; odstępy wynoszą 0,8 do 1,3, a pola między belkami pokrywają brusy 8 do 12 *cm* grube.

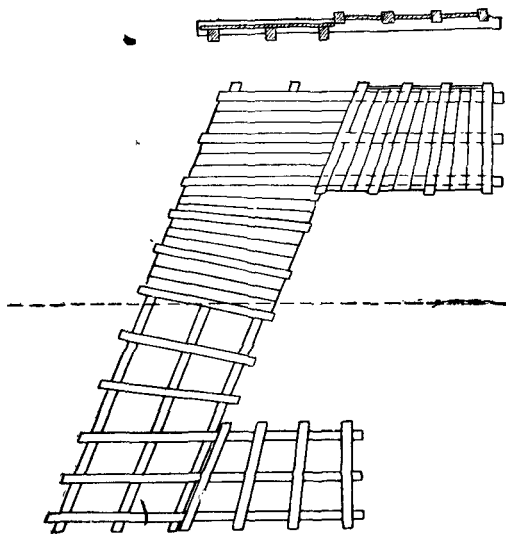
497.



Ze względów rzeczowych obojętnem jest, czy pierwsza warstwa belek leży w kierunku długości, czy w kierunku szerokości fundamentu; najczęściej jednak widzieć można na spodzie belki poprzeczne, na nich podłużne, a dylinę znowu w poprzek (rys. 492). W tej postaci wykonanie rusztu jest najłatwiejsze,

i związanie całości najsilniejsze. Rozumie się, że na skrzyżowaniach należy belki jak najmniej wycinać.

498.



Układ rusztu jest prosty, o ile załamania lica są prostokątne (rys. 493), mniej zaś łatwy jest przy załamaniach pod kątami rozwartymi, oraz przy zmiennej grubości muru. Taki przypadek mamy przy fundamencie przyczółka z ukośnymi skrzydłami (rys. 494—497). Często w takim razie belki podłużne leżą na spodzie, ażeby z przyczółka mogły być wsunięte w ruszty skrzydeł, i nawzajem. Przez połączenie ich belkami poprzecznymi, uzyskujemy w ten sposób związanie podstawy całej budowli, i stawiamy jaki taki opór nierównoległym ciśnieniom ziemi, które

mogą budowlę rozerwać. To połączenie jest silniejsze i łatwiejsze do wykonania, jeżeli podłużne belki skrzydeł leżą w płaszczyźnie belek poprzecznych przyczółka. Ruszt ma wtedy 3 płaszczyzny (rys. 498).

Przy układaniu belek poprzecznych, unikać trzeba zbiegu trzech belek w jednym punkcie, a raczej tworzyć trójkąty. Trudności opracowania dobrego układu rusztu wzrastają, gdy przyczółek jest ukośny (rys. 497, 498); ztąd nowy powód zarzucenia rusztów drewnianych.

Miejsca puste między belkami rusztu, wypełniane bywają szczelnie kamieniem lub żwirem i zalewane cementem. W dawniejszych budowlach wodnych używano do tego cegieł na zaprawie cementowej, aby wykonać bardzo szczelny łąk; nazywano tę robotę wymurowaniem rusztu. Dziś przypisujemy jej mniej znaczenia niż dawniej; jeżeli jednak przewidujemy możliwość tworzenia się prądu pod fundamentem, natenczas wymurowanie powinno być szczelne. Należy więc zaczynać od warstwy zaprawy cementowej, nie zaś na sucho, jak się to przeważnie dzieje; warstwa bowiem kamieni ułożonych na sucho tworzy dren, i ułatwia prądy zamiast je tamować. Na pokładzie miękkiego piasku lub gliny, wciska się ruszt pod ciężarem budowli tak łatwo w grunt, że wymurowanie może być zbyteczne.

Dylina rusztu, która według pierwszego przykładu na r. 492 leży na wierzchnich belkach, może też leżeć między nimi; i to równo z ich powierzchnią, albo niżej, o ile to wynika z wymiarów drzewa. W pierwszym przypadku rozpoczęcie muru jest łatwiejsze, ale wierzchnie belki muszą być mocniej wpuszczone i osłabione. W drugim zaś powstaje korzystny opór przeciw przesunięciu muru na ruszcie, o ile kierunki wystających belek są prostopadłe do spodziewanego przesunięcia. W dawnych budowlach wodnych, mianowicie w łąkach fundamentów wspólnych, wykonywano bardzo staranne wymurowania rusztu cegłami; i dlatego belki poprzeczne wystawały nad dylinę o grubość cegły.

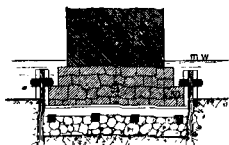
Zważywszy, że proste przygwożdżenie dyliny wystarczy niezawodnie dla należytego przytwierdzenia; i o ile dwie różne grubości drzewa w drugiej warstwie nie są potrzebne dla wspomnianego powyżej oporu, zalecić wypada wykonanie drugiej warstwy jako pokład ściśły o jednostajnej grubości, obrachowanej według obciążenia.

Również może być dylina zupełnie opuszczona, jeżeli ruszt składa się z dwóch płaszczyzn belek. Przeniesienie ciężaru na ruszt jest wtedy może mniej dokładne, natomiast łatwiej uniknąć miejsc pustych wewnątrz rusztu.

Jeżeli obawiamy się podmycia przez prąd, otaczamy ruszt palisadą (rys. 495, 496 z kolei Lwów - Brody) ułatwia ona zarazem wykonanie wykopu. Palisada powinna stać zewnątrz, niezależnie od rusztu. Połączona z rusztem lub pod nim postawiona, poddawałaby się mniej pod ciężarem budowy niż się osiada ruszt; a więc wywołałaby niejednostajne osiadanie i pęknięcie muru.

Palisadę należy wykonać pierwiej niż ruszt. W miarę potrzeby można jej dać większą wysokość i użyć do grodzy; następnie zaś obciąć przy niskim stanie wody. W odpowiednich warunkach, palisada może być otoczona narzutem.

499.



Jeżeli palisada wystaje ponad ruszt, natenczas mur fundamentu przylega do niej, i wypełnia wewnątrz całą przestrzeń (r. 499).

Przy małych mostach, belki poprzeczne rusztu bywają niekiedy przeprowadzone bez przerwy pod obydwoma przyczótkami. Jest to korzystne jako opór przeciw ciśnieniu obu nasypów, ale szkodliwe przy znaczniejszym osiadaniu. Wtedy bowiem nieobciążone części belek wyginają się wypukłością w górę, a przyczółki wychylają się z pionu, o ile w czasie zaradzimy złemu przycinając belki.

Wyjątkowe urządzenie rusztu na wysokim nasypie podaje CBl. 1895 s. 26.

**b. Ruszt żelazny.** Przez zastosowanie żelaza ruszt stał się silnym środkiem rozszerzenia podstawy fundamentu. Ruszt żelazny bywa przeważnie ukryty w warstwie ubijanego betonu; ta warstwa ma małą grubość, bo beton nie przenosi sił, lecz służy tylko za osłonę żelaza od wody lub powietrza. W tym celu beton powinien mieć jak największą gęstość. Ruszt żelazny okryty betonem, może leżeć na sucho lub pod wodą, bez uszczerbku dla trwałości; pozwala zatem na płytsze fundamenty niż ruszt drewniany, a ta własność obok wielkiej wytrzymałości na zgięcie podnosi jego wartość.

Wielkie rozszerzenia potrzebne są na miękkich pokładach; a więc nieuniknione są znaczne osiadania takich fundamentów. Ażeby je zmniejszyć, zalecają ubijać grunt przed położeniem rusztu. W północnych Niemczech dochodzą w ten sposób na miękkim iłowatym namule, do wytrzymałości 0,5 do 1,0  $\text{kg}/\text{cm}^2$  i na to obciążenie rachują wymiary żelaza (CBI. 1899 s. 41).

Ubijają więc najprzód ciekłą warstwę betonu (r. 500), na niej układają szyny poprzeczne i ubijają dalej beton do wierzchu szyn; potem układają szyny podłużne i wreszcie ubijają beton do kilkunastu  $\text{cm}$  nad wierzchem tych szyn. W razie zastosowania starych szyn kolejowych, sprawozdawca

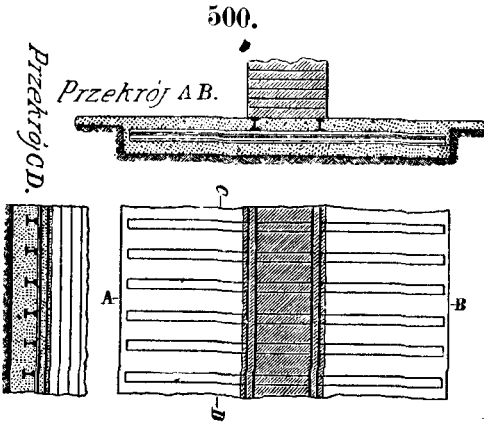
ocenia koszt takiego fundamentu na 8,4 do 9,6 koron na  $1 \text{ m}^2$ .

Dźwigary poprzeczne rachować należy według równania 1 na str. 292, przyjmując że  $b$  jest połową szerokości rusztu, a  $b_0$  połową grubości muru; ciśnienia  $p$  i  $q$  mają znaczenie takie jak w innych przypadkach rozszerzenia pod-

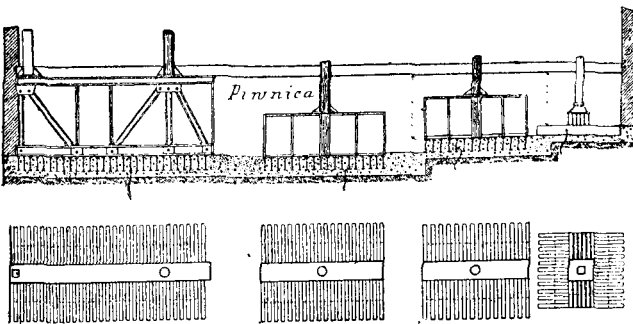
stawy. Z prawej strony podstawy należy sumę momentów oporu przekrojów szyn lub dźwigarów, które pomieszczone być mają na długości  $1 \text{ m}$ , w kierunku prostopadłym do  $b$  i  $b_0$ .

Do obrachowania dźwigarów podłużnych niema podstawy, o ile leżą one pod długim murem, nie wychodzą za jego podstawę, i mają

to samo znaczenie co uzbrojenie podłużne pokładu betonu (l. 26 r. 461). Natomiast we fundamentach filarów, obie warstwy dźwigarów tworzą rozszerzenie. Jeżeli więc dźwigary warstwy dolnej mają długość  $l$ , a ich obciążenie jednostkowe jest  $q$ , to na jednostkę długości wszystkich dźwigarów warstwy górnej, przypada obciążenie  $ql$ . Te dźwigary wypadną przeto znacznie silniejsze od dolnych, i w miarę potrzeby zamienione być mogą na dźwigary blaszane lub kratowe (rys. 501 (ÖZ. 1901 s. 769).



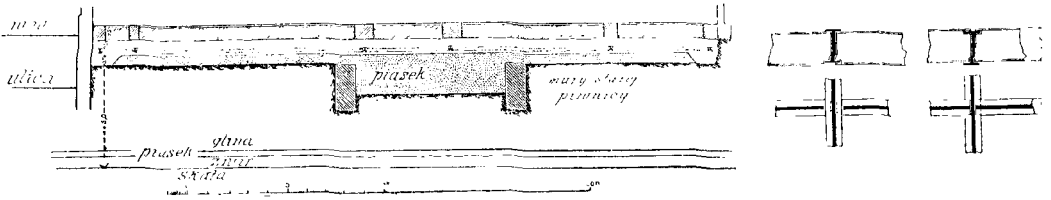
501.



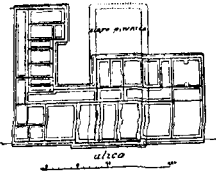


W Europie ruszty żelazne są dotychczas mało używane. Rys. 502 przedstawia urządzenie pokrewne z rusztem żelaznym, ale wyjątkowe (CBl. 1899 s. 277). Jest to fundament na wspólnej płycie betonu, o wymiarach poziomych 15,0/31,5 m, wykonany pod budynek sądu w Ehrenbreitstein, w zalewie Renu. Grunt był bardzo miękki do głębokości 6,5 m, nadto znaleziono stare mury, których nie należało usuwać, aby jeszcze więcej nie osłabiać gruntu. Sprężysty podkład dla betonu utworzono z warstwy piasku. Beton jest gruby 0,75, na brzegach wzmoc-

502 a.



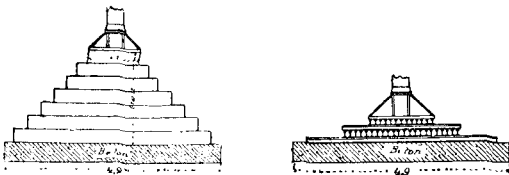
502 b.



niony do 1,25, zamyka więc 0,5 m grubą warstwę piasku. W dolnej  $\frac{1}{3}$  grubości betonu, ułożono pod murami podłużne dźwigary, a skrzyżowania ich wykonano według rysunku bez połączeń.

Do największych rozmiarów doszły ruszty żelazne we fundamentach olbrzymich domów handlowych w Ameryce. Domy te mają 12 do 14 pięter przy wysokości 40 do 60 m; wyjątkowo 20 pięter a wysokość 80 do 100 m. Ich fundamenty są przeważnie oparte na ile wodonośnym w głębokości 4 m. Niekiedy jednak 2 lub 3 piętra leżą pod ziemią, a wówczas tundamenty są wykonane sposobem pneumatycznym. Podstawy dla słupów żelaznych obciążonych do 300 t, tworzono pierwotnie przez szereg odsad z ciosów granitowych (r. 503); te miały jednak znaczną wysokość i zabierały miejsce potrzebne do innego celu. Usunięto

503.



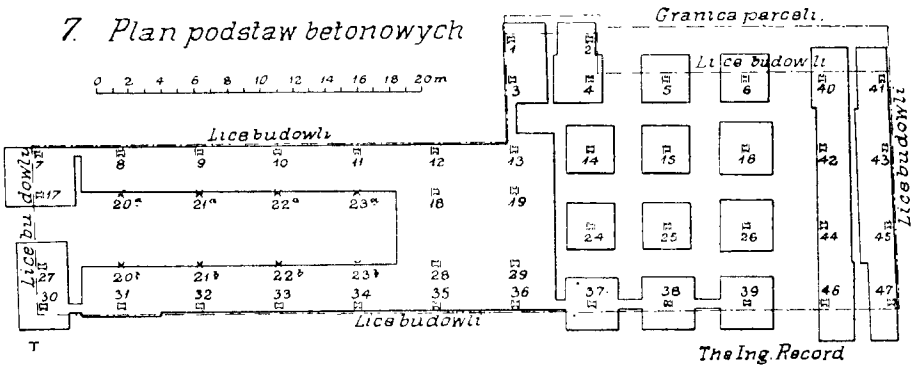
je zatem i zamieniono na ruszty żelazne, ułożone na tym samym podkładzie betonu na którym przedtem leżały ciosy (ZfB. 1895 s. 217). Obciążenie gruntu nie przekracza zwykle  $15 t/m^2$ . Na załączonym rysunku ruszt składa się z czterech warstw szyn stalowych, na których spoczywa trzewik filara\*). W innych przypadkach używają stalowych wzorówek I o wysokości 25 do 60 cm (rys 505). O doskonałości utrzymania budowli przekonano się po 15 latach przy sposobności przebudowania; znaleziono bowiem na dźwigarach nienaruszony pokost. Po większej części jednak, ruszty żelazne zanurzone są w betonie.

Dom Towarzystwa „Filadelfia“ w Pittsburgu (Eng. rec. 1902 t. 46 s. 321), jest 13 piętrowym budynkiem, ze szkieletem stalowym. Długość fasady wynosi 10,6, szerokość budowli w kierunku prostopadłym do ulicy 45,6. Budowla trzy-

\*) Według przekroju na r. 503 należy wykreślić rzut poziomy, który lepiej wyjaśni działanie rusztu.

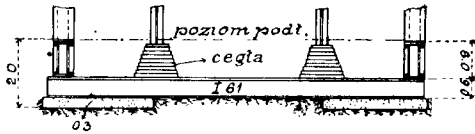
504.

7. Plan podstaw betonowych

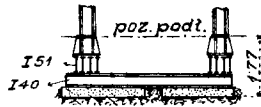


505.

6. Przekrój Z-Z.



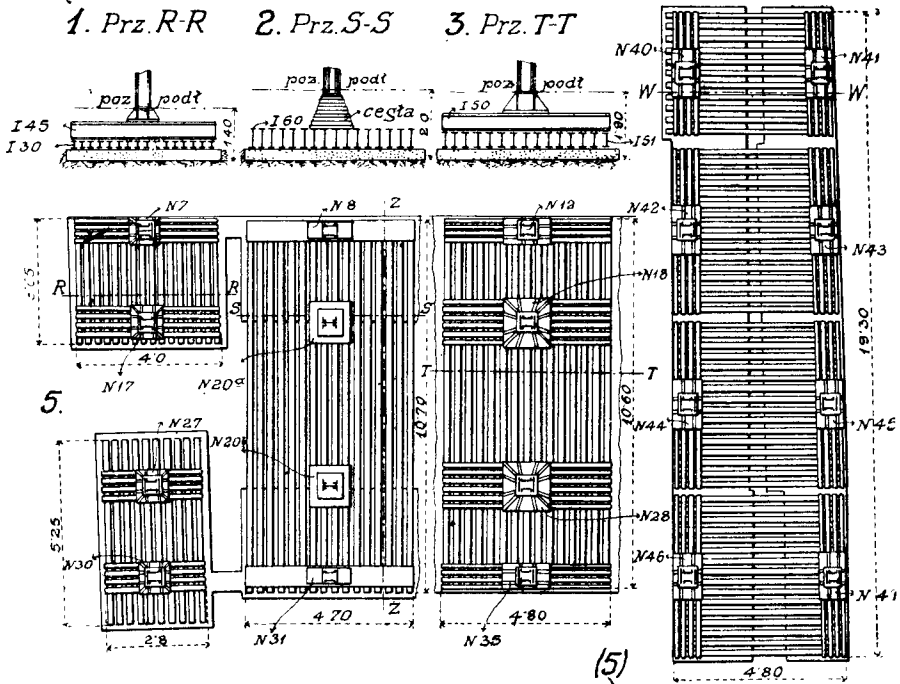
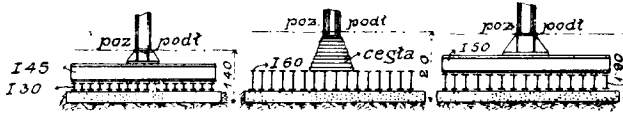
4. Przekrój W-W.



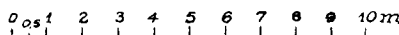
1. Prz. R-R

2. Prz. S-S

3. Prz. T-T



(5)  
Część fundamentu domu Towarzystwa  
„Filadelfia” w Pittsburgu



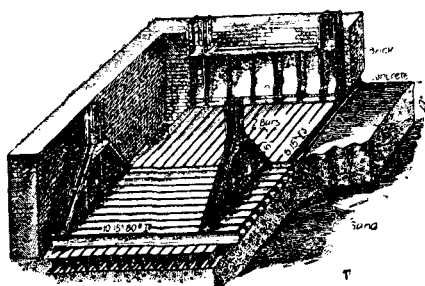
mana jest przez 47 kolumn sięgających od fundamentu do dachu, spoczywających na rusztach z dźwigarów stalowych (r. 504, 505) w głębokości 3,6 pod ulicą, na pokładzie żwiru z przymieszką ziemi. Był zamiar fundowania 1,8 m głębiej, ale napotkano bardzo miękką ił i wodę.

Sprawozdawca ocenia ciężar całego budynku na 15 000 t, nie podając szczegółowego obciążenia. Powierzchnię fundamentów obrachowałem z ogólnego rzutu poziomego na 34,3 m<sup>2</sup>, wypada zatem około 4,4 kg/cm<sup>2</sup>, o ile ciężar jest rozłożony jednostajnie.

Z załączonych rysunków widzimy, że zastosowano tutaj ruszty do fundamentów sprzężonych dla 2 do 4 kolumn. Środkowa część budowli spoczywa nawet na jednej płycie o wymiarach 10,6/6,7; natomiast ku frontowi ustawiono 16 kolumn na oddzielnych fundamentach. Sprawozdanie podaje, że na część środkową przypada największy ciężar, tj. ciężar dachu. Ruszty leżą na płycie betonu 0,30 grubej, przeznaczonej tylko do wyrównania podstawy, i wystającej do koła 10—15 cm poza dźwigary. Na r. 2 i 6 środkowa część rusztu spoczywa na starannie ubitym żwirze; dla ochrony żelaza od rdzy, korzystniej było jednak dać wszędzie beton.

506.

*Dom Wilkes w New-Yorku  
12 pięter. 46 m wys*

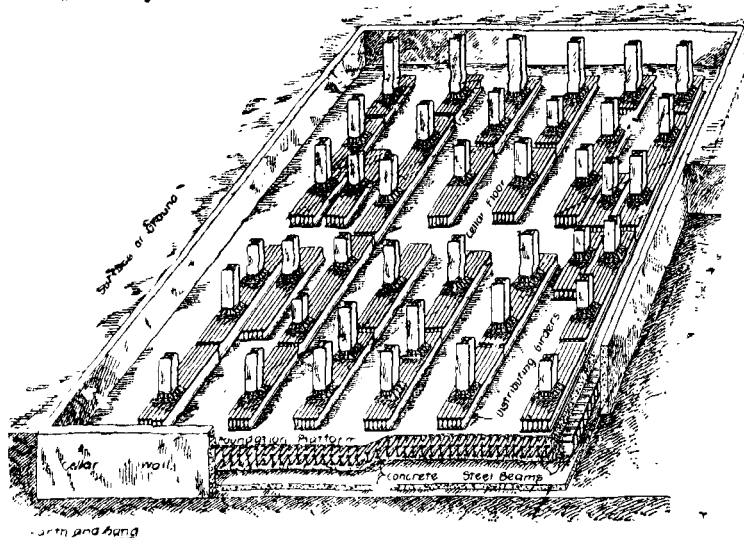


Rys. 506, 507 pochodzą z Eng. Rec. 1901 t. 44; mogą jednak korzystać tylko ze spr-

awozdania w DB. 1905 s. 283/4. Są to fundamenty wysokich domów handlowych w Nowym Yorku i San Francisco. Sprawozdawca donosi, że przy pierwszych próbach zastosowania wielkich rusztów żelaznych, spostrzeżono silne osiadanie kolumn stojących na obwodzie; zaś wewnątrz stojące kolumny prawie nic się

507.

*Dom Sprackels w San-Francisko, 22 pięter. 76 m. wys.*



nie osiadły. Powodem tego według sprawozdawcy jest, że przy kolumnach obwodowych stosunek ciężaru ruchomego do ciężaru własnego, ma być wyższy niż przy kolumnach wewnętrznych. Przypominam więc, że według tego co mówiłem na str. 254 i 311, fundament wspólny założony w dosyć małej głębokości pod terenem (r. 507) ma ku

środkowi większą wytrzymałość niż na obwodzie. Kolumny środkowe stoją na gruncie ze wszech stron obciążonym, a więc wytrzymalszym od gruntu pod ko-

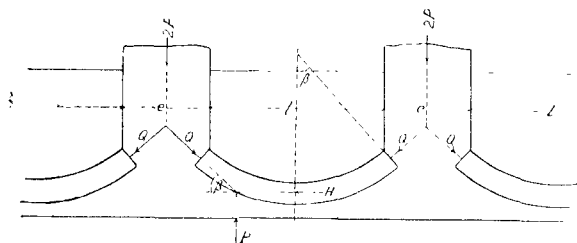


## 28. Sklepienia łukowe.

Jeżeli budowla składająca się z ilu kolwiek murów równoległych ma być fundowana na bardzo miękkim gruncie, natenczas łącząc fundamenty murów za pomocą odwróconych sklepień, inaczej sklepień łukowych, możemy rozłożyć ciężar budowli na całą powierzchnię przez nią objętą (r. 509).

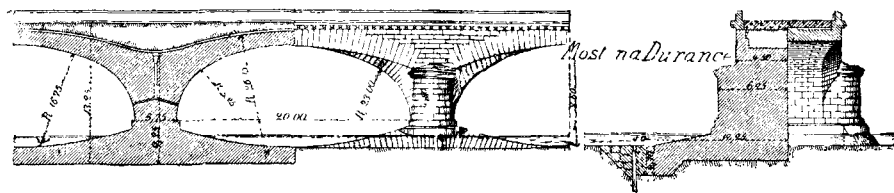
Sprężyste ugięcie sklepienia jest małe, w stosunku do ugięcia płyty w tych samych warunkach obciążenia. Sklepienia są zatem silniejszym środkiem rozszerzenia podstawy i dają większą

509.



pewnością jednostajnego rozkładu ciśnienia, niż pokład betonu lub ruszt żelazno-betonowy, o ile nie wpływają na ten rozkład inne czynniki. Przytem sklepienia wymagają stosunkowo małej wysokości ustroju, a przy budowlach miejskich, łatwo przeprowadzać nad sklepieniami rury dla gazu, wody i inne, dla których w innych przypadkach trzeba przebijać fundament. Pomimo tego mało mamy przykładów zastosowania sklepień do całych powierzchni objętych przez budowlę, czyli do fundowania murów równoległych (r. 510 Hndb. d. Ing. W. Brückenb. 1886 II. tb. VII.); zapewne ze względu na koszt, a często dla trudności w uzyskaniu zupełnie symetrycznego obciążenia. Każdy podziemny opór, jak drzewo, kamień lub stary mur, zmienia linię ciśnienia w całym sklepieniu, i zmienia warunki równowagi w wyższym sto-

510.



pieniu niż przy fundamencie na wspólnej płycie. Dla tego też od czasu rozpowszechnienia płyt żelazno-betonowych, sklepienia ustępują im zwykle pierwszeństwa, z powodu płytszego wykopu i zupełnego usunięcia parcia poziomego. Dopiero przy dosyć wielkich otworach, sklepienia mogą być korzystniejsze od płyt, z powodu mniejszych odkształceń, jak mówiłem powyżej.

Natomiast często używamy jeszcze sklepień między częściami jednego muru, gdy wykonać w nim mamy szereg wielkich otworów dla okien, drzwi, bram wjazdowych i t. p., albo też dla szeregu filarów ciosowych lub żelaznych (r. 511 ZfB. 1895 tb. 31). Takie sklepienia stanowią powiększenie podstawy fundamentu w kierunku podłużnym; a wskutek tego poprzeczne rozszerzenie podstawy staje się zwykle zbyt duże. Jeżeli zaś jest ono potrzebne, należy zwrócić uwagę czy jest dostateczna pewność jednostajnego obciążenia w kierunku długości muru, i czy podstawa może mieć wszędzie jednakową szerokość.

To zadanie nie przedstawia trudności, gdy mamy przed sobą szereg otworów i słupów o długościach mniej więcej jednakowych, a przytem długości słupów  $e$  (r. 509) nie są zbyt wielkie, i możemy przyjąć, że cały ciężar przenosi się na sklepienia łukowe. W każdym razie należy z filara końcowego, przenieść

na sklepienie łukowe tylko połowę ciężaru filarów pośrednich.

Odmienny przypadek przedstawia połączenie łukiem dwóch długich pełnych murów, jedno-

stajnie obciążonych (r. 512). Wskutek odkształceń murów i gruntu, przenosi się wtedy na sklepienie łukowe tylko ciężar najbliższych części murów; na dalsze zaś części, sklepienie niema wpływu. Obciążenie gruntu pod sklepieniem, będzie zatem mniejsze niż pod pełnym murem, i można się spodziewać pęknięcia w okolicy oporów sklepienia. Mianowicie, jeżeli w tych miejscach przytykają mury poprzeczne, silnie obciążone.

Dla jednakowego osiadania potrzebna jest wtedy pod sklepieniem węższa

podstawa niż pod pełnym murem, a szerokość jej należy oznaczyć według wyników obciążeń próbnych.

W takim razie lepiej fundować oba mury oddzielnie, według  $n$  na r. 512; a jeżeli łuk jest potrzebny (r. 512  $k$ ), należy go obciążyć dwoma słupami muru  $p$ , i te fundować oddzielnie.

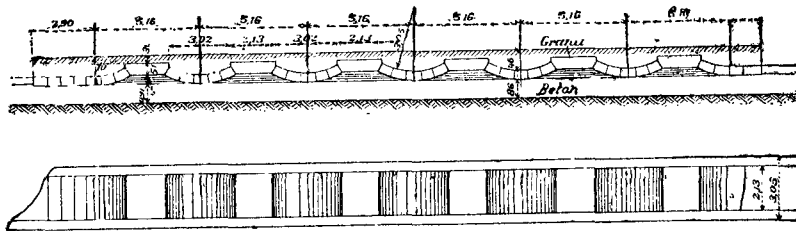
Przedłużając sklepienie w głąb muru, można powiększać długość i ciężar słupa  $p$ , w miarę potrzeby, a przytem pogodzić obciążenie i osiadanie sklepienia z temi, jakie odpowiadają innym częściom budowli.

Obciążenie sklepienia łukowego otrzymujemy, odejmując od oddziaływania podstawy ciężar sklepienia i leżącego pod nim muru. Drogą wykreślną łatwo otrzymać w ten sposób powierzchnię przedstawiającą siłę  $P$

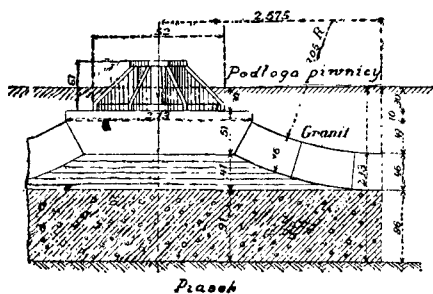
działającą na połowę sklepienia (r. 509). Obciążenie to zbliża się tem więcej do jednostajnego, im większe jest jednostkowe ciśnienie na fundament, im więcej płaski jest łuk sklepienia. Siła  $P$  a ztąd i grubość sklepienia jest zwykle tak wielka w stosunku do światła  $l$  między podporami, że linię ciśnienia można przyjąć w środkach grubości sklepienia (r. 509); a zarazem w przybliżeniu przyjąć można, że siły

$$H = \frac{P}{\operatorname{tg} \beta} \quad \text{i} \quad Q = \frac{P}{\sin \beta}$$

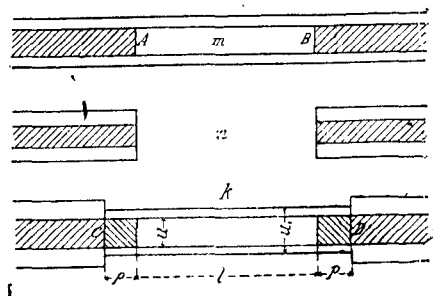
511 a.



511 b.



512.

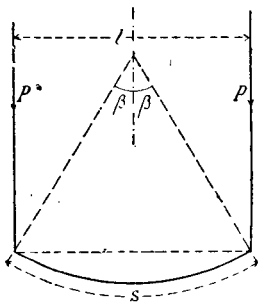


działającą na połowę sklepienia (r. 509). Obciążenie to zbliża się tem więcej do jednostajnego, im większe jest jednostkowe ciśnienie na fundament, im więcej płaski jest łuk sklepienia. Siła  $P$  a ztąd i grubość sklepienia jest zwykle tak wielka w stosunku do światła  $l$  między podporami, że linię ciśnienia można przyjąć w środkach grubości sklepienia (r. 509); a zarazem w przybliżeniu przyjąć można, że siły

są na odnośne przekroje jednostajnie rozłożone. Dla małych sklepień, niżej 4 m światła, można nawet przy obrachowaniu  $P$  pominąć ciężar muru. Jeżeli zaś potrzeba dokładniejszego obrachowania, to najwłaściwiej wykonać je drogą wykreślną. Patrz także CBl. d. Bauverw. 1885 str. 11.

Po większej części można przyjąć, że przy odkształcaniu się sklepień łukowych, mury stojące na oporach nie mogą się swobodnie przesuwac w kierunku poziomym, albowiem są tak ciężkie, że opór przeciw przesunięciu na podstawie znosi parcie poziome sklepienia. Francke zakłada nadto (Schv. Bz. 1900 t. 35 s. 71), że wskutek odkształcenia, ciśnienie sklepień na grunt nie jest jednostajne, lecz zmniejsza się od oporów ku środkom sklepień; a to tem więcej, im twardszy grunt, im więcej płaskie są łuki. Przy tych założeniach wyprowadza ten autor dla kąta  $\beta$  (r. 513) warunek konieczny, żeby ciśnienie w środku sklepienia było większe od zera; a mianowicie ma być

513.



$$\mu\beta = \frac{\pi}{2} \quad \text{gdzie} \quad \mu = r\sqrt[4]{\frac{\psi}{4\varepsilon J}}$$

W tem wyrażeniu  $\psi$  oznacza opór gruntu w kierunku promienia, na jednostkę powierzchni i jednostkę ugięcia,  $r$  promień sklepienia,  $\varepsilon$  współczynnik sprężystości

materyału,  $J$  moment bezwładności przekroju.

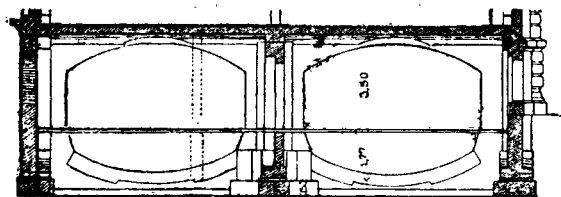
Na grubość sklepienia podaje on wzór  $b = \frac{s}{\pi} \sqrt[3]{\frac{3\psi s}{\pi\varepsilon}}$  gdzie  $s$  oznacza długość łuku w osi sklepienia.

Dla przykładu przyjmuje autor twardy grunt, a więc  $\psi = 6 \text{ kg/cm}^2$ ; nadto  $s = 800 \text{ cm}$ ,  $r = 1000 \text{ cm}$ ,  $\varepsilon = 66000 \text{ kg}$  i otrzymuje  $b = 104,4 \text{ cm}$ .

Dla nas ważniejsze jest jednak zastosowanie do miękkiego gruntu. Przyjmujemy więc tak jak pod l. 26 na str. 304, że mur próbny na podstawie  $1 \text{ m}^2$  osiadł się pod obciążeniem  $1,5 \text{ kg/cm}^2$  na  $3,8 \text{ cm}$ , że sklepienia mają być  $2 \text{ m}$  szerokie, a więc  $\psi = \frac{1,5}{2,3,8} = 0,2 \text{ kg/cm}^2$ . Natenczas dla powyższych  $r$ ,  $s$  i  $\varepsilon = 100\,000 \text{ kg/cm}^2$  otrzymamy okr.  $b = 30 \text{ cm}$ , a następnie  $\mu = 1,04$ ,  $\beta = 1,5 = 86^\circ$ . W praktyce  $\beta$  jest zawsze mniejsze od tej wartości.

Ażeby oznaczyć grubość tego sklepienia odpowiednio do wytrzymałości materyału, uważajmy obciążenie fundamentu za siłę  $P$ , pomijając ciężar muru, oraz w przybliżeniu przyjmijmy  $\frac{1}{2}l = 4 \text{ m}$ . Natenczas na  $1 \text{ m}$  w kierunku grubości muru,  $P = 4 \cdot 15 = 60 \text{ tn}$ . Przytem

514.



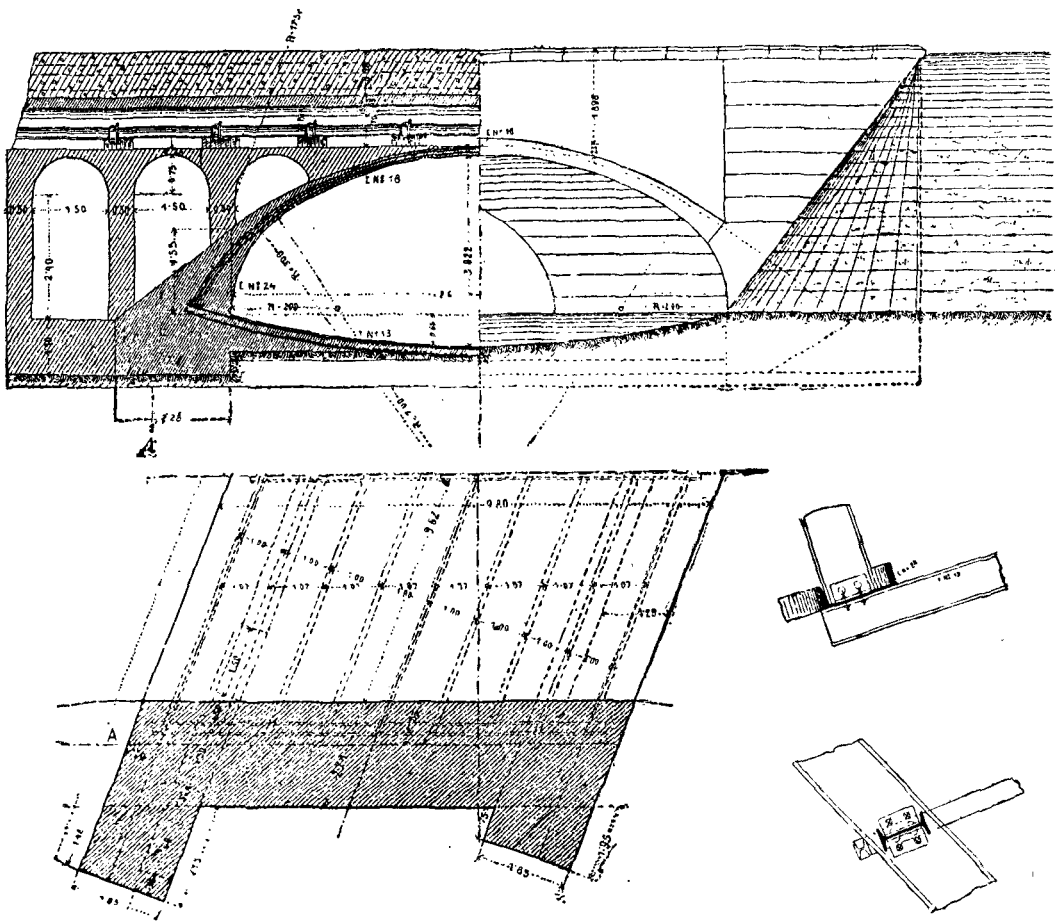
$$\sin \beta = 0,40, \quad \frac{P}{\sin \beta} = Q = 150 \text{ t}$$

Przyjmując najlepszy beton i ciśnienie  $25 \text{ kg/cm}^2$ , otrzymamy grubość sklepienia  $\frac{150\,000}{100 \cdot 25} = 60 \text{ cm}$ , a zatem dwa razy więcej niż wymaga wzór Franckiego.

Sklepienia łukowe spoczywają na powierzchniach walcowych, przygotowanych z muru lub betonu, który tworzy przejście do płaskiej podstawy fundamentu.

Jeżeli w przestrzeniach między filarami potrzebne są nad sklepieniami łukowymi ściany wypełniające, co się trafia w budowlach miejskich, to są one zwykle niskie i lekkie; i nawet w razie oparcia na nich dolnych podłóg i stropów, mogą spoczywać wprost na sklepieniach łukowych; albowiem w ten sposób równoważą część oddziaływania gruntu i zmniejszają obciążenie sklepień. Nato-

515.



miast cięższe, a mianowicie wyżej leżące ściany, opierają się na stojących łukach lub dźwigarach, które przenoszą ich ciężar na filary.

Rys. 514 przedstawia fundament muzeum ludoznawstwa w Berlinie według ZfB. 1887.

Rys. 515 przedstawia fundament mostu na potoku Klokuczka w okolicy Czerniowiec (Oest. W. f. d. oef. Bd. 1896 tb. 44).

## 29. Połączone sposoby rozszerzenia podstawy.

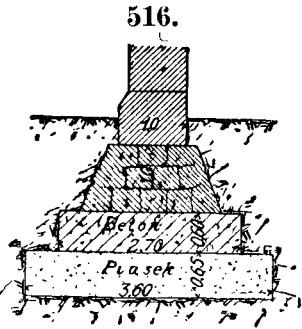
Przy danem rozszerzeniu wynikającym z dozwolonego obciążenia gruntu, najlepiej wykonać całą wysokość fundamentu jako jeden pokład. Dzielenie jej na ilekolwiek części nie jest właściwe, bo przez to zmniejszamy moment oporu. Ta zasada zachowywana bywa w nowszych fundamentach żelazno-betonowych.



Odstąpienie od niej, może być jednak usprawiedliwione miejscowymi warunkami, n. p. potrzebą wyzyskania taniego w danym miejscu materiału, którego wytrzymałość nie wystarcza do wykonania całego rozszerzenia.

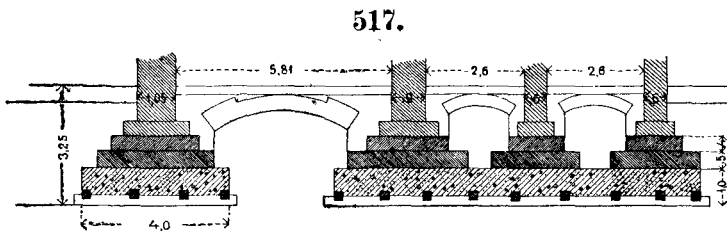
W każdym razie należy na spód kłaść materiał który znosi największe odkształcenia, a ku górze materiały o coraz większej sztywności. Obrachowanie grubości częściowych w stosunku do odsad, należy przeprowadzić tak, jak opisane było pod l. 24 dla odsad muru.

Nasyp piasku umieszczony pod pokładem betonu (r. 516)\*) może mieć na celu oszczędność a zarazem może ułatwić wykonanie betonu na sucho w mniejszej głębokości. Przytem zachować należy ostrożności opisane pod l. 25 s. 4.



Podobnie ograniczenie betonu do małej wysokości (r. 516), a wykonanie wierzchniej części z muru, może być wynikiem oszczędności, o ile przytem nie krępuje nas wysokość ustroju.

Ruszt drewniany pod betonem (r. 517 Lloyd w Tryeście ŌZ. 1883 s. 5) ma znaczenie drugorzędne; a mianowicie tylko z początku, dopóki beton nie nabierze dostatecznej wytrzymałości. W nowszej praktyce środek ten coraz mniej bywa używany, ale zastosowano go w podobny sposób do fundamentu betonowego pod długim przepustem sklepionym, przy budowie morskiego kanału Północno - Wschodniego (ZfB. 1898 s. 727).

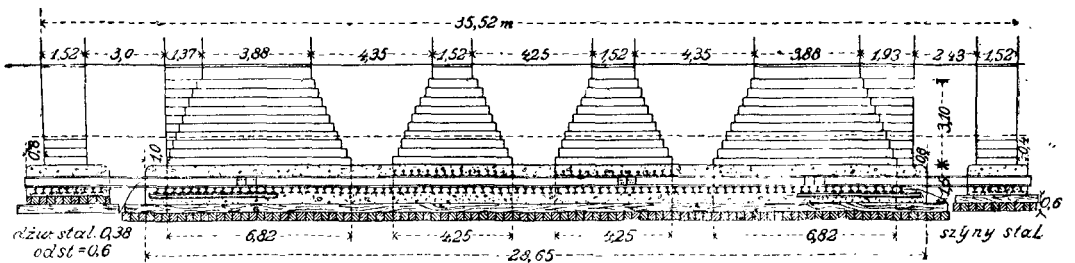


Na r. 517 widzimy sklepienia pod murami poprzecznymi, które przenoszą cały ciężar na mury podłużne; przez co na skrzyżowaniach murów powstają obciążenia większe niż w innych miejscach. Nie byłoby to właściwe w żadnym razie, a tem więcej w tym przypadku, skoro według sprawozdania grunt miał bardzo małą wytrzymałość.

Wreszcie płyty ciosu, które widzimy w tym rysunku na betonie, dogodnie

Wreszcie płyty ciosu, które widzimy w tym rysunku na betonie, dogodnie

518.



były z powodu zastosowania bardzo pięknego materiału, który był na miejscu.

Rys. 518 przedstawia fundament wieży w budynku auditorium w Chicago, w którym obciążenie gruntu wynosi około  $2,1 \text{ kg/cm}^2$ . Główną jego częścią są

\*) GC. 1884. Fundament wieży zbiornika w Villeneuve — St. George.

podłużne stalowe dźwigary 38 *cm* wysokie, ułożone w odstępach po 60 *cm*, łączone na spojeniach łupkami. Tworzą one wspólne żebra dla czterech filarów fasady, i z tego fundamentu którego długość jest 28,65 wystają na obie strony po 4,30, tworząc wsporniki. Na tych wspornikach spoczywają filary sąsiednie, oparte nadto na własnych fundamentach.

Dźwigary podłużne spoczywają na ciasno w poprzek ułożonych szynach stalowych. Przy początkach wsporników ułożono nawet dwie warstwy szyn, a pod środkowemi filarami dodano warstwę szyn z wierzchu. Największe natężenie stali przyjęto w rachunku na 860  $kg/cm^2$  (12000 *ft* na 1 *cal*<sup>2</sup>). Z rysunku wnosić należy, że tylko przy osadzie wsporników możliwe jest to natężenie, w innych zaś miejscach pracuje stal daleko słabiej.

Dźwigary i szyny leżą w połowie grubości warstwy betonu 1,5 *m* grubej, a spoczywającej na podwójnej warstwie belek drewnianych. Belki są wysunięte z fundamentu po 0,60 i pracują po 86  $kg/cm^2$  (1200 *ft* na 1 *cal*<sup>2</sup>).

Na powyższym ruszcie stalowym, oparto wierzchnią część fundamentu 3,10 *m* wysoką, składającą się z 10 warstw ciosów, zwężających się ku górze odsadami w stosunku 1 : 0,44. Na powierzchni betonu zostają między niemi odstępki tylko po 1,50, i z tego właśnie wnosić wypada, że dźwigary stalowe słabo pracują.

Podział fundamentu na cztery części, jest korzystny dla zastosowania licznych odsad z ciosu, a więc z materiału bardzo sztywnego w stosunku do stali. W razie bowiem niejednostajnego osiadania, dźwigary stalowe działają jak belki ciągłe, doznają odkształceń naprzemian odwrotnych, a odkształcenia i osiadania ciosów zależne od stalowego rusztu, są przez to podzielone na cztery niezależne części i zmniejszone. Taki ustrój możliwy jest jedynie przy pomocy wielkiej wytrzymałości stalowego rusztu.

Połączenie fundamentu na wspólnej podstawie betonowej z nasypem piasku, oraz z chwilowem obciążeniem dla zgęszczenia gruntu, opisuje AP 1905 III s. 225.

### 30. Zgęszczanie pokładu pod fundament.

Przez tymczasowe obciążenie gruntu kamieniami, żelazem i t. p., można wierzchnią warstwę ugnieść i powiększyć jej wytrzymałość o tyle, że wywołując natychmiast osiadanie gruntu, zmniejszamy je pod budowlą po jej wykonaniu. Sposób ten jednak działa tak słabo, że może dać istotną korzyść tylko przy fundowaniu budowli bardzo lekkich. Jest przytem kosztowny i zabiera dużo czasu; bo żeby osiągnąć skutek godny uwagi, trzeba obciążać przynajmniej tak silnie jak ma obciążać budowla, czekać żeby osiadanie ukończyło się bodaj w przybliżeniu, a wreszcie ciężary trzeba usunąć.

Na bardzo miękkich pokładach np. na bagnach, prędzej prowadzą do celu wysokie nasypy, które wypychają miękki pokład, i tworzą na jego miejscu pokład sztuczny wytrzymałszy. W tym nasypie może być bezpiecznie wykonana lekka budowla, podobnie jak w zwykłym wykopie.

Sposobu tego najdawniej używali francuzcy inżynierowie Régemortes i De Cessart; a także Croisette-Desnoyers (AP. 1864 I Fondations dans les terrains vaseux de Bretagne). Podaje on, że objętość wypchnięta może wynosić 1 do 2,5 objętości nasypu nad ziemią. Nasyp 10,5 *m* wysoki dawał w pewnym przypadku obciążenie 19  $t/m^2$ , pod budowlą zaś potrzebne było obciążenie 15  $t/m^2$ . Wierzchnia skorupa bagna pękała przy obciążeniu 6—7  $t/m^2$ . Gdyby w stanie równowagi

objętość wypchnięta była równa objętości nasypu nad poziomem terenu naturalnego, rachuje autor koszt fundowania na  $28 \text{ fr/m}^2$ ; w tym samym zaś przypadku ocenia koszt fundowania na palach z betonem, na  $220 \text{ fr/m}^2$  (Génie Civil 1905 s. 329).

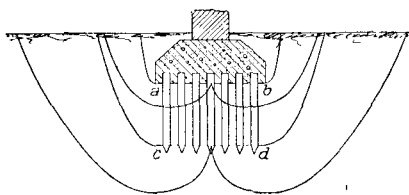
Na wielkie rozmiary i w sposób odrębny zastosował obciążenie nasypem Telford (1812), przy budowie północnej szluzy wstępnej do Kanału Kaledońskiego, niedaleko od Inverness.

Dla uzyskania potrzebnej głębokości wody, szluzą musiała być wysunięta w morze  $360 \text{ m}$  od brzegu zalewu podczas dziennego przypływu. Grunt był w tem miejscu tak miękki, że  $17 \text{ m}$  długa sztaba żelazna zapadała się w nim. Nie można więc było myśleć o wykonaniu grodzy; ale korzystając z tego że nadbrzeżne pagórki składały się z twardej i spoistej gliny, usypano z tego materiału, przy pomocy kolei roboczych, obwałowanie przyszłego kanału. Następnie w miejscu przeznaczonem na szluzę, utworzono wielki nasyp do  $19 \text{ m}$  wysoki a tak obszerny, że mógł pomieścić szluzę i tworzyć otaczające ją grodze. Ten nasyp obciążono kamieniami które miały być użyte do budowy, i zostawiono go w tym stanie około 6 miesięcy. W ciągu tego czasu, powierzchnia nasypu osiadła się około  $3,5 \text{ m}$ ; a gdy osiadanie się ukończyło, rozpoczęto w nasypie wykop na szluzę. Do głębokości  $4,5 \text{ m}$  pod zewnętrznym stanem wody, wystarczyła pompa łańcuchowa, poruszana przez sześć koni; potem poruszano pompy maszyną parową, i doprowadzono wykop do  $9,5 \text{ m}$  pod stanem przypływu, a do  $2,5 \text{ m}$  w głąb ugniecionego naturalnego pokładu. Fundament szluzy wykonywano małemi częściami, około  $5 \text{ m}$  długości (Hagen cz. I. t. 2. s. 36/7, Life of Thomas Telford London 1838 st. 58).

Dla fundowania budowli lekkich, a mianowicie nie wiele cięższych jak wykonany nasyp, i o wielkich rozmiarach poziomych, sposób powyższy może być wystarczający i tańszy od innych, ale tak jak poprzedzający, wymaga dużo czasu; bo fundowanie rozpocząć można dopiero wtedy, gdy osiadanie nasypu zupełnie się ukończy.

Przez wbijanie małych pali  $1,5$  do  $2,5 \text{ m}$  długości a  $15$  do  $25 \text{ cm}$  średnicy, można wzmocnić fundament, skoro wykop został już wykonany do przepisanej głębokości. Pale bije się w sieć kwadratów, w odstępach  $0,8$  do  $1 \text{ m}$ ; następnie wstawia się nowe pale w środki tych kwadratów, te okażą już znacznie większy opór niż pierwsze. Trzeci szereg stawiany w środkach kwadratów drugiego szeregu, już się zaledwie da wbić, a może już będzie zbyteczny; o czem przekonać się można przez obciążenie próbne. W niskich położeniach nadmorskich na północy i na południu, jest to sposób bardzo rozpowszechniony; czteropiętrowe domy stoją na takich fundamentach.

519.



Przy tak ciasnym ustawieniu pali jak powyżej opisałem, pozostaje między nimi mała ilość ziemi, znacznie gęściejszej od tej która otacza fundament na zewnątrz. Pomimo, że zewnętrzna ziemia jest także zgęszczona, opór tarcia pali zewnętrznych na powierzchni obwodowej, jest wielokroć razy mniejszy od oporu tarcia pali wewnętrznych. Dla osiadania zatem i sprężystego uginania się fundamentu, miarodajny jest ten mniejszy opór na obwodzie.

Wszystkie pale tworzą jakoby jedną całość, osiadają się razem i przenoszą

ciężar budowli na podstawę *cd* (r. 519) leżącą około poziomu dolnych końców pali. Wytrzymałość tej podstawy jest większa od wytrzymałości tej samej powierzchni na terenie; a to wskutek obciążenia przez pokład ziemi nad nią leżący, i w miarę tarcia między cząstkami uważanego pokładu. Od obu czynników zależy kształt i wielkość bryły wzruszonej odpowiadającej rzeczonyj podstawie, a następnie rozkład ciśnienia (l. 15 r. 354,5, str. 244/5). Przy bardzo ciasnym ustawieniu pali, wytrzymałość podstawy *cd*, oraz tarcie na zewnętrznych ścianach pali obwodowych, trzymają zatem ciężar budowli niezależnie od zgęszczenia ziemi między palami.

Jeżeli z biegiem czasu zmniejsza się zgęszczenie ziemi na obwodzie fundamentu (l. 14 *d*), zmniejsza się również rzeczony tarcie, ale zgęszczenie ziemi między palami trwa dalej. Podstawa *cd* pracuje coraz silniej i budowla może się coraz więcej osiadać, jeżeli ta podstawa jest przeciążona. To nam objaśnia osiadanie bardzo starych budowli powstające dopiero w naszych czasach. Przy takim sposobie fundowania, pożądana jest przeto próba wytrzymałości przez obciążenie, w przyjętym poziomie dolnych końców pali. Jest ona możliwa, z powodu małej długości pali, i pomimo że ten poziom leży zwykle pod wodą. Należy zapuścić w tym celu szeroką rurę, u spodu otwartą, wybierając z niej stopniowo ziemię aż do spodu, a nie pompując wody.

Skuteczność pali zgęszczających jest tem większa, im więcej piasku grunt zawiera, a tem mniejsza im więcej w nim iltu, im jest plastyczniejszy.

Z północnych Niemiec niema wiadomości o osiadaniu się budowli fundowanych na małych palach; w Wenecyi zaś budowle te osiadają się bezustannie, drogocenne zabytki sztuki są wskutek tego w niebezpieczeństwie.

W katedrze św. Marka widzieć można na wszystkich ścianach ślady pęknięcia z różnych czasów; są one w miarę możności starannie zakrywane, ale powstają coraz nowe. Posadzka mozaikowa ma powierzchnię tak mocno falistą, że trudno po niej chodzić. Przy filarach ograniczających główną nawę, posadzka się zapadła, a w środku podniosła się; przekrój jej ma kształt zupełnie podobny do powierzchni piasku w doświadczeniach Kurdiumowa r. 348. Ruchy które taką powierzchnię utworzyły musiały być bardzo powolne, trwają zapewne od czasu wykonania budowli w IX. wieku; gdyby powstały bowiem w krótkim czasie, posadzka byłaby zupełnie zburzona.

W prasie codziennej była wiadomość w r. 1904 o pękaniu kopuły kościoła św. Marka (Dzien. pol. 18 XII. 1904), ale z fachowego źródła nie czytałem żadnego doniesienia w tej sprawie. Naocznie przekonałem się tylko, że od r. 1904 do 1908 ilość rusztowań i bukszteli ustawionych wewnątrz katedry, znacznie się powiększyła. Toż samo odnosi się do stojącego obok pałacu dożów (patrz l. 39).

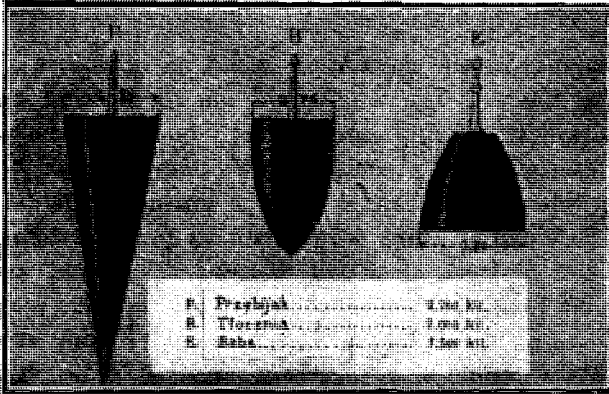
Przez ubijanie kafarem lub przez wałkowanie, można grunt ugnieść; ale skuteczniejsze jest ubijanie kamieni na spodzie ukończonego wykopu, mianowicie skoro dosięgnął on poziomu wody podziemnej. Używają do tego zwykle kafara sznurowego, a niekiedy tylko ręcznej baby. Kamienie stawiane rębem, zagłębiają się w ziemię z początku bardzo łatwo; przy dalszem dodawaniu kamieni opór szybko wzrasta, a wreszcie kafar nie działa więcej; co daje poniekąd miarę wzmocnienia gruntu. Uzyskaną wytrzymałość rozpoznać można przez próbne obciążenie.

Przeważnie używano dotychczas do ubijania bardzo lekkiej baby; otrzymywano też słaby skutek. Udoskonalenie i zastosowanie tego postępowania na

większe rozmiary, jest pomysłem inżyniera Dulac w Paryżu, którego system znany jest we Francji pod nazwą „Compressol“.

Dulac używa do ubijania bardzo silnego kafara maszynowego, z łańcuchem powrotnym (rys. pod l. 34), którego baba a właściwiej „tłocznia“ (*B* na rys. 520 *bourreur*) waży 1,5 do 2 *t*. Ma ona kształt połowy elipsoidy o osi wiel-

520.



kiej pionowej, a średnicy 0,6 do 0,8; spada swobodnie wierzchołkiem na dół, a wysokość spadku dochodzić może 10 *m* i więcej w miarę potrzeby.

Na dnie ukończonego wykopu, tłocznia wybija dziury głębokie 1,0 do 1,5 *m* w odstępach metrowych. Trzecią część każdej z nich wypełniają drobnymi kamieniami, lub innym twardym materiałem; tłocznia wbija te kamienie w grunt, i roz-

suwa je na boki; następnie rzucają nowe warstwy kamieni, powtarzają uderzenia, i w ten sposób otrzymują bardzo prędko żądaną wytrzymałość. Na zakończenie dają dwa lub trzy uderzenia babą *E* płasko zakończoną, która waży do 1,5 *t*. Możliwe obciążenie zgęszczonego pokładu, oznaczyć należy za pomocą próbnego obciążenia.

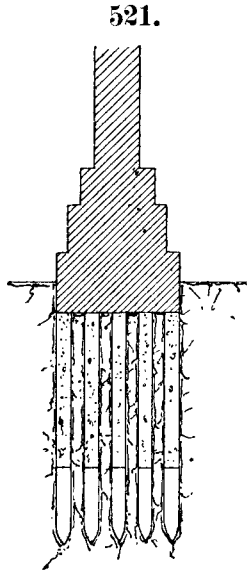
W ten sposób ubijano fundament pod budynek zarządu wystawy paryskiej w r. 1900 (Schv. Bz. 1900 t. 30 s. 140). Otrzymane tam zagłębienie gruntu wskutek ubijania, wynosiło 3 *m*. Ściany tego zagłębienia były tak twarde, że sprawozdawca przyrównywa je do murów podporowych. Obciążenie jednostkowe pod budowlą wynosiło 4  $kg/cm^2$ , chociaż przedtem grunt był bardzo miękki. Dalsze wiadomości o tym systemie znajdują się pod l. 34.

Do sposobów zgęszczania gruntu zaliczyć też wypada tak zwane „pale piaskowe“. Pal długi 1,5 do 2,0 *m*, a o ile być może najgrubszy, wbijamy w pokład który chcemy zgęścić. Następnie wyciągamy go, a otrzymany otwór wypełniamy piaskiem, który ubijamy częściowo od spodu aby mieć pewność dokładnego wypełnienia. Mowa tu zwykle o bardzo miękkim pokładzie; a więc możliwe jest tylko słabe ubijanie, bo silne odkształca otwór i rozsuwa piasek na boki. Sieć takich słupów piaskowych w odstępach około 1,0 *m* zgęszcza wierzchni pokład dostatecznie, aby postawić na nim lekką budowlę lub nasyp; ale często potrzeba wstawić jeszcze dalsze słupy w środkach kwadratów utworzonych w powyższy sposób. (CBL. 1899 s. 512, 560). Próba obciążenia obejmować powinna przynajmniej taką powierzchnię, jaka przypada na cztery słupy.

Z tego co mówiliśmy o wytrzymałości fundamentu (l. 15) i o fundowaniu na nasypie piasku (l. 25) wynika, że z ciężaru budowli powstają ciśnienia na ściany boczne słupów piaskowych; mianowicie o ile pokład ziemi jest miękki i piasek ma małą spójność. Grubość warstwy na którą przenoszą się ciśnienia boczne, zależy nie tyle od wysokości słupów piaskowych, jak raczej od osiadania i uginania się tych słupów, oraz od ich grubości. Widzieliśmy bowiem pod l. 25, że dla muru o grubości  $b_0$ , pożyteczna grubość nasypu piasku wynosi 2,38  $b_0$ ; a więc przy średnicy pała  $d$ , tylko wysokość jego 2,4  $d$ , albo zaokrągla-

jąc 2,5 *d*, potrzebna jest do przeniesienia ciśnienia na wierzchni pokład ziemi. Korzystna jest zatem jak największa grubość pali; ale poniżej 2,5 *d* lub 3,0 *d*, reszta wysokości słupa działa tylko zgęszczająco, i to pod warunkiem, że materiał wypełniający otwory był dokładnie ubijany. W przeciwnym razie, te części słupów są bezużyteczne. Słupy posiadające bardzo małą spójność nie mogą zatem przenosić ciężaru budowli na pokład wytrzymały pod nimi leżący, ani też na całą powierzchnię boczną słupa. Nazwę przeto pali lub słupów piaszkowych przyjmujemy tylko dla tego ponieważ nie mamy lepszej.

Tego samego zdania był Hagen (1870 Cz. I. t. 2 s. 54/5), chociaż nie istniały wówczas doświadczenia Kurdiumowa; powyższy wywód byłby zatem zbyt techniczny, gdyby nie to, że spotykamy dotychczas w praktyce budowlanej mniemanie, jakoby pale piaszkowe działały tak jak inne pale, a przytem nie kładzie się nacisku na ubijanie materiału w otworach. Na r. 521 który wyjęty jest z Debauva (s. 29), pale są około 4 *m* wysokie. CBl. 1899 s. 485 opisuje rozległe utwalenie gruntu za pomocą pali 8 *m* wysokich 20 *cm* grubych, w odstępach 0,67 *m*. Otwory wybijano kafarem parowym i wypełniano je piaskiem, żwirem i zaprawą cementową. Sprawozdawca przedstawia rzecz trafnie, ale nie wspomina wcale czy ubijano te materiały i czy było to możliwe w otworach głębokich 8 *m*, a szerokich 20 *cm*, bez zupełnego odkształcenia tych otworów. Próby obciążenia nie było, jak zwykle w takich razach.

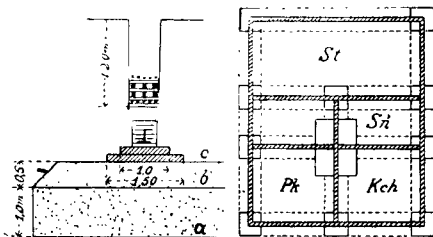


Przez silne ubijanie i dodanie zaprawy powiększamy spójność słupa i grubość jego; powstają w ten sposób słupy czyli filary tłoczone, systemu Dulac, o których mówimy pod l. 34.

Powyższe sposoby polegające na zgęszczeniu wierzchniej warstwy ziemi, nie zmieniają w niczem własności gruntu sąsiedniego. Grunt ten jest nadal bardzo miękki i mokry jak przedtem, mury i podwórza są mokre, bruki się zapadają. Nie uzyskujemy przeto nic, po za możliwością wykonania budowli.

Jeżeli więc potrzebna jest poprawa warunków zdrowotnych i ułatwienie urządzeń gospodarczych, to otrzymać je można tylko przez osuszenie gruntu, a to o ile w danych warunkach i w dozwolonych granicach nakładu, można znaleźć stały odpływ dla wody w odpowiedniej głębokości. Przypomnienie tej starej prawdy znajdujemy w Centralblatt d. Bv. 1904 s. 423.

522.



Sprawozdanie mówi o fundowaniu budowli na bagnach pod Borową karczmą („Heydekrug“ powiat Świecki, regencya Kwidzińska), według przepisów wydanych przez pruską komisję rządową.

Do osuszenia zaleca komisya rowy, według wymiarów na r. 522, w których układane być mają drewniane dreny, warstwami naprzemian wzdłuż i w poprzek. Dreny te działać mają przynajmniej rok, żeby torf osiadł się należycie. Następnie obciążona ma być cała powierzchnia nasypem piasku *ab* grubym około 1,0 *m* który nadto obciąża się jak można najsilniej. Nasyp ten zwykle zatapia się

zupełnie w torfie, poczem sypią drugą warstwę piasku tej samej grubości, która już mniej się zapada; ale zwykle potrzeba jeszcze trzeciej warstwy *bc*, 0,5 grubej. Na niej można już położyć płyty żelazno-betonowe, a na nich cokolwiek ceglany uzbrojony podłużnym dźwigarem; dźwigary łączone są na skrzyżowaniach blachami pionowymi.

W ten sposób torf osiada się przez osuszenie około 1 *m*, pokład *ac* grubości pierwotnej 1,8, osiada się jeszcze o 0,8; co jest jednak dosyć mało, w porównaniu do zapadania się nasypów na bagnach, bez przygotowanego osuszenia. Natomiast to samo osuszenie wykonane z konieczności dla gotowej budowli, wywołuje silne osiadanie murów, jest często szkodliwe dla ustroju, niekiedy niebezpieczne, a jednak jest to jedyny środek prowadzący do znośnych warunków bytu mieszkańców, a często niezbędny także dla trwałej równowagi budowli.

Pod l. 12 *c* i 26 *c* opisane jest podwodne tworzenie betonu według inżyniera Kinipple, przez wtłaczanie płynnego cementu w pokład żwiru; i również według Neukircha, przez wstrzykiwanie suchego cementu. Oba te postępowania zaliczyć można także do sposobów zgęszczania i utrwalania gruntu. Powołując się na uwagi zapisane pod l. 12 *c* i 26 *c* podam jeszcze następujący przykład.

Most sklepiony pod Ehingen, ma trzy otwory 20, 21, 20 *m*. Lewy jego przyczółek miał być oparty na skale, w głębokości 2,5 *m* pod m. w. Wypompowanie wody z zagłębia w bardzo przepuszczalnym żwirze, byłoby nie możliwe; fundowanie zaś wprost na żwirze i wobec przystępu wody, nie uznano za dosyć bezpieczne przeciw parciu tak wielkiego sklepienia. Wbijano zatem w żwir aż do skały rury Mannesmana 40 *mm* szerokie; następnie wtłaczano w nie pompą płynny cement tak długo jak go pokład pochłaniał. Gdy pochłanianie ustawało, podciągano rurę wyżej i pompowano dalej. W ten sposób postępowano aż do powierzchni pokładu. Rury były zapewne zakończone stożkiem, i u spodu dziurkowane, o czym sprawozdanie nie wspomina. Nie mówi również w jakich odstępach bite były te rury.

Wtłoczono w ten sposób około 700 cetnarów metr. cementu portlandzkiego i utworzono do koła rodzaj grodzy. Po wykonaniu wykopu do podstawy fundamentu okazało się, że pokład żwiru zamieniony został na doskonały beton (słowa sprawozdania); ale próby obciążenia nie wykonano.

Tego samego sposobu używano do uszczelnienia palisad, przy obu filarach tegoż mostu; przez co możliwym było fundowanie przy małym pompowaniu wody. Potem użyto go także zamiast oskałowania, przeciw podmyciu tych filarów. (Obszerniej w DBz. 1901 s. 458 z rysunkami. CBl. 1901 s. 506 daje rysunek mostu).

Przy budowie kolei podziemnej w Berlinie (CBl. 1898 s. 599) badano z wielkimi ofiarami, o ile możliwym jest napajanie cementem piasku nasyczonego wodą, który stanowi podkład Berlina. Celem badania, było zabezpieczenie przeciw rdzy żelaznych rur tworzących tunel, a to za pomocą powłoki z betonu wykonanej w powyższy sposób. Podobnież miała być uszczelniona szczelina pozostająca między puklerzem a ostateczną rurą tunelu. Próby wcale się nie powiodły. Pokazało się, że płynna zaprawa wnika w głąb piasku tylko na małej przestrzeni; że przed otworem rury tworzy się bardzo prędko z betonu krótki ścięty stożek, który dal-sze przenikanie zaprawy wstrzymuje zupełnie; pomimo, że używano umyślnie na ten cel zbudowanych maszyn, i wielkiego ciśnienia wody lub powietrza.

Można zatem używać tego sposobu do uszczelniania w korzystnych warunkach, ale nie wszędzie. Można wypełniać w murach i fundamentach lub po za nimi miejsca puste lub szczeliny, i spodziewać się dobrego skutku w dosyć grubym żwirze, dosyć luźno ułożonym. Natomiast w cienkim i zbitym piasku, jednostajne nasycenie większej grubości, prawdopodobnie nie jest możliwe. Tworzyć się będą raczej kłęby i gniazda, podobne do betonu, ale nie jednostajna masa. Potrzeba jeszcze bardzo obszernych doświadczeń, wykonanych na wielkie rozmiary. Patrz także l. 26 c i 39 D.

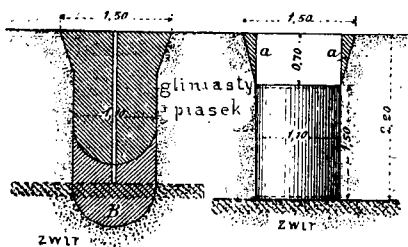
Podobne ograniczenia stosują się do postępowania Neukircha; jak wnosić wypada ze sprawozdania w A. p. ch. 1895 I s. 108. Potrzeba koniecznie żeby piasek był napojony wodą i bardzo ruchliwy. Tylko w takich warunkach, prąd powietrza wprowadzający do piasku cement, wywołuje wewnątrz piasku wrzenie podobne do wrzenia wody; a niezbędne dla jednostajności mieszanki. Po przerwaniu prądu, piasek szybko się osiada. Według słów sprawozdawcy stwierdzono w pewnym przypadku, że po wprowadzeniu do piasku 20% cementu, objętość jego znacznie się zmniejszyła. Rura tłocząca miała 40 mm średnicy, była ostro zakończona i dziurkowana; otwory te miały 9 mm średnicy. Przy pomocy prądu powietrza, rura taka może być bardzo szybko zapuszczona do głębokości 5 do 6 m; a podczas tłoczenia cementu należy ją zwolna podnosić. Dla jednostajności napojenia, zaleca wynalazca zapuszczanie rury w bardzo małych odstępach, bo tylko 20 do 25 cm; zaleca także ogrzewać powietrze, ażeby uniknąć przy wylocie rury zbyt szybkiego skroplenia pary zawartej w powietrzu. Ta para bowiem wywołuje zlepianie się cementu i może rurę zatkać. Wspomniane źródło podaje rysunki ustawienia przyrządów przy zastosowaniu tego postępowania.

CBI. 1884 s. 334 wspomina o włączaniu do piasku siarczanu miedzi i tworzeniu w ten sposób sztucznego piaskowca.

Wytłaczanie ziemi za pomocą dynamitu, zastosowane było w Lyonie przy fundowaniu muru podporowego (r. 523).

Wierzchnia warstwa 0,8 do 2,2 gruba, składała się z bardzo drobnego gliniastego piasku, z domieszkami roślinnymi. Piasek nasycony był wodą napływającą ze żwiru pod nim leżącego, i wskutek tego miał postać płynnego mułu.

523.



Z początku, przy głębokości 0,8 fundowano za pomocą bagrowania, między ścianami z desek; ta robota była jednak bardzo mozolna i kosztowna. Później, przy większej głębokości fundamentu na podstawie przygotowawczych doświadczeń, zarządzono następujące postępowanie. Czterech ludzi wierceło do żwiru otwór świdrem 43 mm szerokim, co trwało 2 do 3

minut. W ten otwór spuszczano na drewnianym pręcie ładunek 100 gr dynamitu (8 patronów na 1 m głębokości otworu), dokoła w promieniu 5 m usuwano wszelkie narzędzia i materiały, i wywoływano wybuch. Dynamit rozpychał ściany otworu, wypychał wodę, i tworzył kolistą dół tak szeroki, że przy należytych pośpiechu można było wstawić w niego blaszaną rurę 1,10 szeroką 1,5 wysoką. Tylko w górnej części dołu, odrywał wybuch nieco piasku i tworzył lejkowate rozszerzenie (a na r. 523). Ten piasek wpadał po części napowrót do dołu, i wypełniał przestrzeń B na rysunku. Natychmiast po wybuchu wstawiano rzeczoną



rurę do dołu, i dwaj robotnicy pobijali ją młotami. Trzeci robotnik stał wewnątrz i wyrzucał piasek, który był z początku bardzo zbity; ale kopanie nie mogło trwać dłużej jak pół godziny, bo po upływie tego czasu ukazywała się napowrót woda. Resztę mułu pozostałą na żwirze bagrowano. Jeżeli głębokość dołu była większa od 1,5 m, zbierano dokoła skarpe na części wystającej ponad rurą. Następnie rurę 1,5 wysoką napełniano do połowy betonem, a potem za pomocą silnego wielokrażka, podnoszono ją nieco w górę; dosypywano betonu i znowu podciągano rurę i t. d. aż cały otwór wypełniony był betonem, a rura wydobyta. Dla zaczepienia łańcuchów od wielokrażka, górny brzeg rury miał dokoła odpowiednie otwory. W ciągu 10 godzin dziennej pracy, wprawni robotnicy wykonywali do 5 takich filarów średnio 2 m głębokich. Stały one w odstępach osiowych po 6 m, i łączone były płaskimi sklepieniami z betonu.

Koszta wynosiły tylko 30 do 40% tych, których wymagało bagrowanie i betonowanie między ścianami.

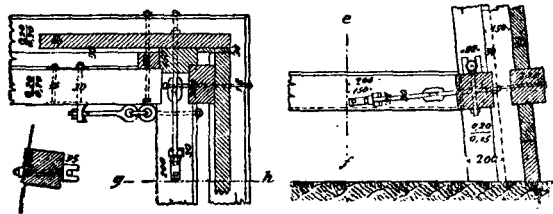
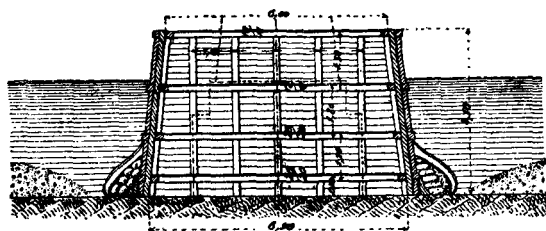
To umiejętnie i ciekawe postępowanie, może być zastosowane w pokładach bardzo jednostajnych; bo tylko w takich kształt wytłoczonego otworu może być dokładnie kolisty. Przytem nie może być pokład bardzo przepuszczalny, ażeby wypchnięta woda nie powracała zbyt prędko, i zostawiała czas potrzebny do wykonania robót, wzrastający wraz z głębokością dołu. Wreszcie odstęp między filarami muszą być tak wielkie (około 6 m), żeby wybuch dynamitu nie udzielał się sąsiednim filarom już wykonanym. Największą zaletą tego postępowania jest bardzo, szybki postęp roboty.

Więcej szczegółów podają Nouv. An. d. l. C. 1887 s. 104 i CBl. 1887 s. 490.

### 31. Fundowanie w skrzyni bez dna.

Jeżeli fundowanie pośród wody ma być wykonane na sucho, t. j. z wy-czerpaniem, a przytem na pokładzie wytrzymałym leży warstwa przepuszczalna

524.



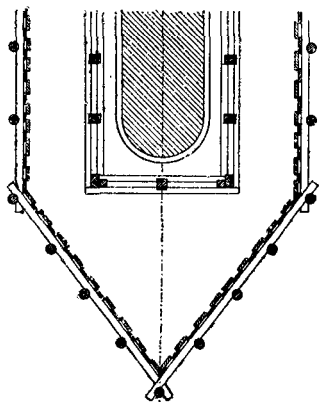
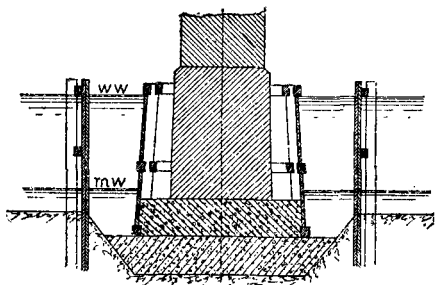
lub bardzo miękka, wówczas o-grodzenie zagłębienia przeniknąć musi tę warstwę. Palisady stają się wysokie i kosztowne; a gdy nad-to warstwa przepuszczalna składa się z grubego żwiru, rylników, kamieni i t. p. bicie palisady może przedstawiać wielkie trudności. W takich warunkach korzystnie jest związać naprzód całą ścianę mającą otaczać fundament, i utworzyć w ten sposób skrzynię bez dna. Następnie, jeżeli pokład który ma być usunięty jest miękki i jednostajny, można skrzynię postawić na dnie rzeki, bagrować wewnątrz skrzyni i zapuścić ją

w ten sposób do pokładu wytrzymałego, przy pomocy obciążenia. Jeżeli zaś pokład jest twardy, jeżeli pnie drzewa lub kamienie utrudniają bagrowanie, można

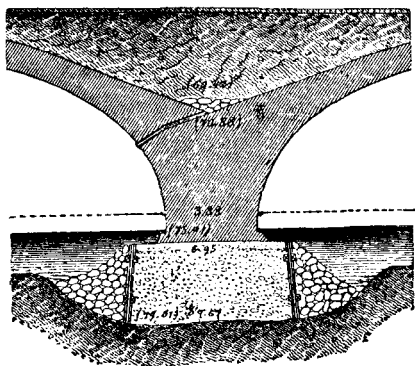
naprzód wybagrować zagłębienie ze skarpami, a na przygotowanym spodzie fundamentu postawić skrzynię (r. 524). AP. 1881 I. s. 330 tab. 9).

Skrzynia będzie zawsze o wiele szczelniejsza, niż najlepsza palisada. Zwykle więc chodzi tylko o uszczelnienie dolnej krawędzi, a gdy to zostało dokonane, wyczerpanie wody nie przedstawia trudności.

525.



526.



Po zapuszczeniu skrzyni do ostatecznego położenia, wierzch jej leżeć powinien 0,3 do 0,5 nad poziomem najwyższego stanu wody, przewidzianego na czas budowy (patrz l. 23 s. 283); ztąd wypada potrzebna wysokość skrzyni. Ze względu zaś na trudność szczelnego związania i poruszania skrzyni, praktyczne maximum wysokości leży około 5 m, a może być tem większe, im mniejsze są jej wymiary poziome. Te uwagi określają zarazem granicę głębokości fundamentu pod powierzchnią wody, do której może być zastosowane fundowanie w skrzyni bez dna; wszelako wysokość skrzyni można zmniejszyć rzucając naprzód pokład betonu do wybagrowanego zagłębienia, i stawiając skrzynię na betonie (r. 525).

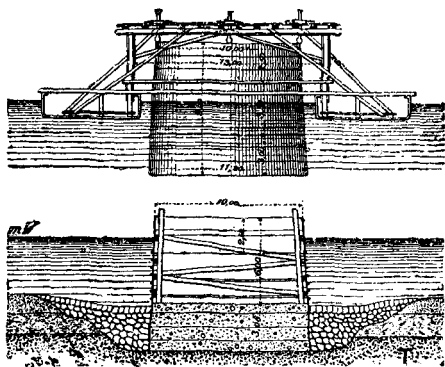
Po wyprowadzeniu budowli nad zewnętrzną powierzchnię wody, skrzynia może być rozebrana i ponownie użyta. Niekiedy jednak część fundamentu leżąca pod najniższym stanem wody wypełnia skrzynię całkowicie i przylega do jej ścian; a wówczas ta część skrzyni pozostaje pod wodą, jako zasłona od prądu (r. 526). Gdy skrzynia jest wysoka i kosztowna, korzystnem być może podzielenie fundamentu na kilka skrzyń; wówczas bowiem wierzchnia część zdejmowana, może być kilkakrotnie użyta do kolejnych części fundamentu.

W rzucie poziomym skrzynia ma wymiary jak można najmniejsze, dla oszczędności miejsca i ciężaru; wszelako zbyt małe odstępy między ścianami skrzyni a licami budowli, nie są praktyczne. Przy filarze muryrowanym potrzeba około 0,5 m, przy filarze betonowym przynajmniej 0,3 wolnego miejsca. Ściany boczne pochylone bywają około  $\frac{1}{10}$ , co nadaje skrzyni nieco sztywności; ta sztywność powiększona być musi za pomocą licznych rozpór wewnętrznych. Skrzynia może być związana na łądzie, zawieszona na rusztowaniu między galarami, i spławiona na miejsce budowy (r. 527). Albo też może być związana na rusztowaniu stałym, pionowo nad miejscem swego przeznaczenia, (r. 529). Pierwszy sposób właściwy jest tam, gdzie głębokość wody wystarcza

bodaj chwilowo dla ruchu obciążonych galarów; a przytem prąd łagodny pozwala utrzymać galary w stałym położeniu. Drugi sposób zastosowany być może w odwrotnych warunkach.

W razie zastosowania stałego rusztowania, można w miarę potrzeby zasłonić skrzynię od strony prądu, t. j. z trzech stron zagłębienia (r. 525), za pomocą lekkiej ściany z desek lub faszyn (l. 1 r. 33). Taka zasłona nie potrzebuje być szczelna; wystarczy bowiem, gdy wewnątrz powstaje słaby prąd. Wewnątrz zasłony można wykonać bagrowanie ze skarpami; przez co powiększa się wprawdzie objętość bagrowania, ale na jednostkę objętości koszt jest znacznie mniejszy niż przy bagrowaniu wewnątrz skrzyni.

527.



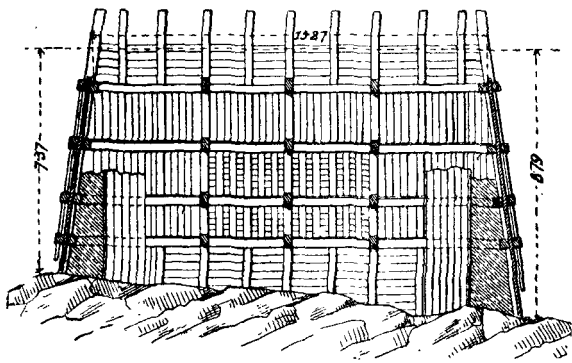
Natomiast przez zastosowanie zasłony, zajmujemy znacznie większą część przekroju wody niż wymaga sama skrzynia. Postępowanie traci zatem jedną z najważniejszych zalet, i staje się mniej proste. Zasłona i skrzynia razem, mogą kosztować tyle co grodze lub więcej.

Fundowanie w skrzyni bez dna było najwięcej używane i wydoskonalone we Francji; liczne przykłady opisuje Debauxe (fondations) oraz An. d. ponts et ch. 1881 I. s. 323. Z początku używano skrzyń drewnianych, potem żelaznych.

Skrzynia drewniana ma w przekroju poziomym kształt prostokąta (r. 524). Szkielet ścian składa się ze słupów i z poziomych wieńców; te tworzą sieć, która wypełniona być musi szczelnem opierzeniem z brusów. Opierzenie powinno na zewnątrz licować z wieńcami, jeżeli skrzynia ma być zapuszczana.

Wszystkie części składowe obrachowane być winny na największe możliwe ciśnienie wody. Stosownie zatem do odstępów między słupami, ustawione

528.



będą rozpory między przeciwległymi ścianami; stanowią one bowiem punkty stałe dla słupów. W miarę postępu murowania, rozpory muszą być usuwane i przenoszone na wykonany mur. W miarę potrzeby można też zmniejszać ciśnienie, przez stopniowe napełnianie skrzyni wodą. Naroża wieńców wymagają silnego związania żelazem (r. 524).

Skrzynia żelazna może mieć w przekroju poziomym zakończenia półkoliste, korzystniejsze dla natężeń materiału niż prostokątne. Składa się zwykle z bębnow blachy, łączonych kątownikami (r. 527); rozpory są przeważnie drewniane.

Uszczelnienie podstawy najłatwiej wykonać betonem r. 527. Przy należytem obciążeniu skrzyni i pochyleniu ścian bocznych, ciężar jej opiera się podniesieniu betonu, i powiększa jego szczelność na obwodzie. Szczelność jest

tem większa, jeżeli część pokładu betonu leży pod skrzynią (r. 525). Przy pomocy takiej warstwy wykonanej w tymczasowej osłonie, można wyrównać głębokość i uzyskać płaszczyznę poziomą na nieregularnej powierzchni skały. W ten sposób unika się trudnych do wykonania kształtów skrzyni, jak ten który widzimy na r. 528 (Debauve).

W nowszych budowlach, beton wypełnia skrzynię przynajmniej do stanu małej wody; ale tylko ta część która potrzebna jest do szczelności skrzyni, wykonana bywa sposobem podwodnym; reszta zaś, po wypompowaniu wody, wykonywa się na sucho.

~  
Dawniejszy sposób uszczelniania spodu skrzyń, usprawiedliwiony ówczesną wysoką ceną betonu, widzimy na r. 524. Przedstawia on skrzynię z fundacji mostu pod Beynac według Debauve'a (tab. 8)\*. Uszczelnienie wykonane było za

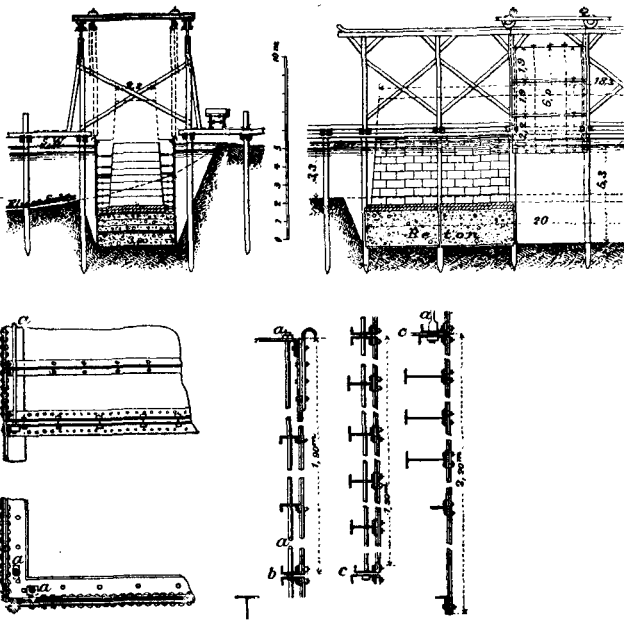
pomocą gliny i płótna żaglowego, które obciążono kamieniami.

Na r. 528 widzimy grodze wykonane wewnątrz skrzyni.

Skrzynię żelazną zastosowaną do fundowania mostu na Dunaju pod Gutenstein według Deut. Bz. 1894 st. 605 przedstawia r. 529.

Fundament środkowego filara miał być założony na pokładzie zbitego żwiru w głębokości 5,3, a dno rzeki leżało 3,5 pod najniższym stanem wody. Filar miał na podstawie wymiary 20 × 3,8; podzielono więc fundament na pięć skrzyń 6 m wysokich, o wymiarach poziomych 3,96 × 3,8. Wy-

529.



sokość skrzyń podzielono na 3 części. Dolne bębny 2,2 wysokie wypełnione betonem, miały pozostać przy fundamencie jako stała jego osłona; oba zaś wyższe, wysokie po 1,9 oparte na pierwszym za pomocą podkładek kauczuku i szczelnie z nim ześrubowane, miały być zdejmowane po wymurowaniu każdej części filara wyżej stanu wody, i użyte do wszystkich pięciu części fundamentu. W ten sposób potrzeba było do wykonania całego fundamentu 5 dolnych i dwóch górnych, razem 7 bębnow. Blacha dolnych wypełnionych betonem, była 4,5 mm gruba; blacha górnych miała grubość 5 do 7 mm, dla należytej sztywności. Wszystkie były nadto wzmocnione żebrami z wzorówek T-1, jak przedstawia rysunek. Tych żeber było stanowczo za dużo. Nitowanie blach było szczelne, a nadto oba górne bębny były ze sobą szczelnie ześrubowane. Część ruchoma połączona była z dolnym bębniem po części za pomocą zwykłych śrub na spójniu c, a nadto za pomocą 20 śrub kotwicznych o długości 3,9, sięgających od c

\*) Szczegółowy opis w AP. 1881 I. s. 330—339.

do wierzchu, które miały naśrubki na obu końcach. Śruby na spojeniu *c* wyjmowane były zaraz po napełnieniu dolnego bębna betonem; zaś śruby kotwiczne odcjmowano dopiero po ukończeniu murowania w skrzyni; przytem dolne naśrubki przy *c* były za każdym razem stracone.

Pomiędzy częściami filara wykonanemi w sąsiednich skrzyniach, powstawały odstępy wynoszące około 42 *cm*. Do poziomu najniższego stanu wody zamknięto je ciosami; części niżej leżące zasłanianio z obu stron brusami, i zalewano betonem. Wyższa zatem część filara była murowana bez przerwy. Budowa trwała cztery miesiące.

Rusztowanie robocze składało się z czterech szeregów pali. Wewnętrzne dwa szeregi trzymały tor dla wyciągu wózkowego, unoszącego bębny skrzyni. Były one bite do 1,5 *m* niżej podstawy fundamentu, i tak wysokie, żeby ruchome bębny można podnosić i przesuwać nad gotowym murem. Rusztowanie i wyciąg obrachowane były na ciężar ruchomy 12 *t*; a wyciąg składał się z czterech wielokrążków po 3 *t* udźwigu.

Znitowane bębny wtaczano na wałkach pod wyciąg, przewożono na właściwe miejsce i szczelnie ze sobą wiązano na rusztowaniu. Tymczasem kończono bagrowanie bez osłony, jak widzimy z rysunku, i podstawę fundamentu wyrównywano poziomo. Następnie gotową skrzynię spuszczano na dno na wielokrążkach, a po dokładnem ustawieniu w płaszczyźnie poziomej, utrwalano jej położenie względem rusztowania, i obciążano ją szynami.

Na krawędziach utrwalonej skrzyni ułożono podłogę roboczą i na niej miészano beton. Zatapiano go w skrzyni półwałcowej zwyczajnego ustroju, z lekkiem pokrywami blaszanemi. Powierzchnię betonu wyrównano pod wodą o ile to było możliwe, a po trzech dniach wypompowano wodę i wykonano dalsze roboty na sucho. Sprawozdawca podaje następujące koszta:

Rusztowania . . . . .	4016 mk.
Wyciąg ze śrubami i związaniem . .	1384 „
Skrzynia: 24800 <i>kg</i> po 0,38 mk. = .	9424 mk.
Dowóz, związanie i poruszanie . .	<u>1807 „</u> 11231 „
Bagrowanie wraz z przyrządem . .	4500 mk.
Przybory i roboty pomocnicze . .	<u>5085 „</u> 9585 „
Pompowanie . . . . .	150 „
Kierownictwo i usunięcie rusztowań .	<u>1336 „</u>
razem . . . . .	27702 mk.
Z tego odpada: wartość pozostałego wyciągu .	600 mk.
„ górnych części skrzyń .	1500 „
„ bagrownicy . . . . .	3000 „
„ drzewa z rusztowania .	<u>100 „</u>
razem . . . . .	5200 mk.

Pozostają zatem koszta 22502 mk. = okr. 27000 kor. Natomiast fundowanie w grodzach kosztowałoby według obrachowania sprawozdawcy około 38400 kor. Większa część tej oszczędności wynikła z oszczędności żelaza; albowiem z powyższego wypada, że na 1 *m*<sup>3</sup> objętości skrzyni zużyto tylko

$$\frac{24800}{3,8 \cdot 20 \cdot 6} = 54,4 \text{ kg.}$$

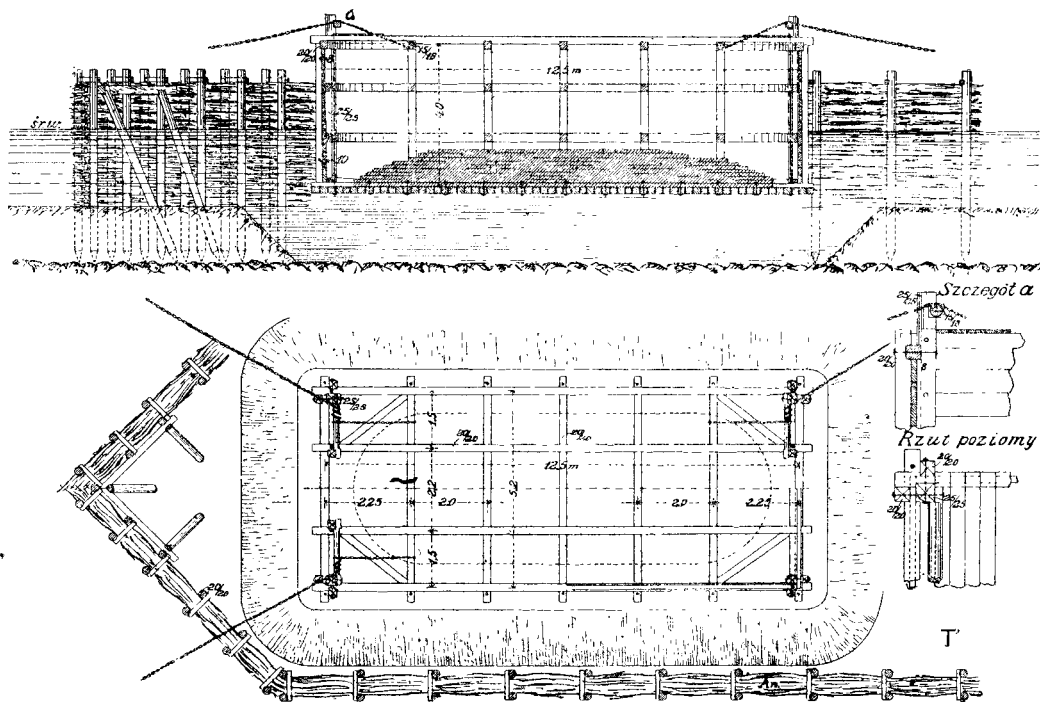
Przy moście na Marnie pod Nogent (r. 527), przy wysokości skrzyni 9 m wynosił odpowiedni ciężar około 100 kg; a przy fundowaniu mostu na Wezerze pod Bremą przy wysokości 4,5 m wynosił około 77 kg (Willmann str. 183/5, ZH. 1869 st. 215).

Skrzynie żelazno-betonowe są obecnie coraz częściej używane, ale przeważnie wtedy, gdy mogą być stawiane na sucho i zapuszczane. Są lepsze od drewnianych przez swą doskonałą szczelność, sztywność i większy ciężar, który ułatwia zapuszczanie; ale zarazem wskutek większego ciężaru nie są przydatne do spławiania lub przewozu galarami. Bywają też formowane na miejscu budowy i zapuszczane przez wykonanie wykopu wewnątrz. To postępowanie pozwala mi zaliczyć je do studzien. (Patrz rysunki pod l. 35).

### 32. Fundowanie w skrzyni pływającej.

Jeżeli uzupełnimy skrzynię opisaną pod l. 31, dodając jej szczelne dno, natenczas może ona pływać. Spławivszy skrzynię na miejsce budowy, można wewnątrz niej murować, i przez obciążenie zatopić ją (r. 530), a gdy mur wznioł się nad poziom zewnętrznej wody, ściany boczne mogą być rozebrane, a dno po-

530.



zostaje pod budowlą. Skrzynia pływająca usuwa lepiej pompowanie wody i pozwala prędzej wykonać podwodną budowę, niż skrzynia bez dna. Warunki właściwe do zastosowania obu sposobów są jednakowe; ale podstawa dla skrzyni pływającej musi być lepiej wyrównana.

Powierznię piasku łatwo wyrównać pod wodą, przeciągając po niej kilkakrotnie ciężką żelazną szynę. Wyrównanie materiałów spoistych przedstawia

trudności, ale ominąć je można przez wyrównanie betonem, który sypać należy za pomocą lejka z wałkami. Powiększając grubość pokładu betonu, można zmniejszyć wysokość skrzyni.

Jeżeli dla uzyskania należytej wytrzymałości podstawy potrzeba było bić pale, trudne jest dobre oparcie skrzyni na palach, dające pewność jednakowego obciążenia wszystkich pali. Ażeby wszystkie pale uciąć dokładnie w jednym poziomie, potrzeba niekiedy użyć nurków. Jeżeli zamierzamy wypełnić przestrzenie między palami żwirem lub kamieniami, natenczas materiał leżący luźno na dnie, musi być usunięty przed biciem pali, ażeby następnie materiał wypełniający miał należyte oparcie. To wypełnienie nie powinno się wznosić ponad głowy pali, ażeby nie przeszkadzało dobremu oparciu skrzyni na palach. W każdym razie, głowy pali wciskają się w dno skrzyni; a to zwykle nie jednakowo. To wgniecenie wynosiło n. p. przy moście pod Szczecinem 2,5 do 4,0 *cm*; co jest dowodem, że pale nie były jednakowo obciążone. Te wszystkie trudności które opisuje Willmann (str. 172/3), omijamy zupełnie, wypełniając przestrzenie między palami betonem, i wznosząc jego powierzchnię około 0,5 *m* nad głowy pali. Obszerniej będzie o tem mowa pod l. 33 A.

Do kierowania skrzyni przy zatapianiu na słabym prądzie, wystarczy przysposobić kilka pali lub innych punktów stałych, aby do nich przytwierdzić można liny. Jeżeli do przygotowania podstawy skrzyni, a mianowicie dla bagrowania, sypiania betonu, bicia pali i t. p. potrzebna była zasłona od prądu, oraz odpowiednie rusztowanie, to wystarczą one również do zatapiania skrzyni. Po większej części jednak, potrzeba wykonać zasłonę z trzech stron tymczasowo do poziomu wody; zaś od strony odpływu wykonać ją o tyle niższą lub zupełnie usunąć, żeby można z tej strony wprowadzić skrzynię.

Zaraz po zatopieniu skrzyni, ciśnienie jej na podstawę jest małe; a przytem przez zmiany tymczasowego obciążenia można je dowolnie zmniejszać, i ułatwić przez to dokładne osiowe ustawienie skrzyni. Następnie należy skrzynię silnie obciążyć i wyprowadzić mur wyżej poziomu wody; a wreszcie usunąć ściany boczne.

Po rozebraniu skrzyni, tymczasowe zasłony można według miejscowych potrzeb usunąć, pobić głębiej, lub obciąć do najniższego stanu wody. Tożsamo odnosi się do palisady stałej, jeżeli fundament ma być taką palisadą otoczony. Wreszcie miejsce próżne pozostałe między wykopem a budowlą wypełniamy narzutem, i uzupełniamy ubezpieczenie fundamentu według projektu.

Filar mostu pomieścić można zwykle w jednej skrzyni; bulwary zaś i inne budowle o wielkiej długości dzielone być muszą na kilka skrzyń. Te same ściany boczne mogą być używane kilkakrotnie, a ztąd wynika znaczna oszczędność.

Wiązanie skrzyni na łądzie, może być urządzone w rozmaity sposób. Najczęściej spoczywa ona na wałkach, a te na poziomych belkach podłużnych. Belki oparte są na podporach i klinach, które po ukończeniu skrzyni wysuwa się stopniowo. Skrzynia pochyła się przez to i stacza się na wałkach do wody, gdzie powinna mieć zaraz dostateczną głębokość.

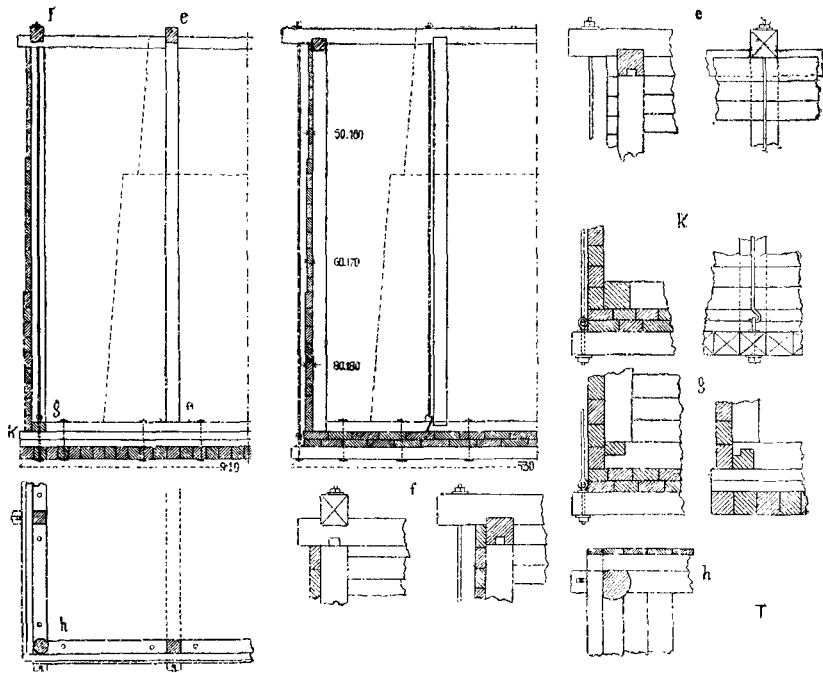
Jeżeli teren jest mało przepuszczalny, można urządzić dla budowy skrzyni przestrzeń dosyć nisko położoną, od strony wody zamkniętą, i wypompować z niej wodę. Po ukończeniu skrzyni wodę się wpuszcza, skrzynia spływa, i może być wprowadzona na rzekę. W obszarach morskich, można w ten sposób korzystać z przypływu i odpływu morza.

Na słabym prądzie, w przystani lub zatoce dostatecznie głębokiej lub po-

głębionej, można wiązać skrzynię na tratwie, trzymanej na powierzchni wody przez odpowiednią ilość pustych beczek. Po ukończeniu, beczki napełnia się wodą lub odczepia od tratwy; skrzynia zanurza się, a drzewo tratwy może być częściowo wyciągnięte z pod pływającej skrzyni.

Skrzynia drewniana. Ze względu na łatwe rozbieganie, ustrój skrzyni pływającej musi być odmienny od skrzyni bez dna. Najwłaściwiej jest związać dno z jednej płaszczyzny belek, ściągniętych śrubami (r. 531 według Strukla). Mniej ważnym jest, czy będą one łączone na wpusty, czy gładko stykane; w razie nieszczelności, łatwiej znaleźć miejsca wadliwe gdy niema wpustów. Szczelność szwów uzyskuje się przez wkładki konopi i zalanie smołą. Dolna płaszczyzna powinna być gładka, bez wystających krawędzi. Grubość belek (12 do 20 cm) odpowiada sztywności i łatwemu uszczelnieniu. Nie są one wystawione na dzia-

531.



łanie momentów, o ile wznoszenie budowli wewnątrz skrzyni postępuje jednostajnie na całej powierzchni. Małe momenty powstają tylko z ciężaru własnego skrzyni, rozłożonego jednostajnie na powierzchnię dna, nim zaczniemy murować.

Ściany boczne są pionowe, tego samego ustroju co dno. Do utrzymania płaszczyzny podczas wiązania, służą podwójne kleszcze pionowe czyli słupy, stojące na silnych czopach w belkach obwodowych dna. W narożach skrzyni, potrzebne są silne słupy dla trzymania ścian. Ściany nie są stale połączone z dnem (r. 531 e), lecz tylko przyciśnięte do obwodu za pomocą pionowych prętów śrubowych i belek poprzecznych, opartych na skrzyni. Po odkręceniu górnych naśrubków można pręty śrub wysunąć z pierścieni, lub wykręcić z dolnych naśrubków wpuszczonych w belki dna (r. 532).

Na r. 532 połączenie ścian z podstawą umieszczone jest wewnątrz skrzyni

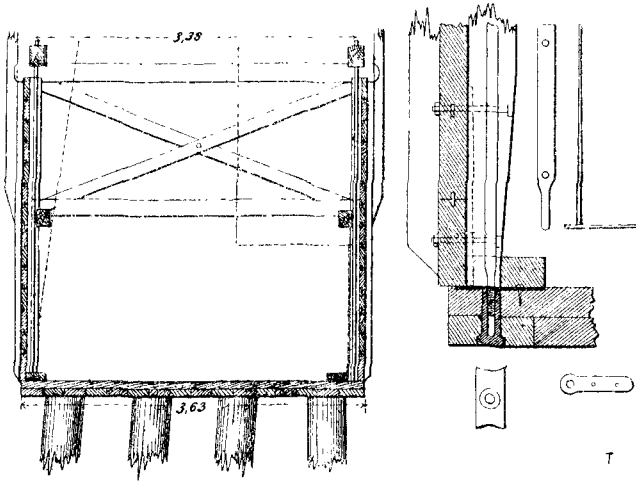


i wykonane za pomocą naśrubków stałych wpuszczonych w podstawę. Sądzę, że z powodu ciasnego miejsca jest ono mniej wygodne, i trudniejsze do wykonania niż poprzednie. Ten rysunek przedstawia przekrój skrzyni używanej do fundowania bulwaru na wyspie Méry pod Rouen (Wochenschrift f. Arch. u. Ing. 1881.

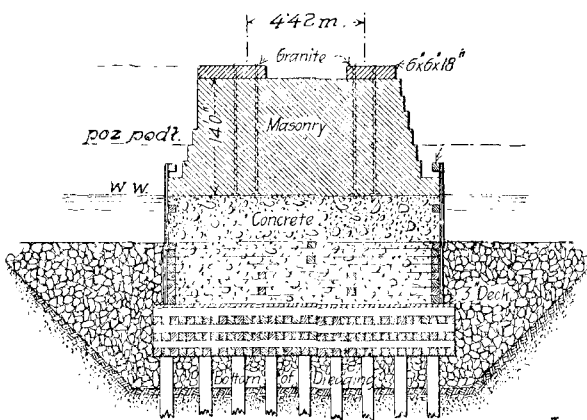
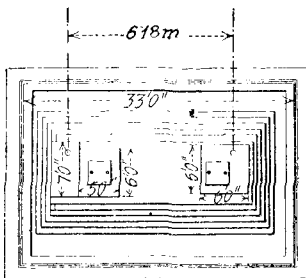
Także Brennecke 1906 s. 282). Grubość ścian wynosi u góry przynajmniej 8 cm ze względu na uszczelnienie; niżej zastosowana być musi do ciśnienia wody i odstępu słupów. Wewnętrzne słupy wymagają silnych i częstych rozpór, dla zmniejszenia momentów ciśnienia wody, i dla ulżenia dolnym czopom. W miarę postępu murowania, rozpory przenoszone są na budowlę.

Przykład skrzyni pływającej o bardzo ciężkim ustroju postawionej na palach, podaje Eng. News. 1899 t. II z 28. września (r. 533). Wymiary poziome są  $10 \times 7$  m, wysokość 6 m; dno składa się z sześciu płaszczyzn belek 30 cm grubych. Pale ucięte były 4,5 m pod dnem rzeki, skrzynie te zastępowały zatem kosztowne fundowanie w grodzach. Za-

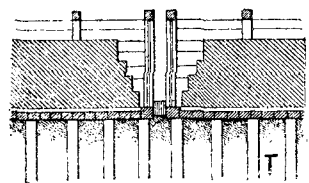
532.



533.



534.



tapianie ich odbyło się przez obciążenie betonem, na którym spoczął mur.

Rys. 534 przedstawia łączenie sąsiednich części fundamentu bulwaru, wykonanych w skrzyniach. (Willm. str. 171). Między poprzeczne belki obwodowe przy dnach obu skrzyń, wbito trzecią belkę o ścianach bocznych pochyło obrobionych. W miarę potrzeby można ją nadto przytwierdzić poprzecznymi klamrami, obejmującymi ją i wbitemi w belki obu skrzyń. Słupy narożne mogą być zaopatrzone w zakładki lub wpusty, przy pomocy których odstę-

pnęto ich do siebie. W miarę potrzeby można ją nadto przytwierdzić poprzecznymi klamrami, obejmującymi ją i wbitemi w belki obu skrzyń. Słupy narożne mogą być zaopatrzone w zakładki lub wpusty, przy pomocy których odstę-

między nimi można zamknąć brusami; a wreszcie wypompować wodę z odstępu między skrzyniami, usunąć ściany poprzeczne skrzyń, i połączyć obie części fundamentu.

Skrzynia żelazna. Wykonane dotychczas skrzynie żelazne, miały ściany boczne stałe połączone z dnem; pozostawały zatem w fundamencie po

ukończeniu. Z łatwością jednak mogą być zastosowane do rozbierania, na wzór skrzyni mostu pod Gutenstein, opisaney w poprzednim rozdziale.

Rys. 535 przedstawia skrzynię zastosowaną przy budowie tamy portowej w Bilbao, według An. d. p. ch. 1897 t. 3 s. 431/2. Ma ona wymiary  $13 \times 7 \times 7$ , jest podzielona ścianami blaszanymi na sześć komór, i ma betonowe dno  $1,5 m$  grube. Ściany pokryte były wewnątrz powłoką z betonu. Spławiono ją na miejsce budowy, i przez obciążenie postawiono na narzucie kamiennym, wyrównanym w poziomie  $5 m$  pod najniższym stanem równonocnym. Następnie wypeł-

niono każdą skrzynię za pomocą 12 bloków o wymiarach  $4 \times 3 \times 2,5$  i warstwy betonu  $0,5$  grubej.

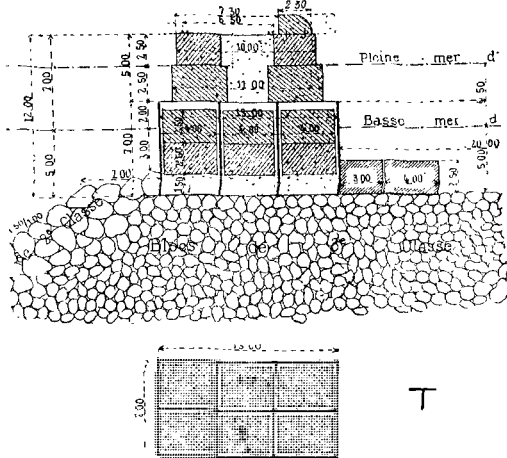
Skrzynia żelazna o wymiarach wyjątkowo wielkich, zastosowana była przy fundowaniu głowy portu w Cuxhaven (ZfB. 1898 s. 393 tab. 48). Była ona  $120 m$  długa,  $15,5$  wysoka, a szeroka u spodu  $9,0$ , u góry  $7,45$ . Opierała się tak jak poprzednia na narzucie kamiennym w poziomie  $11,5$  pod najniższym odpływem. (Br. 1906 s. 286).

Wypełniono ją betonem; ale przytem wstrzymywano jej zatapianie, zostawiając wewnątrz wielkie próżnie; tak, że wierzch betonu nie leżał nigdy głębiej niż  $1,5 m$  pod powierzchnią zewnętrznej wody; w ten sposób ściany boczne nie były nigdy wystawione na zbyt wielkie ciśnienie. Dopiero po oparciu skrzyni na narzucie kamiennym, zmniejszono te próżnie stosownie do żądanego ciężaru i obciążenia podstawy.

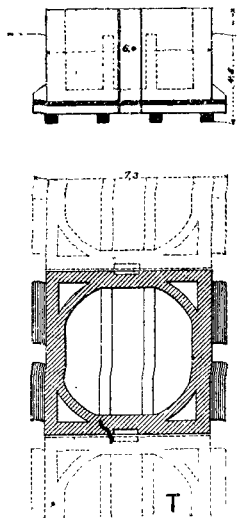
Granitowe okładziny zaczynają się w poziomie  $2,0$  pod najniższym stanem wody; a więc według powyższego,  $6 m$  pod wierzchem skrzyni. Zapewne więc rozebrano po ukończeniu budowy przynajmniej górne  $6 m$  skrzyni, o czym sprawozdanie nie wspomina wcale.

Skrzynię m u r o w a n ą (r. 536) pierwszy zastosował angielski inżynier Bentham do budowy bulwaru w r. 1811 (ZH. 1865 s. 330). Podstawą jej był ruszt drewniany; na nim opierało się odwrotne sklepienie z cegieł, i ściany boczne również ceglane. Sąsiednie skrzynie były do siebie silnie przyciskane, i wtłaczane w miękki grunt za pomocą wielkiego obciążenia. W ten sposób osiągały one pokładu wytrzymałego, potem wypełniano je betonem i stawiano na nich mur.

535.

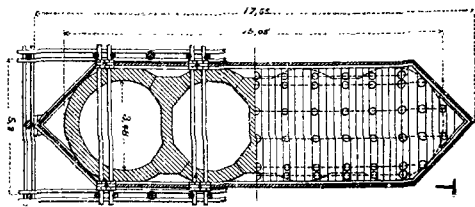
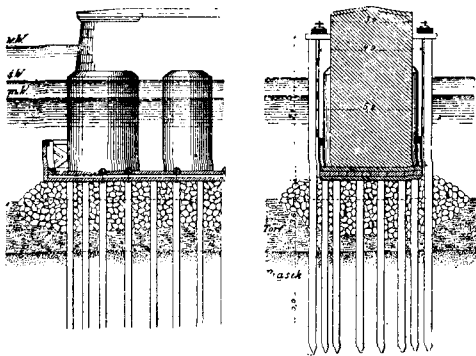


536.



W r. 1875 fundowano filary mostu kolejowego pod Szczecinem (r. 537), przy pomocy pływających skrzyń murowanych, które stawiano wewnątrz niskich skrzyń drewnianych. Do kierowania przy zatapianiu służyły dwa szeregi pali; pomiędzy te pale wprowadzono pływającą skrzynię, gdy jeszcze była niska i mało

537.



zanurzona. Widoczne na rysunku pręty żelazne i zatyczki umieszczone w nich ponad belkami, miały wstrzymać zbyt szybkie zanurzanie się skrzyni. Okazało się jednak że były zbyt skuteczne. Zatapianie odbywało się pod zastoną galarów i trawek, dla wstrzymywania fal. (D. Bz. 1875 s. 363).

Z powodu małej wytrzymałości muru na ciągnięcie i złamanie, skrzynie murowane były dotychczas wyjątkami, i możliwe były tylko przy małych wymiarach. Natomiast przy pomocy betonu uzbrojonego, bywają wykonywane w najnowszych budowlach morskich skrzynie bardzo wielkie, których zalety przewyższają o wiele ustroje z drzewa lub żelaza. Mają one wielką wartość, gdy w obec wielkiej głębokości wody, nie potrzeba odczepiać ścian bocznych, bo mogą pozostać pod wodą, jako część

fundowanej budowli. Dają z łatwością doskonałą szczelność, i sztywność, a przy pomocy dźwigarów żelazno-betonowych, mogą mieć dno o wielkiej wytrzymałości. Przykład znajduje się w Centralblatt d. Bauv. 1905 s. 224, a w skróceniu opisuje go Brennecke (1906 s. 289). Inne przykłady opisuje Emperger (Handb. d. Eisenbetonbaues).

Ustroje podane pod l. 36 e mogą być tu zastosowane.

### 33. Fundowanie na palach.

#### A. Pale drewniane.

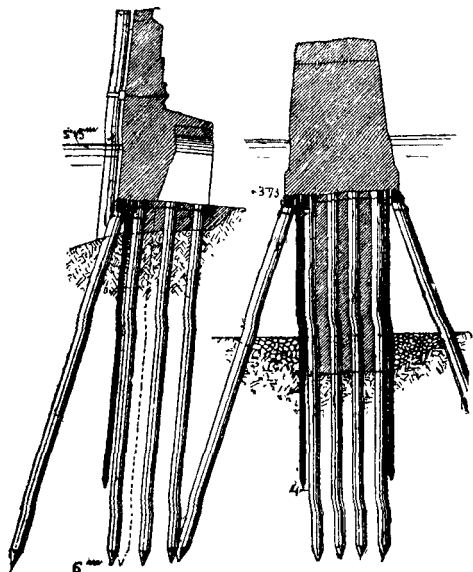
**a. Działanie pali.** Typowe warunki dla zastosowania pali mamy wtedy gdy pokład wytrzymały leży głęboko, a dla wykonania wykopu byłoby potrzebne kosztowne pompowanie wody. Zwykle przytem fundament płytki, na rozszerzonej podstawie, nie może być zastosowany; bądź to dlatego, że znaczniejsze osiadanie się budowli nie jest dopuszczalne, bądź też że niepodobna zabezpieczyć go należycie przeciw podmyciu.

Autorowie piszący o fundowaniu na palach przyjmują, że jeżeli pale nie sięgają do twardego pokładu, natenczas opór przeciw ciężarowi spoczywającemu na głowach pali, jest tarciem ziemi na powierzchni bocznej pali. Powrócimy do tego przedmiotu pod *b*; na razie zaś zauważymy ogółowo, że opór pali zależy od gęstości pokładu ziemi, a ta powiększa się przez bicie pali, w stosunku do obję-

tości przez nie wypchniętej. Wyzyskujemy lepiej tę własność pali, otaczając naprzód obszar fundamentu palisadą i bijąc pale wewnątrz palisady. Najwięcej zyskują w ten sposób pale bite blisko obwodu.

Przy zapuszczaniu pali prądem wody, opisany powyżej opór jest przez płukanie zupełnie usunięty. Należy więc zaprzestać płukania, nim pal osiągnie żądanej ostatecznej głębokości; należy zakończyć biciem pala, a wytrzymałość oznaczyć przez obciążenie próbne.

538.



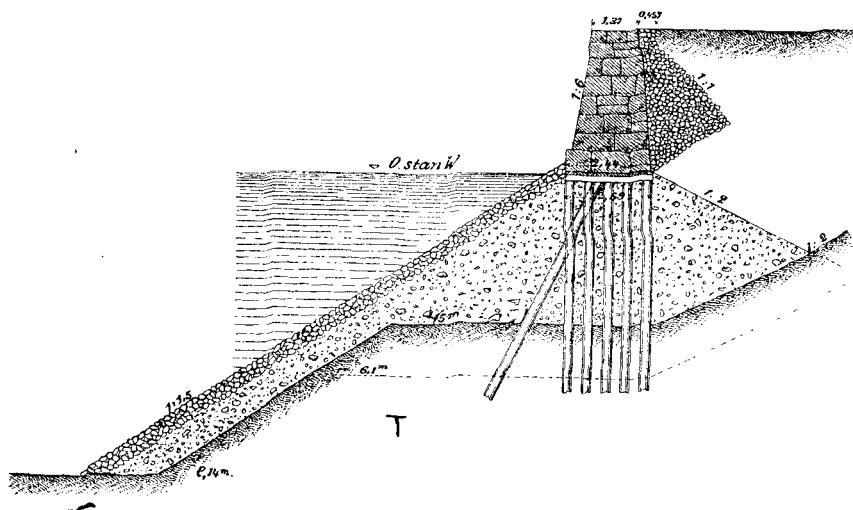
Zapuszczanie prądem wody należy przeto uważać jako sposób dozwolony w razie konieczności; a tem mniej szkodliwy dla wytrzymałości pali, im łatwiej mogą cząstki ziemi zesunąć się po zatrzymaniu płukania, i zacisnąć pal na nowo. Również, im więcej liczymy na opór tego pokładu, w którym utkwione są końce pali, a który nie był wzruszony przez płukanie.

Jeżeli pale opierają się końcami na pokładzie twardym, i wprost na niego przenoszą ciężar budowy, natenczas dla dobrego przenoszenia ciężaru potrzeba, żeby pale tkwiły w twardym pokładzie przynajmniej większą częścią swego zaostżenia. To nie jest możliwe przy oparciu na skale, a więc drzewo może być w takim razie zmiażdżone, i są to warunki nie właściwe do zastosowania pali.

W powyższych warunkach, dla trwałego utrzymania pali w kierunku w którym były wbite, potrzeba żeby pokład przeбитý palami miał odpowiednią

gęstość. Gdy ta wydaje nam się niedostateczną, powiększamy stateczność budowy za pomocą pali pochyłych (r. 538), za pomocą narzutu kamieni (r. 539), lub po-

539.



gęstość. Gdy ta wydaje nam się niedostateczną, powiększamy stateczność budowy za pomocą pali pochyłych (r. 538), za pomocą narzutu kamieni (r. 539), lub po-

kładu betonu wypełniającego przestrzeń między palami (r. 540), a nawet przez poprzednie zgęszczenie pokładu pod ciężarem nasypu.

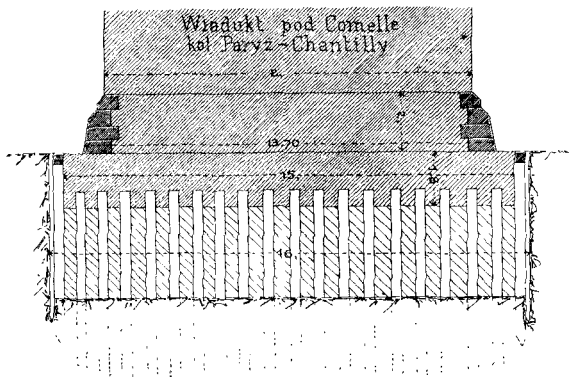
Rys. 538. Most obrotowy w Hamburgu D. Bz. 81.

„ 539. Bulwar w Bostonie. Wlm. tb. VI

„ 540, 541, według Debauva.

Głowy pali drewnianych powinny być stale pod wodą, a więc pod najniższym jej stanem; ztąd wypada poziom w którym mają być ucięte. Ten poziom

**540.**



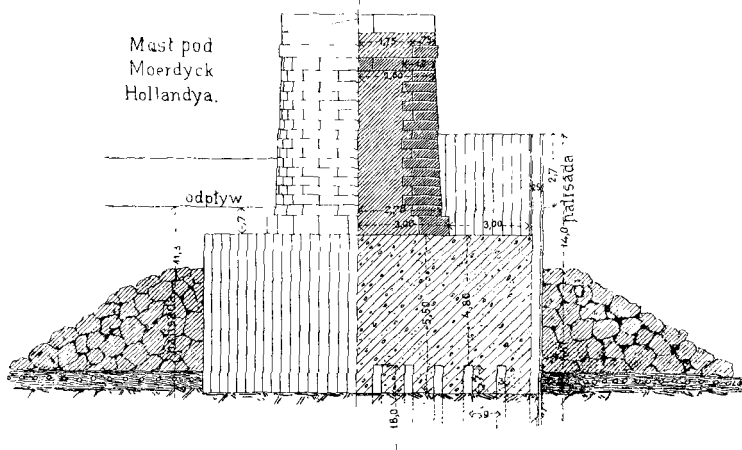
obierać należy z wielką ostrożnością, rozważywszy wszelkie możliwe skutki regulacji rzeki, kanalizacji miasta lub innych robót sąsiednich, które zniżają stan wody. Jeżeli głębokość wody przy najniższym stanie jest wielka, poziom ten wypada wysoko nad powierzchnią gruntu, pale wystają z ziemi znaczną częścią swej długości, i nazywane bywają palami wysokimi, dla odróżnienia od pali niskich, całkowicie w ziemi ukrytych.

Wysokie pale dają oszczędność

murów, bywają jednakże używane tylko do fundamentów budowli względnie lekkich n. p. do bulwarów, a mniej do filarów mostów.

Gdy wypadkowa sił działających na fundament jest pochyła, jak w przyczółkach mostów sklepionych, w bulwarach i murach podporowych, natenczas pale powinny być bite w kierunku wypadkowej, a płaszczyzna zrównania pali, jako podstawa budowli, powinna być do wypadkowej prostopadłą (542, 543). Jeżeli jednak odchylenie wypadkowej od pionu jest małe, a założenie fundamentu w płaszczyźnie pochyłej przedstawia większe trudności, wtedy często

**541.**



fundament bywa założony poziomo, i pale bite są ogółem pionowo, a tylko niektóre z nich stoją pochyło, i te opierają się siłom poziomej (r. 539, 545).

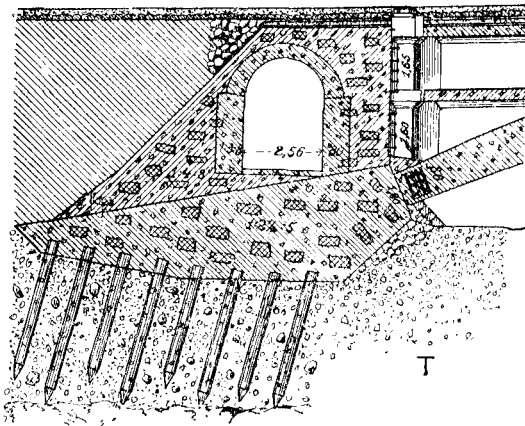
Rys. 542. Przyczółek mostu na Dunaju pod Munderkingen ZfB 1894, tab. 65.

Rys. 543. Przyczółek mostu w Lublanie. Beton u. Eisen 1904, tb. XII.

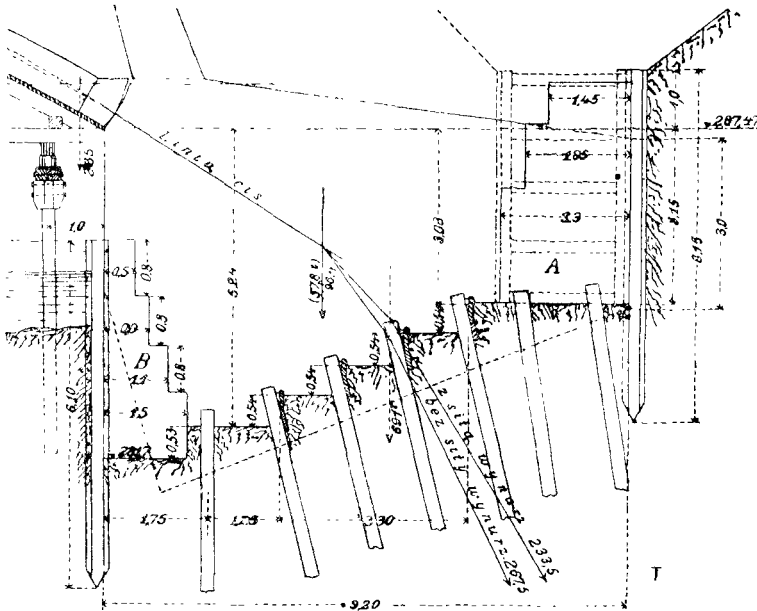
Rys. 544. Fundament bulwaru doków w Hull Hagen, także Willm tb. V. 20.

Rys. 545. Fundament bulwaru Willmann tb. V. 21. Brennecke 1887 s. 287.

542.

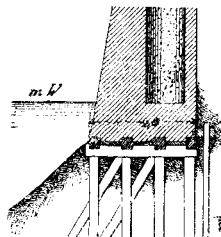
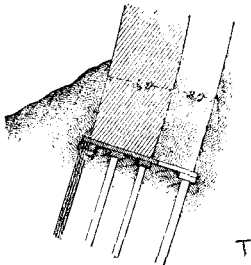


543.



544.

545.



**b. Wytrzymałość pali bitych.**

Wspomniałem już na początku, że wytrzymałość pali nie sięgających do twardego pokładu, pojmowana bywa jako opór tarcia na powierzchniach bocznych pali. Przeciwno temu pojęciu występuje dyrektor Stern <sup>1)</sup>. Poznanie jego obszernej pracy wymienionej w odsyłaczu, jest bardzo ważne dla gruntownego studium działania pali; tu jednak ograniczyć się muszę do przytoczenia jej najważniejszych wyników.

Autor przedstawia, że opór pala podczas bicia jest głównie oporem ziemi przeciw wypchnięciu;

a o ile pal jest walcowy, wypychanie ziemi jest tylko działaniem ostrza pala. Pień pala walcowego nie przyczynia się do wypychania ziemi, a wskutek koleistego przekroju poziomego, niedoznaje oporu. Dowodem tego jest według autora, że po wyciągnięciu pala z ziemi, pozostaje po nim otwór

tej samej wielkości co przedtem; jest to otwór wypchnięty przez ostrze (St. s. 6.). O ile wiemy ze sprawozdań, nikt dokładnie nie mierzył takiego otworu; a przytem rzecz się ma nieco inaczej gdy pal jest płasko obciosany. Autor przyznaje, że sprężyste odkształcenie ziemi wypchniętej i zgęszczonej, jest wprawdzie po-

<sup>1)</sup> O. Stern, Das Problem der Pfahlbelastung. Berlin, Ernst u. Sohn 1908; w dalszym ciągu oznaczam skróceniem St. — O tym samym przedmiocie pisze R. Kafka, Ueber die günstigste Form der Betonpfähle. Oest. Woch. f. d. Oef. Baud. 1908, zesz. 51.

wodem ciśnienia i tarcia, ale ten opór zmniejsza się z czasem; przytem zbyt mało mamy danych co do sprężystości ziemi; musimy więc pominąć ten opór, mianowicie mówiąc o oporze trwałym pod budowlą.

Ażeby rozpoznać czy opór sprężystości działał podczas bicia, należy po dłuższej, kilkudniowej pauzie, bić pal ponownie tym samym kafarem i spadkiem baby. Jeżeli pal postępować będzie więcej niż przedtem, będzie to dowodem, że wówczas działała sprężystość ziemi; należy więc odpowiednio słabiej obciążać pale pod budowlą.

To co autor mówi o sprężystości, odnosi się również do zgęszczenia ziemi przy wytłoczeniu. W materiałach nie zawierających piasku, jak ił, muł i t. p., zgęszczenie zmniejsza się z czasem, lub zupełnie znika. Ostateczny opór na wypchnięcie, odpowiadać może przeto naturalnej gęstości materiału. Będzie zatem równy ciężarowi słupa ziemi w danej głębokości, a więc bardzo mały. Grunt taki nie jest właściwy do fundowania na palach.

Trzecim oporem jest *lepkosc ziemi, zależna od stopnia wilgoci*, a mianowicie wzrastająca w miarę wysychania ziemi. Pal bity podczas wysokiego stanu wody podziemnej, a pobijany przy niskim stanie, okazuje większy opór niż przedtem. Takie badanie trudno przeprowadzić dla braku czasu; ale jest ono zbyteczne wobec pali drewnianych, bo te są zawsze pod wodą. Jeżeli przy palach betonowych rzecz się ma inaczej, to korzystnie jest bić je przy wysokim stanie wody podziemnej. Wielką lepkość posiadają materiały o małej sprężystości, tj. ił, glina, namuł, a tem mniej są lepkie im więcej zawierają piasku.

Uboczną część oporu pala stanowią drgania ziemi, wywołane przez uderzenia kafara. Zużywają one część jego pracy, zmniejszając postęp pala, i prowadzą do mylnego wniosku o jego wytrzymałości na stałe obciążenie. Według Eng. N. 1888 s. 510, nie podobna było wbić pali w muł rzeki Hudson<sup>1)</sup>; włączano je zatem, opierając na nich część ciężaru galarów (Krapf s. 9.). Pale te wytrzymywały następnie ciężary nie wiele różne od tego, którym były wtłoczone. W tym przypadku, uderzenia baby nie mogły pokonać wielkiej lepkości mułu, i zużywały się na drgania tego materiału. W miękkich pokładach iltu i torfu, mierzył Krapf postęp pali pod kolejnymi uderzeniami i rachował z nich opór (r. 549.). Przekonał się w ten sposób, że po przerwie w biciu, opór chwilowo wzrastał, a następnie powracał do dawnej wartości. Zapewne przypisać to trzeba działaniu lepkości podczas pauzy i drgań podczas bicia.

W piasku który jest bardzo sprężysty, a niema lepkości, drgania mogą mieć w ciasnych granicach wpływ korzystny. Póki one trwają, opór jest chwilowo zmniejszony. Z tego powodu korzystne są dla bicia w piasku szybkie uderzenia kafara parowego (patrz str. 235). Ażeby zredukować drgania ziemi o ile być może, używamy małych wysokości spadku (1 do 2 m), a wielkich ciężarów baby, zastosowanych do żądanej wytrzymałości pali. Powrócimy do tego przedmiotu w dalszym ciągu.

Z powyższego wnosi autor, że wytrzymałość pala walcowego jest w przybliżeniu oporem ziemi przeciw wypchnięciu jej przez ostrze, i zależy tylko od wytrzymałości tego pokładu, w którym ostrze się znajduje (St. s. 48).

Jeżeli więc pominiemy wpływ lepkości i przyjmiemy stałą gęstość ziemi,

---

<sup>1)</sup> Krapf. Formeln u. Versuche ueber die Fragfähigkeit eingeramter Pfähle. Leipzig, Engelman 1906. (Skrócenie Kf.).

to większa głębokość bicia nie powiększa wytrzymałości pala walcowego (St. s. 60 ust. ostat, i s. 61 ust. 1.).

Ten wniosek wynika z założenia, że pal bity jest w materiale nieciężkim (St. s. 35, ust. 3). Jest on zatem tylko w przybliżeniu słuszny, o ile na powierzchni pnia pala walcowego opór jest mały; a więc zapewne w pokładach o znacznej spójności i wielkim kącie tarcia. Również nie można go ściśle stosować do oporu wytłoczenia na ostrzu pala. Pamiętać bowiem należy, że opór ziemi na ciśnienie jest równy ciężarowi słupa ziemi nad uważanym punktem (patrz dalszy ciąg pod  $h$ , doświadczenia prof. Engelsa). Skoro zaś przy wytłaczaniu pokonywany jest opór na ciśnienie, więc nawet przy niezmiennej gęstości ziemi oba opory wzrastają w stosunku do głębokości; a to tem prędzej, im większa jest gęstość i spójność ziemi.

W stosunku do oporu na wytłoczenie, opór na ciśnienie jest mały; nie można jednak powiedzieć, że głębokość bicia niema wpływu na opór ostrza pala walcowego.

Zupełnie inaczej działa pal lekko stożkowy, którego średnica wzrasta ku górze. Cały pień wypycha ziemię podczas bicia, powstaje zatem opór na całej powierzchni pnia, i przy osiadaniu budowli opór ten również działa, bo osiadanie pala stożkowego odbywać się może tylko przy dalszem wypychaniu ziemi. Opór pala stożkowego jest zatem bez porównania większy niż pala walcowego w tych samych warunkach.

Przy pewnej budowie (St. s. 26), wbito obok siebie dwa pale 5,7  $m$  długie. Jeden drewniany, gruby u góry 34  $cm$ , u dołu 27,5  $cm$ , drugi betonowy u góry 50  $cm$ , u dołu 10  $cm$  gruby. Każdy z nich wbity był za pomocą dwóch uderzeń baby o ciężarze 1050  $kg$  z wysokości 6  $m$ . Przy następnem uderzeniu, pal drewniany postąpił o 136  $cm$ , pal betonowy tylko o 21  $cm$ . Stosunek tych liczb jest w przybliżeniu równy odwrotnemu stosunkowi zbieżności obu stożków.

Autor opisuje interesujące doświadczenia, przy pomocy których oznaczył w kilku przypadkach głębokość  $u$ , do której udziela się zgęszczenie ziemi pod płytą wtłoczoną pod ciśnieniem jednostkowym  $\psi$  o głębokość  $a$ . Oznaczył więc

stosunek zgęszczenia  $\xi = \frac{u}{a}$ , i podaje na str. 34. tabelę z której przepisuję następujące liczby. Przytem  $t$  oznacza głębokość środka płyty pod terenem.

	$t$	$\psi$	$a$	$u$ śred. z 3 punkt- tów	$\xi = \frac{u}{a}$
1. Piaszczysta glina	8 $m$	3,0 $kg/cm^2$	40 $mm$		
		6,7 „	110 „		
		8,7 „	190 „	193 $mm$	1,02
2. Gliniasty żwir	3,5 „	3,0 „	75 „		
		5,5 „	250 „	345 „	1,38
3. „ „		3,0 „	75 „		
		3,9 „	100 „	132 „	1,32

Dalsze doświadczenia są bardzo pożądane, ale nie powinny być wykonywane w blaszanej puszcze, jak opisuje autor, lecz w ziemi nieograniczonej. Puszka wstrzymuje rozkład ciśnienia, i daje zapewne za wielkie głębokości zgęszczenia  $u$ . Przytem według strony 245, dla danego  $a$ ,  $\psi$  zależy od wielkości tłoczącej powierzchni. Oznaczyć należy wartości  $u$  dla różnych  $a$  i  $\psi$ , oraz zapisywać głębokości w których wykonane były pomiary. Obecnie zaledwie



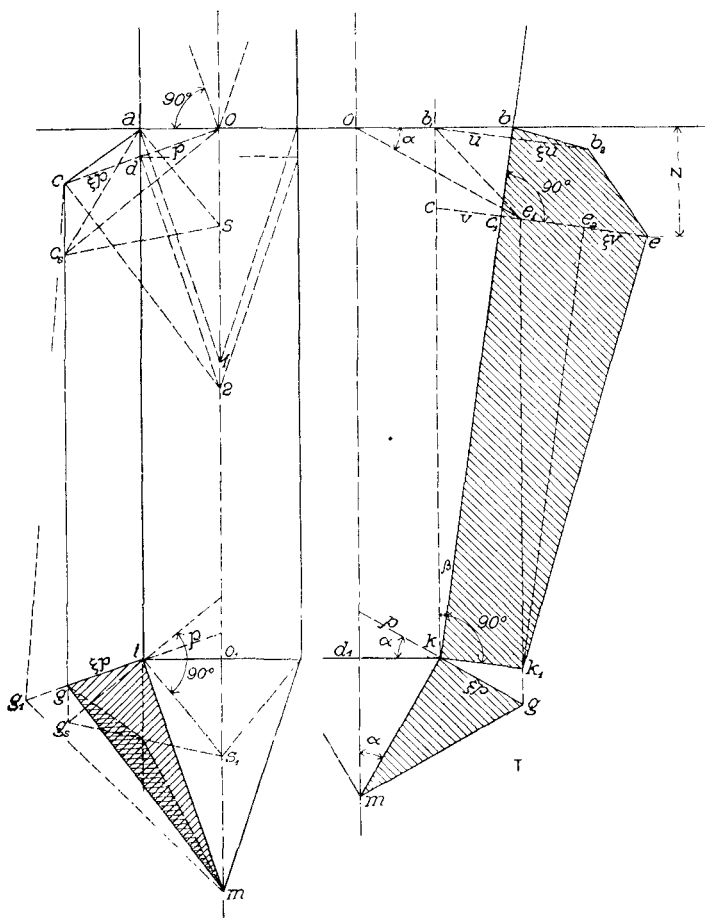
ogółowo powiedzieć można, że im miększy jest materiał, tem mniejsze  $\xi$ , i tem prędzej odbywa się wyrównanie nateżeń powstałych przez zgęszczenie (St. s. 10/11, 27—34).

Znając  $\xi$  dla danego materiału, można z łatwością oznaczyć dla danego pala obszar zgęszczenia w przekroju pionowym, oraz objętość zgęszczoną dokoła pala. W tej mierze podaje autor następujące proste wykreślenia (St. s. 39—51 r. 16. i 20.).

Gdy pal walcowy zaostzony według stożka staje na gruncie w punkcie  $o$  i zagłębia się (r. 546.), cząstki ziemi są wypychane w kierunkach prostopadłych do tworzących stożka. Największe przesunięcie cząstki  $o$  odpowiada temu położeniu pala, w którym punkt  $a$  staje na prostopadłej  $od$ , a ostrze znajduje się w punkcie 2. Jeżeli  $od=p$ , to zgęszczenie udziela się do głębokości  $\xi p$ . Powyżej  $d$ , zgęszczenie powstaje wskutek przesunięcia cząstek położonych między  $o$  i  $a$ ; podobnież poniżej  $d$ , wskutek przesunięcia cząstek między  $o$  i 2. Przy  $a$  i przy 2 zgęszczenie =  $o$ .

546.

547.



Przy dalszem pogłębieniu pala grubość wypchnięta nie powiększa się, i podobnież grubość zgęszczona.

Punkt  $c$  posuwa się według autora pionowo na dół. Jeżeli ostateczne położenie ostrza jest  $m$ , to obszar zgęszczenia ograniczony jest u spodu według  $gm$ , jak wskazuje rysunek.

Opór pala walcowego zależy od powierzchni trójkąta  $gim$ . Część wyżej leżąca jest dla oporu obojętna. Jeżeli w tej głębokości materiał jest gęstszy niż przy powierzchni, a więc  $\xi$  większe, otrzymamy zamiast  $g$  punkt  $g_1$ . Dla jednostajnego wzrostu gęstości,  $eg_1$  będzie prostą; w ra-

zie oznaczenia punktów pośrednich między  $c$  i  $g_1$  może to być linia łamana lub krzywa. Przytem znowu zaznaczyć trzeba, że w miarę głębokości wzrasta opór ziemi niezgęszczonej. Ciśnienie jednostkowe, potrzebne do wypchnięcia danej grubości, wzrasta zatem wraz z głębokością bicia. Nie wpływa to jednak na stosunek  $\xi$ , który zależy tylko od gęstości i spójności ziemi.

Jeżeli zaostrenie pała ma wysokość mniejszą od  $01 np.$   $os = o_1s_1$ , szerokość zgęszczenia nie zmienia się, ale punkty  $c$  i  $g$  leżą niżej przy  $c_s$  i  $g_s$ . Przekrój zgęszczenia wywołanego przez ostrze zmniejsza się o powierzchnię ciemniej zakreskowaną na rysunku.

Obszar zgęszczenia dla pała stożkowego (r. 547), oznacza autor dzieląc pał na część walcową o dolnej średnicy  $d_1$  i na część stożkową o kącie zbieżności  $\beta$ , obejmującą walec. Oznaczmy więc jak przedtem tymczasową granicę zgęszczenia  $b_1e_1gm$  dla walca i ostrza. Stożkowa część pała przesuwają cząstki ziemi w kierunkach prostopadłych do tworzącej stożka; prowadząc przez  $k$  prostopadłą, oznaczmy punkt  $k_1$ , i granicę  $kk_1$ , dla zgęszczenia przez stożek. Część  $kk_1g$  odpada. Prowadząc następnie równoległą  $k_1e_2$  do tworzącej, oznaczmy rzeczywistą granicę zgęszczenia przez walec, i punkt  $e_2$  na prostopadłej poprowadzonej przez  $e_1$ . W kierunku tej prostopadłej przesunięta była cząstka  $c$  do  $c_1$ , o długość  $cc_1 = v$ ; odetniemy więc  $e_2e = \xi v$ . Podobnie cząstka  $b_1$  przebyła drogę  $u$ , zgęszczenie  $\xi u$  sięga do  $b_2$ , a punkt  $b$  nie poruszył się.

Z powyższego wykreślenia wynika, że obszar zgęszczenia wzrasta, gdy kąt  $\beta$  się powiększa, a  $\alpha$  się zmniejsza, (St. s. 56). W przybliżeniu otrzymuje autor, że wytrzymałość pała walcowego jest proporcjonalna do objętości zaostrojonej części pała; a dla pał stożkowych, że stosunek oporów na powierzchni pnia i ostrza jest równy stosunkowi ich objętości. Długie ostrze jest zatem korzystne dla wyzyskania oporu na wtłoczenie; natomiast ze względu na własną wytrzymałość ostrze musi być tem krótsze, im twardszy materiał ma przebić (St. s. 102). Przez zastosowanie krótkiego ostrza, mało tracimy na oporze pała stożkowego, a stosunkowo dużo na oporze pała walcowego. Stern podaje na str. 120., że gdy długość wbite  $t = 60d$ , gdzie  $d$  jest średnicą w połowie długości  $t$ , przytem  $\xi = 1$ , a współczynnik tarcia ziemi na pału  $\mu = 0,49$ , opór pnia jest 90 razy większy od oporu ostrza.

Nasuwa się jednak uwaga, że pionowe osiadanie pała o wysokość  $s$ , wymaga większego wytłoczenia  $s \sin \alpha$  na ostrzu, a mniejszego  $s \sin \beta$  na pniu; a więc ciśnienie jednostkowe jest większe na ostrzu niż na pniu. Według wywodu Sterna, który nie bierze w rachubę ciśnienia na powierzchni pała, otrzymujemy przeto na ostrzu opór za mały. Otrzymujemy tylko co do zgęszczenia ziemi ostateczny wynik, nie znając ciśnień jednostkowych w różnych punktach powierzchni pała.

Całkowity opór na wytłoczenie  $W$ , podzielony przez odpowiednią objętość zgęszczoną  $M$ , daje dla danego gatunku ziemi współczynnik  $f$ , bryłowej wytrzymałości na wytłoczenie (n. kubische Verdrängungsfestigkeit St. s. 114). Odpowiadać on będzie danej głębokości bicia pała. Objętość  $M$  najłatwiej oznaczyć z rysunku, a także według wzorów podanych przez autora. Opór  $W$  zaleca autor oznaczać z obciążeń pał próbnych. W tym celu należy bicie przerywać przy różnych głębokościach, i obciążać pale każdym razem do jednakowego osiadania; a to oddzielnie dla pał bitych w grunt o gęstości naturalnej, a oddzielnie dla tych, które bijemy między inne, poprzednio wbite; a więc w grunt już zgęszczony. Na podstawie takich obciążeń próbnych, można też wprost obrachować  $f$  według wzoru podanego przez autora (St. wzór 43 a s. 116). Powrócimy do tego przedmiotu w dalszym ciągu.

Znając  $\xi$  i  $f$  dla danego pokładu ziemi, można za pomocą opisanego po-

wyżej wykreślenia zgęszczonego przekroju, oznaczyć całkowity opór pala; albo też znaleźć głębokość bicia, potrzebną dla żądanego oporu.

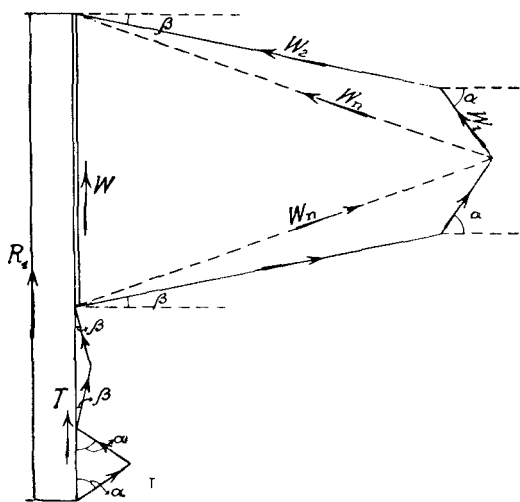
Próbnе obciążenia pali wymagają dużo czasu, i są kosztowne; sądzę więc, że w wielu przypadkach wygodniej będzie użyć dla oznaczenia oporu doświadczeń wykonanych poprzednio dla  $\xi$  (s. 365.). Jest to bodaj w przybliżeniu możliwe, skoro zważymy, że ciśnienie  $\psi$  wywierane przez płytę tłoczącą, jest oporem przeciw wytłoczeniu na jednostkę powierzchni tłoczącej, a więc także na jednostkę pnia lub zaostrenia pala. Skoro potrafiemy oznaczyć  $\psi$  z doświadczenia, otrzymamy całkowity opór mnożąc  $\psi$  przez rzeczoną powierzchnię.

Ciśnienie  $\psi$  zmniejsza się w głębokości  $u$  do wartości  $q = \gamma t$  oporu ziemi niezgęszczonej na ciśnienie. Zauważyć przytem trzeba, że według doświadczeń podanych na str. 365, opór  $q$  jest mały; a więc w kierunku  $u$ , ciśnienie jednostkowe bardzo szybko się zmniejsza. To staje się jednak łatwo zrozumiałem, skoro pomyślimy, że zgęszczenie jest największe tuż pod płytą, a znika w głębokości  $u$ ; i skoro przypatrzymy się bliżej wartościom  $\frac{du}{dz} = \lambda$  z doświadczeń Schuberta, podanym na str. 247 dla głębokości 0 do 0,50. Na razie poprzestaję na tej uwadze, i zachowuję w dalszym ciągu według autora współczynnik  $f$ , odniesiony do jednostki bryły zgęszczonej.

Obszar zgęszczenia tworzy do koła pala bryłę obrotową. Jej przekrój oznaczyliśmy na rysunku, a objętość  $M$  otrzymamy, mnożąc powierzchnię przekroju przez drogę środka ciężkości podczas obrotu przekroju.

Środek ciężkości przekroju zgęszczonego oznaczymy sposobem wykreślonym. Dla pala stożkowego, osobno dla zgęszczenia od ostrza, osobno dla pnia. Ostatni można przyjąć w przybliżeniu w połowie długości wbitej. Iloczyny  $fM_1 = W_1$  i  $fM_2 = W_2$  przedstawiają siły prostopadłe do powierzchni ostrza i pnia. Za pomocą wieloboku sił (r. 548), otrzymamy z nich całkowity opór na wytłoczenie  $W_n$ , a z tego pionowy opór  $W$ , na który z odpowiednim współczynnikiem pewności liczyć można przy obciążeniu pala pod budowlą. Podczas bicia pala, siła  $W$  powiększa się o tarcie, z którego wynika również pionowy opór  $T$  i powstaje opór  $R_1 > W$ .

548.



Postępowanie odnośnie do pala walcowego jest prostsze od powyższego i nie wymaga osobnych objaśnień. W książce Sterna znajdzie czytelnik odpowiednie wzory.

Opisana powyżej praca Sterna jest bez wątpienia postępowaniem w teorii działania pali stożkowych, i wykazuje że odpowiadają one lepiej celowi niż pale walcowe; a przede wszystkim w tych

przypadkach, w których nie opierają się na twardym pokładzie. Dla pali betonowych, kształt stożkowy jest już powszechnie przyjęty ( $\text{tg}\beta = 0,02$  do  $0,04$ ), ale

powinien być również zastosowany do pali drewnianych. Drzewo o silnej stożkowatości jest tańsze od walcowego, i może być od ziemi grubsze; naturalna jednak zbieżność pnia sosnowego jest za mała; przy dosyć silnych wymiarach korzystnie jest drzewo obciosać.

Co do pali walcowych natomiast, sądzę, że autor posuwa się zbyt daleko, utrzymując, że głębokość bicia nie wpływa lub ma wpływ bardzo mały na wielkość oporu pnia i ostrza (St. s. 48 i 60/1); wpływ ten zależy raczej od rodzaju pokładów. Autor pomija opory różnorodne; odnośnie do pnia lepkość i tarcie, odnośnie do ostrza opór na ciśnienie. Każdy z nich może być mały, ale mogą się też sumować. Nie znam rozstrzygających w tej sprawie doświadczeń.

Te które wykonał prof. Schoen w Wiedniu\*), wyjaśniają tylko odkształcenia poziomych warstw ziemi, podczas bicia pala. Materyał był gliną z piaskiem, modele pali miały przekrój kwadratowy lub kolisty. Najbliższe cząstki ziemi posuwały się na dół razem z palem. W dolnej części powstawały przytem drobne szparki, przeważnie prostopadłe do odkształconych powierzchni. Te nie wykluczają ciśnienia ziemi i tarcia, bo ukazują się tak przy palu o przekroju kwadratowym stałym, jako i przy kolistym zbieżnym; ale jest ich tem mniej, im większa zbieżność pala. Ruchy cząstek wytłaczanych przez pal, są zatem nieco odmienne od tych które przyjmuje Stern według rys. 546/7, bo we wszystkich przypadkach odkształcone części poziomych warstw, są w miarę głębokości coraz większe.

Na uwagę zasługują również spostrzeżenia Krapfa (Formeln u. Versuche... ). Bił on pale sosnowe w pokłady bardzo miękkiego łu i torfu, a rachował opór w sposób, który poznamy w dalszym ciągu (wzór 9. na s. 374).

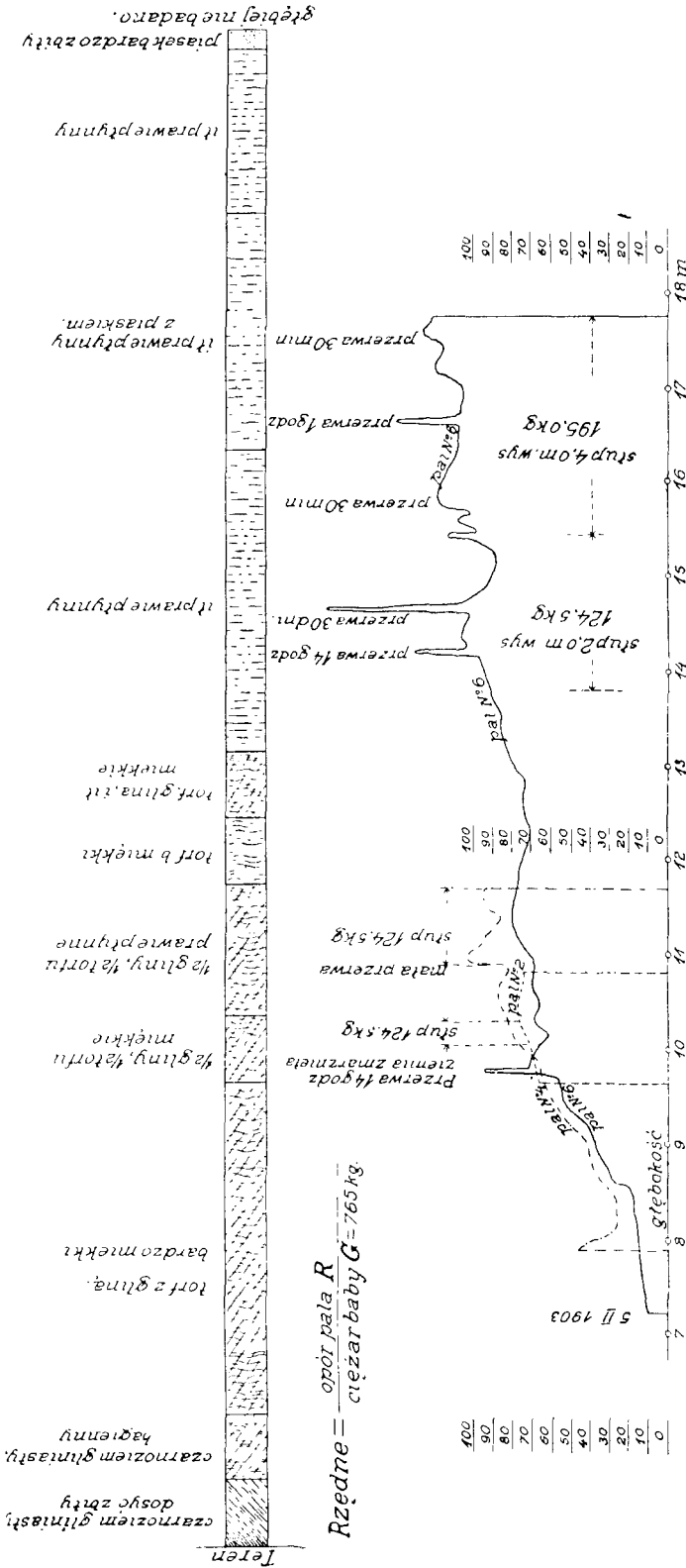
Autor przyjmuje średnio dla pali sosnowych zbieżność  $\operatorname{tg} \beta = 0,0045$  (Kf. s. 6), a następnie w rachunku  $\sin \beta = 0$ . Sądzę, że w granicach praktycznie możliwej oceny, pale takie zachowują się tak jak pale walcowe.

Zestawione przez autora wykresy dla siedmiu pali dowodzą stanowczo, że w pokładach powyżej wymienionych opór wzrasta wraz z głębokością bicia. Dla przykładu przytaczam rys. 549, jest to powtórzenie Krapfa tab. I. rys. 23. Widzimy z niego, że między 10,0 a 13,7 m głębokości, opór pala Nr. 6 powiększył się z 60 na 90 jednostek, a potem jeszcze przy głębokości 17,7 na 120 jednostek. Według objaśnienia podanego na rysunku 30 jednostek znaczy 30.765 kg = 22950 kg. Przy bardzo małej gęstości i spójności pokładów, opór wytłoczenia na ostrzu był w tym razie bardzo mały; większa część powyższego przyrostu przypada zatem na opór pnia. Jaki udział ma tutaj lepkość, a jaki tarcie, nie umiemy powiedzieć.

Wzory na wytrzymałość pali bitych, oparte są na teorii uderzenia się ciał, i określają opór pala podczas bicia, według skutku ostaniego uderzenia baby. Jeżeli baba o ciężarze  $G$  spada z wysokości  $h$ , i uderza w pal, który pogłębia się przytem o  $e$ , pokonywając opór  $R$ , to  $Re$  jest pożyteczna część pracy  $Gh$ . Reszta jej, niekiedy znacznie większa od  $Re$ , jest stracona. Po części zużywa się ona na wywołanie ruchu pala, i na jego odształcenie. Wszelkie znane wzory biorą w rachubę tylko te dwie straty, a pomijają dalsze; tj. pracę zużytą na drgania pala i gruntu, na ciepło i huk.

\*) Oest. Woch. f. d. Oef. Baud. 1909 s. 285.

549.



Jeżeli  $F$  oznacza przekrój  $Q$  ciężar,  $l$  długość, a  $\epsilon$  współczynnik sprężystości pala, to według Redtenbachera (1859).

$$Gh = Re + \frac{GQ}{G+Q}h + \frac{1}{2} \frac{R^2 l}{\epsilon F} \quad 1.$$

albo

$$Re = \frac{hG^2}{G+Q} - \frac{1}{2} \frac{lR^2}{\epsilon F}$$

Ztąd

$$R = -\frac{\epsilon \epsilon F}{l} + \sqrt{\frac{2\epsilon F}{l} \cdot \frac{hG^2}{G+Q} + \left(\frac{\epsilon \epsilon F}{l}\right)^2} \quad 2.$$

W równaniu 1, drugi wyraz z prawej strony oznacza pracę straconą na wywołanie postępowego ruchu pala przez uderzenie, przy uproszczonej założeniu, że pal i baba są zupełnie niesprężyste. Pomimo tego założenia, trzeci wyraz przedstawia pracę zużytą na sprężyste odkształcenie pala.

Jeżeli przy biciu stawiamy na palu słup o ciężarze  $Q_1$  i długości  $l_1$ , to zamiast  $Q$  i  $l$  podstawić należy  $Q+Q_1$  i  $l+l_1$ . Przytem słup ma być silnie połączony z palem.

Opuszczając w równaniu 1 wyraz trzeci i biorąc w rachubę, że część oporu  $R$  jest zrównoważona przez ciężar baby i pala, otrzymujemy wzór Eytelweina (1820:)

$$R = \frac{hG^2}{e(G+Q)} + G + Q \quad 3.$$

Poprawka  $G+Q$  niema znaczenia wobec niepewności rachunku, a nadto nie jest zupełnie słuszna, bo ciężar pala działa także pod budowlą.

Opuszczając w równaniu 1 wyraz drugi, otrzymujemy wzór Weisbacha;

$$R = -\frac{eF}{l} + \sqrt{2 \frac{Gh e F}{l} + \left(\frac{eF}{l}\right)^2} \dots \dots \dots 4.$$

Stern podnosi opisaną powyżej sprzeczność we wzorze Redtenbachera (St. s. 163/4), i wprowadza ułamek  $\eta$ , jako miarę niezupełnej sprężystości. W przykładzie (St. s. 192/3) przyjmuje  $\eta=0,25$ , i oznaczając dla skrócenia

$$GQ(1+\eta)^2 + (G-\eta Q)^2 = \delta \quad \text{i} \quad \frac{l}{eF} = \lambda$$

otrzymuje równanie  $\frac{1}{2} \lambda R^2 + Re - \left[ (G+Q) e + \frac{Gh\delta}{(G+Q)^2} \right] = 0,$  }  
 a ztąd  $R = \frac{e}{\lambda} \left[ \sqrt{1 + \frac{2\lambda}{e} \left( G+Q + \frac{Gh}{e} \cdot \frac{\delta}{(G+Q)^2} \right)} - 1 \right].$  } \dots \dots \dots 5

Ten wzór zaleca autor dla długich pali, bitych bardzo silnym kafarem, przy żądanej wielkiej wytrzymałości, i bardzo małych dopuszczalnych wartościach dla  $e$ . Jeżeli zaś nie znamy wartości  $\eta$ , zaleca wzór Weisbacha (St. s. 184). Autor podaje nadto obszernie matematyczne rozstrząsanie powyższych wzorów, i zakreśla granice ich zastosowania. Tu jednak dla braku miejsca, oraz po myśli dalszych uwag, poprzestać musimy na wyrachowaniu jednego przykładu.

Niech będzie:

$G=1000 \text{ kg}=1t.$	$Q=700 \text{ kg}=0,7 \text{ t}$
$h=1,5 \text{ m}$	$\epsilon=110000 \text{ kg/cm}^2$
$l=6 \text{ m}$	$=1100000 \text{ t/m}^2$
$F=0,07 \text{ m}^2$	$e=0,010 \text{ m}$

Dla wzoru Redtenbachera (2)

$$\frac{eF}{l} = 128,3 \quad \frac{2eF}{l} = 25667. \quad \frac{h.G^2}{G+Q} = 0,9$$

**R=70,6 t.**

Dla wzoru Eytelweina (3)

$$\frac{h.G^2}{e(G+Q)} = 88,2$$

$$G+Q = 1,7$$

**R=89,9** czyli okr. **90 t.**

Dla wzoru Weisbacha (4)

**R=106 t.**

Dla wzoru Sterna (5)

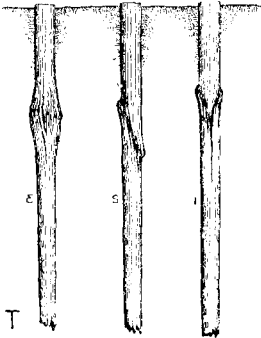
$$\eta=0,25 \quad \lambda=0,000078 \quad \frac{e}{\lambda} = 128.$$

$$\delta=1,77 \quad \frac{2\lambda}{e} = 0,0156 \quad \mathbf{R=71,7 \text{ t.}}$$

Przy powyższym przykładzie przyjąłem jako postępek pala na jedno uderzenie  $e=0,01 \text{ m}$ . Wobec zwyczajów dawniejszej praktyki budowlanej, jest to wartość dosyć wysoka. Niedawno jeszcze spotykaliśmy w praktyce wymaganie, że pale mają być bite „do zupełnego zatrzymania się“; a to pod ciężarem baby 600 do 800  $\text{kg}$ , i przy wysokości spadku 8 do 10  $\text{m}$ . Przepis, że postępek pala na 5 do 10 uderzeń kafara z windą, ma wynosić najwyżej 5  $\text{mm}$ , uważany był jako bardzo umiarkowany. Tak surowe przepisy, nie oparte na obciążeniu próbnym, nie mają wartości. Zamiast przepisanych 5  $\text{mm}$ , pal postępuje przez długi czas 8 do 10  $\text{mm}$ , bo łamie się, pęka lub zostaje zmiażdżony, jak przed-

stawia rys. 184 na str. 4. pod l. 1; ale wytrzymałość jego nie zmienia się przytem. Podobne spostrzeżenia zrobiono niedawno w Ameryce (Eng. N. 9 X. 1902. An. Belges. 1903 s, 410). Pale 6,7 m długie bito bardzo powoli w zbity nasyp piasku. Następnie zaszła potrzeba usunięcia nasypu, a wtedy przekonano się, że więcej niż połowa pali była zniszczona. Były one pęknięte lub złamane według załączonych szkiców, a zawsze w znacznej głębokości pod ziemią (r. 550). Najwięcej pali pękło podług szkicu 1, mniej według 2, a najmniej według 3. Koszta bicia były zatem zmarnowane, czas stracony, a porozbijane pale nie dawały

550.



należytego bezpieczeństwa budowli. Należy więc poprzestać na małej wysokości spadku, najwyżej 2 m, używając natomiast jak najcięższej baby — 1000 do 2000 kg dla pali drewnianych, 2000 do 4000 kg dla pali żelazno-betonych. Pozwalać należy na znacznie większy końcowy postęp pala niż się obecnie praktykuje, obciążać pale słabiej niż dotychczas, nadto według wskazówek jakie nam dają wykazy bicia, zmniejszać należy projektowane obciążenie w miarę potrzeby, powiększając liczbę pali i powierzchnię fundamentu. Przytem wyniki próbnego obciążenia (według przepisów podanych pod l. 19) porównane z używanymi w danym razie  $G$  i  $h$ , dadzą zawsze stanowczą wskazówkę, jaki końcowy postęp pala może być dozwolony.

Jeżeli  $R$  jest małe,  $h$  dosyć wielkie, i sprężystość pala i baby dostateczna, może ztąd wyniknąć, że po uderzeniu prędkość postępu pala jest większa od pozostałej prędkości baby. W takim razie pal oddziela się od baby, a ta uderza drugi raz. Powtórne uderzenie może być tylko wtedy szkodliwe, gdy pochodzi od zbyt wielkiej wysokości  $h$ .

Gdy  $R$  jest dosyć wielkie, baba odbija się od pala, nabywa prędkość odjemną, i podskakuje. Pal nie postępuje wcale w takim razie. Jeżeli dalszy postęp jego jest potrzebny, należy powiększyć  $G$ . W nowszej praktyce budowlanej rozpowszechnia się zdanie, że ciężar baby nie powinien być mniejszy od ciężaru pala.

Obciążenie pala pod budowlą może wynosić 0,25 do 0,40 wartości  $R$  wyrachowanej ze wzoru, albo 0,5 do 0,7 ciężaru próbnego, odpowiadającego dozwolonemu osiadanu pala.

Jeżeli pale działają przez opór wytłoczenia, a więc zawieszane są w miękkim pokładzie, obciążenie ich przenosi się na grunt sąsiedni. Niektórzy autorowie (Stern, Bernhard) przyjmują nadto bezpośrednie obciążenie gruntu między palami, zastosowane do rodzaju pokładu. Sądzę, że w ten sposób obciążalibyśmy grunt 2 razy; ale bez wątpienia cały ciężar przenosi się wprost na pale, jako na punkty wytrzymalsze od innych.

Szereg innych wzorów po części także empirycznych, podaje Krapf (s. 11—13). Wielka ich mnogość wskazuje, że trudno z nich otrzymać wyniki zgodne z rzeczywistością. I nie może być inaczej, skoro te wzory nie zawierają wcale czynników określających własności przebijanych pokładów; wiemy zaś, że straty pracy uderzenia i trwałość oporu  $R$ , zależą w wysokim stopniu od tych własności. Jeżeli więc chodzi o kosztorys, i dane miękkie pokłady gruntu, a nie mamy wyników z pali próbnych, to nie umiemy odpowiedzieć na najważniejsze pytanie: jak długich potrzeba pali, co będzie kosztować bicie; a wszakże

przy zastosowaniu pali drewnianych, zamówione pale za długie są wielką materialną stratą, a za krótkie są przeszkodą w dobrym wykonaniu fundamentu.

Przy budowie miejskiej kolei w Berlinie, obciążano pale dla próby ciężarem  $R$  wyrachowanym ze wzoru Weisbacha (ZfB. 1880 s. 267). Pale były 8 do 9  $m$  długie, i na całej głębokości tkwiły w miękkim piasku; a pod powyższym ciężarem wślaczały się bezustannie, dopóki ciężar na nich spoczywał. Wślaczanie ustawało dopiero wtedy, gdy powtórzono obciążenie 10 do 15 razy po parę godzin. Wszystkie obciążenia trwały razem 60 do 80 godzin, i wślaczały pale przeszło na 23  $mm$ .

Pale bite na 3 do 4  $m$  głęboko, i obciążane również odpowiednim do wzoru ciężarem, wślaczały się bardzo szybko i głęboko.

Doświadczenia te dowiodły zatem, że rzeczywisty opór był mniejszy, a praca stracona większa niż podaje wzór Weisbacha. Wskutek tego obciążano pale pod budowlami tylko do  $\frac{1}{8}$  ciężaru wypadającego ze wzoru.

Nadto nie różniącej powyższe wzory długości wbitej, od całkowitej długości pala; a dla pali stożkowych, nie określają wpływu stożkowatości.

Dla tego też Hagen, autor pierwszorzędnej powagi, pisząc w drugim wydaniu swego dzieła (1870) znakomity rozdział o wytrzymałości pali, nie przytoczył nawet powyższych wzorów; a z tego co o nich mówi wynika, że odmawia im wszelkiej wartości.

Gdy rozporządząmy tylko słabym kafarem, nasuwa się pytanie jak wielką wytrzymałość pali można nim osiągnąć, bijąc pale do zupełnego zatrzymania się, tj. do  $e=0$ . Wzór Eytelweina, nie biorący w rachubę sprężystości pala, daje w tym razie niedorzeczną wartość  $R=\infty$ . Wzór Redtenbachera daje:

$$R_{max} = \sqrt{\frac{2GheF}{l}} \dots \dots \dots 6.$$

a wzór Sterna  $R_{max} = \frac{1}{G+Q} \sqrt{2Gh\delta} \dots \dots \dots 7.$

O ile wiem, Stern jest pierwszym autorem, który podaje wzór na głębokość bicia odpowiadającą danemu  $R$  lub  $R_{max}$ , w połączeniu z własnościami gruntu. Do tego wzoru wchodzi współczynniki  $\xi$  i  $f$  określające stosunek zgęszczenia i bryłową wytrzymałość na wytłoczenie, o których mówiliśmy powyżej. Jednakże wywód polega na połączeniu wzoru na opór wytłoczenia  $R_1$  (r. 548. St. s. 111.), z jednym z powyższych wzorów na opór  $R$  podczas bicia pala (St. s. 190). Według powyższych zaś uwag,  $R_1$  i  $R$  nie mają jednego znaczenia. Dla bliższego poznania tego przedmiotu odesłać muszę czytelnika do oryginału.

Wobec trudności oznaczenia naprzód wytrzymałości pali w danych warunkach drogą rachunku, pożądanem jest często oznaczenie jej podczas bicia pali, drogą doświadczalną przybliżoną, którą wskazał prof. Kreuter \*). Sposób ten polega na wyrugowaniu z rachunku pracy straconej  $Gh_0$ ; gdzie  $h_0$  jest największą wysokością spadku baby, która nie wślacza w danym razie pala. Gdyby można oznaczyć tę wysokość przez doświadczenie, moglibyśmy przy końcu bicia rachować:

\*) CBI. 1896, 1897.



$$R = \frac{G(h-h_0)}{e} \dots \dots \dots 8.$$

Bezpośrednie jednak mierzenie wysokości  $h_0$  jest praktycznie trudne i niedokładne; natomiast skorzystać możemy z tej okoliczności, że w chwili gdy pytamy o wytrzymałość pala, t. j. ku końcowi bicia, postęp jego  $e$  jest już mały, a zarazem wytrzymałość mało się powiększa; stracona zatem praca jest także w przybliżeniu stała. Wykonawszy w takich warunkach dwa krótkie szeregi np. po 3 do 5 uderzeń z wysokości  $h_1$  i  $h_2$ , zmierzwszy odpowiednie wtłoczenia i wyrachowawszy średnie wartości  $e_1$  i  $e_2$ , możemy napisać:

$$\begin{aligned} Re_1 &= G(h_1 - h_0) \\ Re_2 &= G(h_2 - h_0) \end{aligned}$$

Ztąd dla sprawdzenia wytrzymałości pala mamy:

$$R = \frac{G(h_1 - h_2)}{e_1 - e_2}; \dots \dots \dots 9.$$

a nadto

$$Gh_0 = R \frac{e_1 + e_2}{2} - G \frac{h_1 + h_2}{2} \dots \dots \dots 10.$$

Jeżeli to postępowanie było zastosowane do pali próbnych, to  $h_0$  obliczone z równania 10 może być podstawione do wzoru 8, i pozwala zastosować ten wzór przy projektowaniu fundamentu w danym przypadku, albo w warunkach zupełnie podobnych; tj. w tych samych pokładach, przy niewiele różnej głębokości bicia, i zastosowaniu tego samego kafara.

Sposób ten nie zastąpi jednak obciążenia próbnego, bo nie daje pojęcia o możliwym osiadanii pali.

Przy większych zmianach  $h$ , zmienia się także  $h_0$ , obszerniej piszą o tem Krapf (s. 13) i Stern (s. 165). Ostatni daje także wykresne zestawienie odpowiadających sobie  $t$   $R$  i  $e$ , według wyników bicia pali przy dwóch budowlach w Wiedniu fundowanych (St. tab. VI. i s. 117).

Przykłady obciążeń pali pod budowłami, podają według Klasena (Fundierungsmetoden 1895 s. 209) w tabeli na str. 375.

W Holandyi, gdzie używają pali do fundowania w bardzo miękkich pokładach, obciążane bywają pale słabiej niż podaje tabela. Pod rusztami szluz Północnego kanału Holenderskiego, dźwigają pale tylko 12,5  $tn$ ; a jednak pod takim ciężarem niektóre mury warsztatów okrętowych w Helder silnie się osiadły. Przy niektórych szluzach stawiano pale tak blisko siebie, że na każdy przypada ciężar tylko 10  $tn$  albo nawet 5,5  $tn$ . W szluzie pod Katwyk każdy pal wytrzymuje ciężar 8,25  $tn$ , a pod bulwarem w Feyenord pod Rotterdamem 8,11  $tn$ .

Próbne obciążenia (Uzupełnienie do l. 19). Ciężar należy układać spokojnie, unikając wszelkich wstrząśnień; powiększać go powoli, i zapobiegac chwianiu się obciążającej bryły.

Ostateczną granicą obciążenia jest ten ciężar, przy którym pal trwale się zagłębia, aż do chwili napotkania nowego oporu. Takie obciążenie bardzo trudno wykonać, bo wymaga bardzo wielkich ciężarów. Poprzestajemy zwykle na obciążeniu odpowiadającym przyjętej granicy osiadania, albo na 1,5 do dwukrotnego obciążenia przewidzianego pod budowłą. Jeżeli chcemy mieć  $n$  krotną pewność, to  $n$  nie może być określone ogólnie dla wszystkich przy-

	Obciążenie pali <i>tn</i>	<i>G tn</i>	<i>h<sub>m</sub></i>	Liczba uderzeń <i>n</i>	<i>ne<sub>mm</sub></i>	Uwagi
1. Warsztaty okrętowe Junction-Docks w Hull . . . . .	50	0,65	1,83	30	38	
2. Magazyny w Harburgu; pokład czystego płynnego piasku, poczęści z mułem bagiennym. Głębokość bicia 2,7 do 7,8 <i>m</i> . . . . .	12—21	0,5—0,7	—	1	12—35	
3. Berlin; bardzo miękkie namuł piaszczysty, długość pali 12,5 <i>m</i> . . . . .	21,68	0,825	1,57	20	9	pod tym ciężarem dostrzegano jeszcze wciąganie pali.
4. Most pod Neuilly; pale 31 <i>cm</i> grube bite w żwir, stoją na skale . . . . .	52,8					1 filar osiadł się o 26 <i>cm</i> .
5. Most pod Orleanem . . . . .	52,5					
6. Most na Wiśle pod Grudziądzem . . . . .	39,75					
7. Most pod Tours . . . . .	76,9					zawalił się.

padków. Zależy ono od rodzaju pokładów i trwałości oporu znalezioneego podczas obciążenia.

Pod l. 19. zalecałem obciążać cztery pale; jest to jednak warunek uciążliwy; w nowszych doświadczeniach obmyślano urządzenia, pozwalające obciążyć jeden pal, a natomiast obciążenie wzmocnić.

Inżynier Bernhard (CBl 1907 s. 242) opisuje dwa próbne obciążenia, wykonane w Berlinie w r. 1901 i 1899. W obu przypadkach, twardy piasek uważany jako wytrzymały, leżał przeszło 10 *m* pod powierzchnią terenu. Pale były 11 do 12 *m* długie, wbite 10,5 *m* pod poziom wody w głębszej. Przy próbie z r. 1901 wybrano 4 pale czarno oznaczone na rys. 551, znajdujące się wewnątrz między innymi palami, ażeby rozpoznać wpływ zgęszczenia gruntu. Jednakże wpływ mogły mieć tylko pale 18 i 16; inne stały za daleko ( $d=0,3$   $\xi=1,4$ ). Baba o ciężarze 900 *kg* uderzająca z wysokości 1,65 *m* na pale o średnicy:

31      31      28      29 *cm*

pobijała je przy ostatniem uderzeniu

9      8      16      8 *mm*

Następnie pod ciężarem 30 *t* na 1 pal, osiadły się one

4      3      4      2 *mm*

a pod ciężarem 40 *t* całkowite pogłębienie pali wynosiło

5,5      4      5      4 *mm*

Dla  $e=0,008$   $F=0,07$   $l=11,0$   $\epsilon=1100\ 000\ t/m^2$   $Q=1,3\ t$ , wzór Redtenbachera daje w tym razie  $51\ t$ , wzór Weisbacha  $98\ t$ . Pozwolono na obciążenie  $27,5\ t$  pod budowlą.

Przy próbie w r. 1899 baba ważyła  $1000\ kg$ , a wysokość spadku była

również  $1,65\ m$ . Cztery pale  $12\ m$  długie, które przy ostatniem uderzeniu pogłębiały się o

$1,0\ 1,3\ 1,8\ 1,4\ mm$  osiadły się pod obciążeniem  $74\ t$  na 1 pal

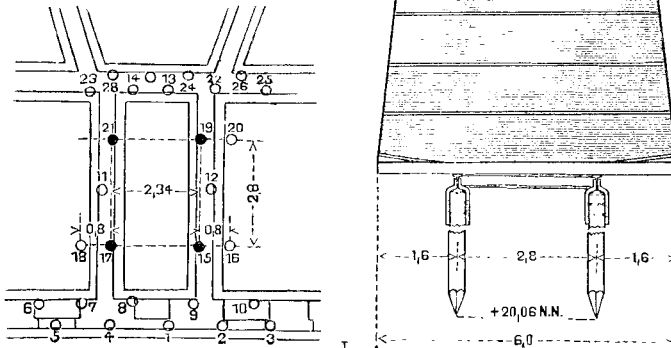
$2,5\ 3,5\ 10,0\ 8,5\ mm$

Przyjmując  $e=0,0015\ m$   $F=0,07\ m^2$   $l=12,0$

$Q=1,4\ t$   $\epsilon\ G$  i  $h$  jak wyżej, otrzymujemy ze wzoru Redtenbachera  $85\ t$ , a ze wzoru Weisbacha

$136\ t$ . Pod budowlą przy-

### 551.



jęto  $35\ t$  na 1 pal. Budowla była pomnikowa, tem usprawiedliwione było wysokie obciążenie próbne.

W obu przypadkach pale sprzężone były dźwigarami żelaznymi, na których ułożono warstwę belek. Do obciążenia używano cegieł przygotowanych dla budowy; ułożono je według rys. 551 w ostrosłup ścięty, na rogach na słabej zaprawie wapiennej. Pokłady cegieł  $1,0$  do  $1,5\ m$  grube, przedzielone były deskami; w kolejnych poziomach leżały deski w kierunkach na przemian prostopadłych. Na podstawie z belek przybito na rogach drewniane kliny, żeby nadać warstwowi cegieł kształt wklęsły. Większe nierówności wypełniano piaskiem.

Cegły użyte były następnie do budowy, i dopiero w miarę murowania były zdejmowane; ztąd oszczędność w kosztach próby, ale opisana bryła obciążenia zajmuje dużo miejsca, i jest przeszkodą w robotach, mianowicie przy małej powierzchni zagłębia.

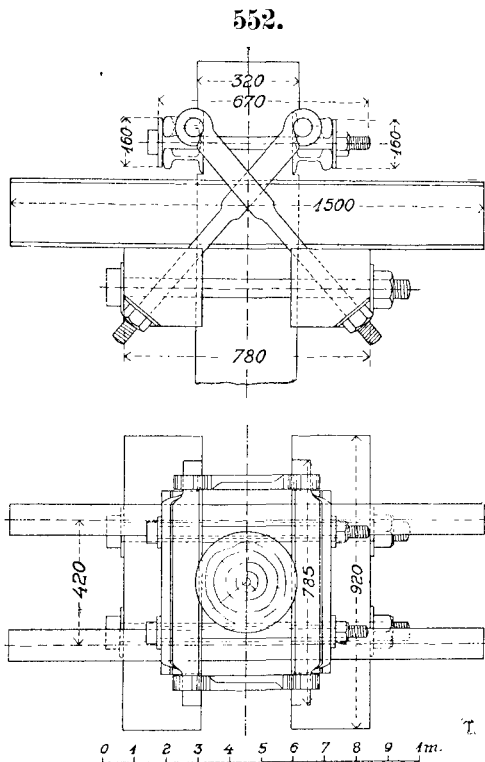
Przy obciążaniu jednego pala, trzeba na nim osadzić oprawę, która ma tworzyć odpowiednią podstawę dla bryły obciążenia.

Oprawy według rys. 552, 553 używał Krapf do pali drewnianych; działa ona prawie wyłącznie przez tarcie. Pal jest płasko ociosany, a do tych płaszczyzn przyłożone są podstawami cztery szyny kolejowe, tworzące kleszcze ściągnięte śrubami. Dwie górne szyny obrobione są na końcach do kształtu czopów. Niżej chwycony jest pal drugi raz za pomocą drewnianych klocków o przekroju kwadratowym, ściągniętych również silnemi śrubami. Obie pary kleszczy połączone są za pomocą ściągaczy śrubowych, założonych na krzyż na czopy górnych szyn, i przechodzących przez klocki. Na klockach spoczywają wzorówki  $\perp$   $22\ cm$  wysokie,  $1,5\ m$  długie, przeznaczone do oparcia ciężaru. W tym razie ciężar tworzyły szyny kolejowe. Na jednym palu opierał Krapf  $39\ t$ , a przy pomocy drugiej oprawy można oprzeć do  $80\ t$ . Aby uniknąć kołysania się ciężaru, należy wbić do koła kilka pali kierujących, a wystarczy do tego ręczna baba.

Autor obciążał w ten sposób 5 pali, i podaje wykresy ich osiadania (Kf. tab. II.)

Tylko przy jednym palu doszedł do ostatecznej granicy obciążenia, przy ciężarze 30,76 t; obciążenie trwało 4 dni.

Tak urządzona próba zajmuje jeszcze więcej miejsca niż poprzednia.



Stern obciążał pale betonowe w zagłębieniu 1,4 szeroki, wykonanym dla fundamentu długiego muru. Grunt był dawnym nasypem z gliny i żwiru. Oprawę pala utworzył z sześciu płaskich sztab 1,7 m długich, o przekroju 10/45 mm, wygiętych górą w kształcie wsporników. Były one osadzone 0,70 głęboko w palu, i obmurowane twardymi cegłami. W osi ustawiono żelazną rurkę dla trzymania podziałki. Za pomocą noniusza odczytywano 0,1 mm. Na murze leżała płyta żelazna, na niej 5 poprzecznych wzorówek I N. 10, na nich deski i 8 wzorówek podłużnych N. 24 długich 8 m, pokrytych brusami. Na tej podstawie układano cegły, tworząc stopniowo bryłę 8/4,20/0,9.

Pierwszą próbę wykonano pospiesznie. W 8 dni po wykonaniu pal był obciążony. W ciągu 12 godzin doprowadzono obciążenie do 40 t, w ciągu dalszych 12 godzin osiadł się pal o 30,6 mm. Po trzech dniach spokoju zdjęto obciążenie

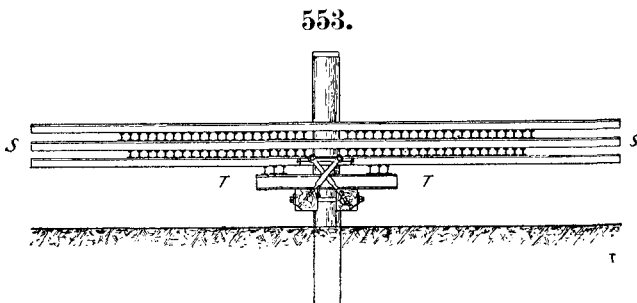
z pośpiechem w ciągu jednego dnia, a w ciągu 3 dni następných podniósł się pal o 4 mm. Drugą próbę wykonano powoli, układając tylko 1000 cegieł co 12 godzin.

Ciężar doprowadzono w ciągu 12 dni do 64,4 t, przy całkowitem pogłębieniu pala o 45 mm. Przekonano się, że pod ciężarem 30 t osiadł się pal tylko o 1 mm, pod ciężarem 54 t o 4 mm a w ciągu 12 godzin o dalsze 5, razem o 9 mm. Ostatnie 4 t ciężaru, ułożone po-

woli w ciągu 5 godzin, wywołały pogłębienie tylko o 10,1 mm; zaś poprzedniego dnia 5,3 t ułożone odrazu, wydały pogłębienie 25,6 mm. Po zdjęciu ciężaru podniósł się pal o 6,2 mm. Pod budowlą przyjęto na 1 pal ciężar 30 t. Więcej szczegółów podaje autor na str. 89 i tab. IV.

Przy obciążeniu drugiego pala, zaniechano uzbrojenia ceglanego muru postawionego na palu, przestając na żelaznej płycie. Pal znajdował się w zagłębieniu szeroki 2,60, mógł być zatem silniej obciążony. Ułożono dwa pokłady cegieł, przedzielone szeregiem wzorówek I. Pierwszy pokład był 5 m, drugi 10 m długi. Obciążanie trwało miesiąc, zdejmowanie ciężaru 5 dni.

Pod największym obciążeniem 92,48 t, osiadł się pal o 195 mm, a po



zdjęciu ciężaru podniósł się o 5 *mm*. Obciążenie pod budowlą przyjęto na 40 *t*; odpowiednie pogłębienie pala wynosiło przy próbie około 11 *mm*. (St. s. 91/2 tb. II i V).

Prostrze urządzenie, zastosowane w Hamburgu do obciążenia pala żelazno-betonowego, podaje BE 1904 s. 201. Próbowany pal obciążono niezupełnie symetrycznie, a przytem ustawiono drugi pomocniczy punkt oparcia, na którym spoczywała mała część ciężaru próbnego, łatwa do obrachowania. Pal równo ucięty nie miał żadnej oprawy. Spoczywały na nim wprost dwa podkłady dębowe, a na nich pokład belek tworzący podstawę ciężaru, do którego użyto worków z piaskiem. Pal 7 *m* długi, wbity 6,5 *m* przy  $G=4\ t$   $h=1,20$   $e=0,01$ , pod ciężarem 50 *t* poddał się 1,2 *mm*, pod ciężarem 85 *t* 2,5 *mm*, a po 8 dniach w całości 3 *mm*. Z tego po zdjęciu ciężaru pozostało 1,5 *mm*. Obciążenie pod budowlą przyjęto na 50 *t*.

Próbne wyciąganie pali wykonywane bywa w celu oznaczenia rzekomego oporu tarcia; a to w mniemaniu, że wytrzymałość pala pod obciążeniem jest co najmniej równa, albo raczej większa od tego oporu. To pojęcie nie jest jednak usprawiedliwione.

Nie jesteśmy pewni, czy przy wyciąganiu pala pokonywamy tarcie, czy też opór przylegania czyli lepkość, zależną od rodzaju pokładów, a w takim razie z powodu stożkowatości pala, kierunek jego ruchu przy wyciąganiu nie jest prostopadły do ciśnienia ziemi. Odrywamy więc powierzchnię pala, lecz nie przesuwamy jej po cząstkach ziemi. Opór może być wielki w stosunku do wytrzymałości w gruncie miękkim, iłowym, gliniastym, i zależy od nasycenia tych pokładów wodą. Natomiast będzie mały w gruncie piaszczystym, żwirowym, a więc może bardzo twardym, i mającym wielki kąt tarcia. Opór przy wyciąganiu będzie zatem mały, pomimo, że pal okazywać będzie wielką wytrzymałość przy biciu i obciążeniu; a to nawet pal walcowy, opierający się głównie na ostrzu. Krapf wyciągał pale próbowane przedtem pod obciążeniem, a bite w pokłady lepkie, i znalazł opory zmienne w bardzo szerokich granicach. Gdy do 8 *m* głębokości bicia przeważała glina, opór przy wyciąganiu wynosił 0,9 oporu pod obciążeniem. Gdy w dalszej głębokości do 11 *m* znajdował się miękki ił, powyższy stosunek zmniejszył się do 0,7. Gdy u góry do 7,7 *m* był torf, potem do 8,4 *m* glina, a do 10,8 *m* miękki ił, stosunek zszedł do 0,3 (Kpf s. 5. St. s.17. Bernhard CBI 1907 s. 242).

Próbne wyciąganie nie daje zatem żadnej wskazówki co do wytrzymałości pala, i może mieć na celu tylko oznaczenie oporu przeciw podniesieniu. Ten opór potrzebny bywa czasem przy kotwicach, bulwarach, przy niektórych rusztach i jazach drewnianych. Odpowiednie urządzenie podaje Krapf, oraz BE 1904 s. 203. \*)

**e. Układ i odstęp pali, pokład betonu na palach.** Ciężar budowy jest dany, a wytrzymałość pali jaką można osiągnąć w danym pokładzie ziemi, poznajemy z pali próbnych. Ztąd wypada liczba pali potrzebna pod daną budowę; a skoro i powierzchnia fundamentu jest w przybliżeniu dana, więc przez proste dzielenie, otrzymujemy powierzchnię przypadającą na jeden pal, a zarazem właściwy w danym razie odstęp pali.

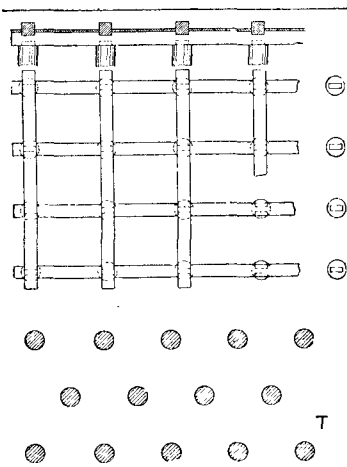
Przy stosunku zgęszczenia  $\xi$ , o którym mówiliśmy na st. 5, odległość są-

\*) Na str. 364, mówiąc o oporze lepkości, zapomniałem dodać, że te same uwagi odnoszą się do oporu tarcia.

siednich pali o średnicy  $d$  nie powinna być mniejsza od  $d(1+\xi)$ . Pale gęściej bite oddziałują na siebie (St. s. 115/16), a wskutek tego pale stojące w środku fundamentu są wytrzymalsze od pali na obwodzie. Jednakową wytrzymałość wszystkich pali można jednak otrzymać przez otoczenie fundamentu palisadą.

Układ pali przedstawia w rzucie poziomym sieć prostokątów, jeżeli na palach ma być położony ruszt (r. 554); zaś sieć trójkątów równobocznych, jeżeli pale mają być pokryte warstwą betonu (r. 555). Trzymając się jednej z tych za-

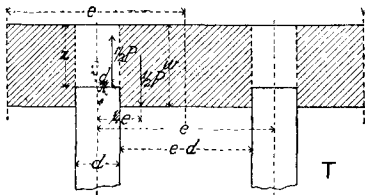
554.



555.

Pokład betonu wypełnia przestrzeń między palami oraz pokrywa pale grubością  $z$  (r. 556). Pod ciężarem budowli, pokład betonu działa jak płyta ciągła, stale osadzona na palach. Nie mając równania opartego na teorii sprężystości, możemy tylko w przybliżony sposób obrachować grubość betonu  $w$ , uważając oddzielnie pole kwadratu o boku  $e$ , równym osiowej odległości pali (r. 556), podparte

556.



sad, i zachowując odstęp określony według obciążenia, wypracować można plan rozkładu pali; przy-  
czem wypaść może poprawka przyjętej pierwotnie powierzchni fundamentu. Praktyczne wartości od-  
stępu pali drewnianych, leżą między 0,6 i 1,5 m. Przy odstępem mniejszym od 2,5 średnicy bicia jest  
zbyt trudne z powodu zgęszczenia ziemi między palami. Gdy zatem z powyższego postępowania wy-  
pada odstęp bliższy tej granicy, należy powiększyć przyjętą powierzchnię fundamentu. Natomiast przy  
znacznym przekroczeniu górnej granicy, momenty powstające wskutek obciążenia w pokładzie leżącym  
na palach, wymagają silnych wymiarów; może więc rozważyć wypadnie, czy przez powiększenie liczby,  
a zmniejszenie odstępów pali, nie można osiągnąć oszczędności.

Do połączenia pali między sobą i do przeniesienia na nich ciężaru budowli, używany bywa pokład betonu lub ruszt drewniany.

Po jednej stronie przekroju przez środek

pala, obciążenie  $\frac{1}{2}P$  działa o ramieniu  $\frac{1}{4}e$ ; od-

działywanie zaś  $\frac{1}{2}P$  na palu, ma ramię  $\frac{2}{9}d$ . Ma-

my więc moment zgięcia  $\frac{1}{2}P \left( \frac{1}{4}e - \frac{2}{9}d \right)$ , ze

względu na ciągłość wprowadzimy do rachunku  $\frac{1}{2}$  tego momentu <sup>\*</sup>), a do mo-

mentu oporu policzymy tylko grubość betonu  $z$  nad palami. Mamy więc równanie

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} P \left( \frac{1}{4}e - \frac{2}{9}d \right) = \frac{1}{6} \tau e z^2$$

Dla  $P=20 t$   $e=1,2$   $d=0,3$   $\tau=30 t/m^2$ , wypada  $z=0,44$ .

<sup>\*</sup>) Ze względu na ciągłość we wszystkich kierunkach, możnaby przyjąć  $\frac{1}{3}$  powyższego momentu. Ramię  $\frac{d}{\pi}$  na rysunku 556, należy poprawić na  $\frac{2}{9}d$

Dodając do z niżej głów pali 36 cm na utrwalenie ich, otrzymamy  $w=80$  cm. Ta wartość przedstawia praktycznie możliwe minimum, i dowodzi, że w zwykłych warunkach obciążenia pali drewnianych, wytrzymałość zwykłego betonu może być tylko słabo wyzyskana. Beton uzbrojony może zatem mieć rację zastosowania dopiero przy większych odstępach i obciążeniach pali, mianowicie przy palach żelazno-betonowych.

Natomiast używany bywa niekiedy beton uzbrojony w trudnych przypadkach utrwalenia pali względem siebie, i w celu powstrzymania ruchów budowli względnie lekkich, podlegających zmiennym ciśnieniom poziomym. Taki przykład widzimy na fundamentach bulwarów nowego portu w Brukselli (r. 557). Zastosowano tu aż trzy płaszczyzny siatki żelaznej, a nadto pale pochyłone na

46:100, utrwalone są w betonie za pomocą sworzni według rys. 558. Na rys. 559 uzbrojenie jest o wiele słabsze, i żelazo użyte wprost do połączenia pali. Takie zastosowanie żelaza było już dawniej znane, i mniej jest właściwe niż umieszczenie wewnątrz betonu, jak na rys. 557.

Bardzo proste sprzężenie pali pod wazkim a długim fundamentem, podaje Bernhard (CBL. 1907 s. 243. patent).

Dla rozpoznania przyczepności betonu do pali, wykonano doświadczenia przy sposobności nowych budowli portowych w Brukselli (An. Belges 1904 s. 175 i 207,8). Doprowadziły one do następujących wniosków.

Gdy pale są bez kory, a beton ze wszzech miar doskonały, natenczas po trzech miesiącach twardnienia, przyczepność wynosi średnio  $4 \text{ kg/cm}^2$ . Gdy beton jest nieco gorszy i słabo ubijany, a po tym samym czasie twardnienia, wynosi przyczepność tylko

$1,75 \text{ kg/cm}^2$ . Jeżeli z pali nie zdjęto kory, przyczepność wynosi trzecią część powyższej. Przy doświadczeniach kora zdzierana była z pali, a trzymała się betonu.

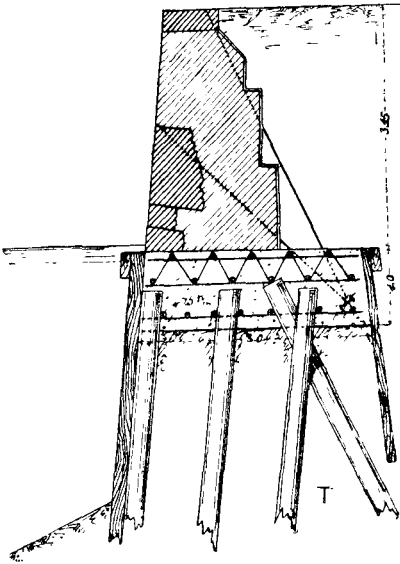
Jeżeli siły działają w takich kierunkach, że stożkowatość pala opiera się zderciu i wywiera ściskanie betonu, przyczepność wzrasta do podwójnej wartości powyższej.

Dla powiększenia oporu, używano skutecznie żelaznego sworznia, przebitego przez pał na wskroś, i wystającego z obu stron jak na rys. 558. Wymiary obrane być winny tak, żeby we wszystkich trzech materiałach, opór przeciw zderciu był jednakowy.

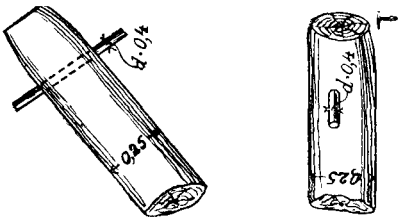
Jeżeli beton pokrywa pale grubością 30 do 40 cm, to opór przeciw zderciu i przebiciu warstwy pokrywającej, jest znacznie większy od ciężaru jaki bywa w praktyce opierany na palu (25 tn.)

W zastosowaniu do fundamentów wspólnych, pokład betonu może rozkładać ciężary murów na wszystkie pale. Takie zastosowanie betonu poznamy na przykładzie pod g r. 567.

557.

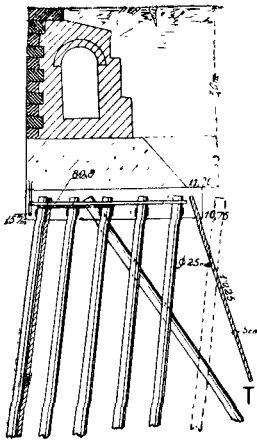


558.



**d. Ruszt na palach** (r. 560). Do uwag podanych pod l. 27 co do więzby rusztu leżącego, przybywa nowy warunek, że belki rusztu mają być dobrze oparte na palach. Układ pali jest dany, bo odstępki ich zależą od przyjętego obciążenia; trudniej więc dobrze związać ruszt na palach, niż ruszt leżący. Natomiast dobre związanie jest mniej ważne w tych przypadkach, w których głowy pali mogą być uważane za punkty stałe w płaszczyźnie poziomej.

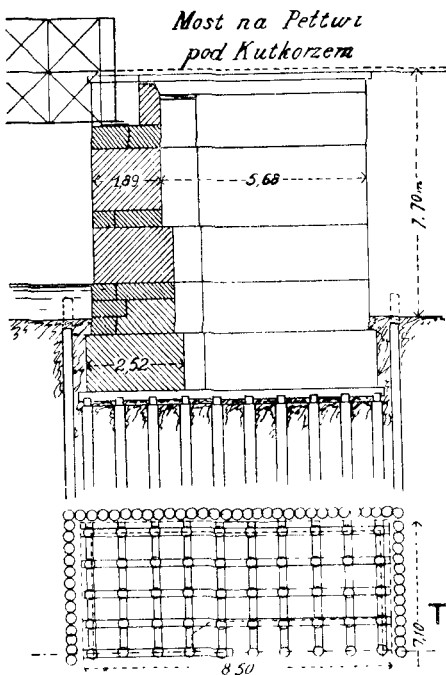
559.



Wprost na palach leżą najczęściej belki podłużne, i osadzone są na czopach albo przymocowane śrubami lub gwoździami. Długość czopów leży w kierunku długości belek, a wymiary ich są około  $15\frac{8}{5}$  cm. Jeżeli ruszt ma być wystawiony na ciśnienie wody od spodu, natenczas czopy idą na wskroś belek, i są z wierzchu zaklinowane. Przy zastosowaniu śrub lub gwoździ zamiast czopów, osłabienie belek jest mniejsze, i oparcie na palach dokładniejsze. Styki belek podłużnych wykonane być winny na palach, gładko do czoła, i ściągnięte z obu stron sztabami żelaza.

Belki poprzeczne krzyżują się z podłużnymi przeważnie na palach i są wpuszczone. Przytem należy jak najmniej osłabiać belki dolne, osłabione już przedtem przez czopy. Z tego powodu układane bywają niekiedy belki poprzeczne między palami.

560.



W trudniejszych przypadkach, mianowicie przy zbiegu belek pod kątami rozwartymi, (r. 561) powinny być dobrze podparte dolne belki; mniej zaś ważne jest stawianie pali pod punktami skrzyżowania belek. W miarę konieczności, można w takich razach odstąpić od zupełnej jednostajności odstępów pali; to jednak stanowi nową ujemną stronę rusztu na palach.

Belki przenoszące ciężar budowli na pale, wytrzymują moment zgięcia pochodzący od obciążenia. Pola między palami niech będą kwadratowe o boku  $e$ , obciążenie na jeden pal niech będzie  $P$ ; ze względu na ciągłość belek, największy moment zgięcia przypada na palu i wynosi w przybliżeniu  $\frac{1}{12}Pe$ . Jeżeli wymia-

ry belek oznaczymy przez  $b$  i  $c$ , to równanie momentów jest

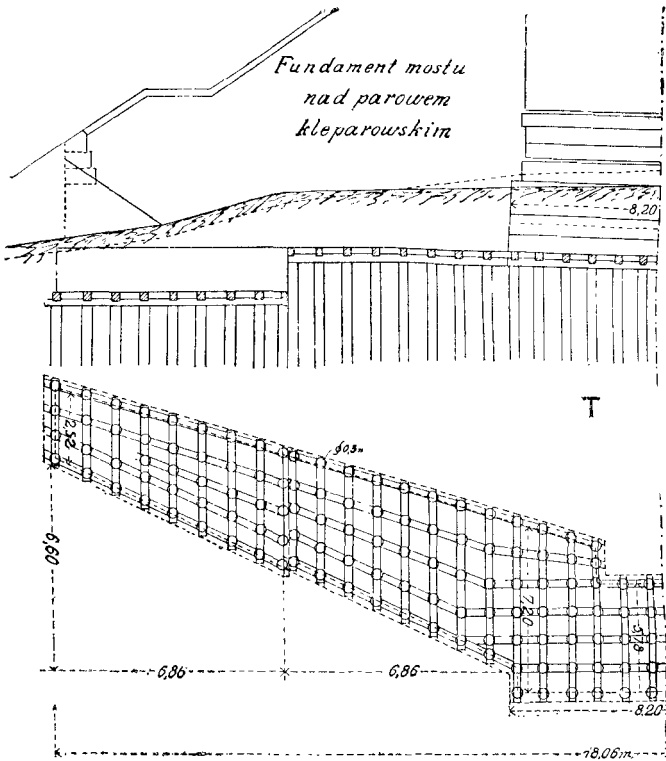
$$Pe = 2 \rho bc^2.$$

Podstawmy wartości przyjęte powyżej dla betonu  $P=20t$   $e=1.2$ , zaś  $\rho=700t/m^2$  i  $b=0,20$ , ze względu na osłabienie przez czop; otrzymamy  $c=0,30$ .



Wymiary wypadną słabsze, jeżeli przypuścimy, że belki poprzeczne i podłużne pracują wspólnie; że zatem na powyższy moment przypadają dwie belki; jednakże

561.



z powyższych wymiarów wnosić można, że ruszt na palach nie będzie tańszy od betonu; przytem daje on mniej silne połączenie pali, i posiada mniejszą trwałość, zależną od stanu wody. Z tego powodu, oraz ze względu na trudności związania, jest on równie mało używany jak ruszt leżący, i ustępuje zwykle miejsca betonowi.

**e. Porządek robót.** Fundament na palach, wykonywamy zwykle w grodzach, z wyczerpaniem zagłębienia (l. 23). Wystarczy mówić tutaj o fundowaniu pośród rzeki, na znaczniejszej głębokości, jako o przypadku wymagającym najwięcej przygotowań.

Przy pomocy kafara ustawionego na galarach, bijemy naprzód pale potrzebne do grodzy. Jednocześnie następuje wypełnienie grodzy, a po zamknięciu zagłębienia, o ile czekać trzeba na szczelność grodzy, bić można pale do rusztowania roboczego. Po uszczelnieniu grodzy, wyczerpujemy wodę i wykonywamy wykop do głębokości około 0.4 pod poziom projektowanego wierzchu pali (r. 562).

Jeżeli fundament ma być otoczony palisadą, to bicie jej rozpoczyna się zaraz po wykonaniu wykopu, a bicie pali odbywa się wewnątrz gotowej palisady. W ten sposób otrzymujemy lepsze zgęszczenie ziemi niż przy odwrotnym porządku.

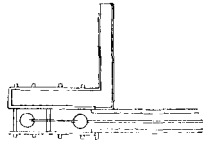
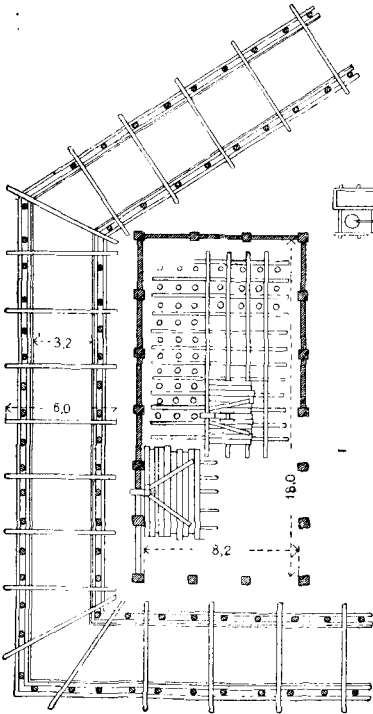
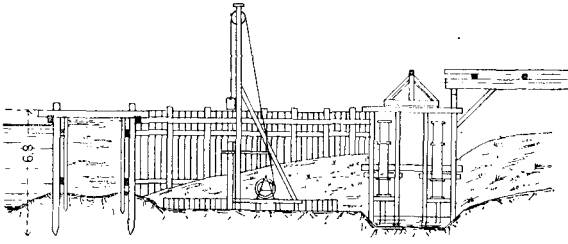
Ażeby uciąć wszystkie pale w jednym poziomie, znaczymy ten poziom na jednym palu, i zatrzymujemy pompy do chwili, aż woda dojdzie do znaku. Następnie utrzymujemy ją pompami stale w tej wysokości, i znaczymy poziom wody na wszystkich palach, poczem znowu wypróżniamy zagłębienie.

Pompowanie trwać musi do końca wymurowania rusztu, położenia dyliny lub ubicia i związania pokładu betonu; należy zatem wykonywać te roboty z pośpiechem. Dla oszczędzenia pompowania, bicie pali odbywa się niekiedy pod wodą; mianowicie gdy prąd jest słaby, i głębokość wody nad głową pala nie wielka; wystarczy zatem postawić na palu słupek. Przy większych trudnościach, zastosować można przyrząd opisany na str. 54/5.

Przy budowie mostu w Zürich, na wypływie jeziora, pale 16 m długie, po części pochyłe, były ustawiane pośród wody 10 m głębokiej; a przytem z wielką dokładnością (Riese die Ingenieur-Bauwerke der Schweiz s. 22/3).

W tym celu, ustawiono na lekkich rusztowaniach cztery podziałki; dwie na brzegach, a dwie prostopadłe do podłużnej osi filara. W przyjętej płaszczyźnie poziomej, środek każdego pala leżał na przecięciu dwóch prostopadłych, poprowadzonych przez odpowiednie punkty podziałek.

562.



Kafar parowy ustawiony na dwóch galarach sprzężonych, był środkiem oparty na osi, i miał wiążące świece. Pozwalał więc na pochylanie pali w dwóch płaszczyznach, bez zmiany położenia galarów. Do bicia pod wodą, stawiano na palu dębowy słupek 7 m wysoki, zakończony u spodu żelazną czapką obejmującą pal. Za pomocą dwóch krótkich rur osadzonych na świecach, kierunek pala a potem słupa był utrwalony do 5 m pod wodą. Riese podaje szkice.

Baba ważyła 1000 kg, dziennie bito średnio 12, a najwyżej 18 pali. Są one obciążone pod filarami po 14,5 do 15,0 tn, a pod przyczółkami po 9,6 do 11,4 tn. Rysunek tego fundamentu znajduje się pod l. 38.

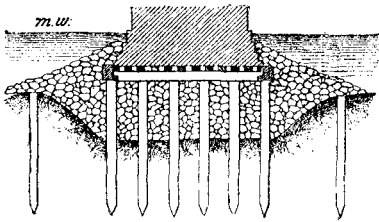
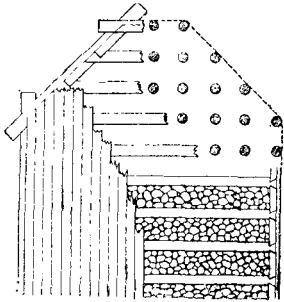
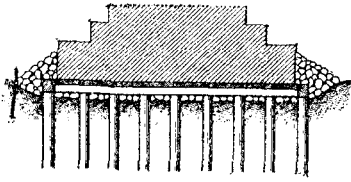
Można oszczędzić pompowania, a niekiedy nawet zupełnie je ominąć, zatapiając ruszt, i osadzając go na palach pod wodą. Zamiast grodzy, wystarczy wówczas zasłonić budowę od prądu, tak jak przy fundowaniu w skrzyni. Pale ucinamy pod wodą, a przestrzeń między nimi wypełniamy kamieniami lub żwirem. Ten materiał trzeba starannie ubić. Jestto zwykle możliwe, ponieważ żwir wciska się w miękki

grunt, ale pod wodą potrzebny jest do tego odpowiedni przyrząd, np. ten który opisany był pod l. 2 do bicia pali pod wodą (r. 96). Ruszt związany puszczaemy na wodę, i za pomocą kilku pionowych żerdzi kierujących, utrzymujemy go we właściwym położeniu nad palami. Na skrzyżowaniach belek przetykamy gwoździe i zatapiaemy ruszt przez obciążenie. Gdy się oparł na palach, przytwierdzamy go do nich, wbijając gwoździe przy pomocy odpowiedniej podstawki. To postępowanie oraz inne podobne, opisuje obszerniej Debauxe (str. 172/3), ale zalecić je można tylko przy budowach drugorzędnych, i małym obciążeniu pali, bo nadzór dobrego wykonania jest trudny. Również wyjątkowo może zajść potrzeba zatapiania oddzielnych belek lub tablic dyliny. Roboty takie należą już niemal do przeszłości, bo dziś przeważnie aby uniknąć pompowania, otaczamy fundament palisadą, i wypełniamy przestrzeń zamkniętą betonem podwodnym.

**f. Do zabezpieczenia fundamentu na palach od podmycia**, wystarcza w wielu razach narzut (r. 563, 564), który wypełnia zarazem przestrzeń pod rusztem.

Do silniejszej zasłony służy palisada, a najwłaściwsze dla niej miejsce zewnętrznie rusztu (r. 565). Dokładne odosobnienie przestrzeni pod rusztem od

563.



564.

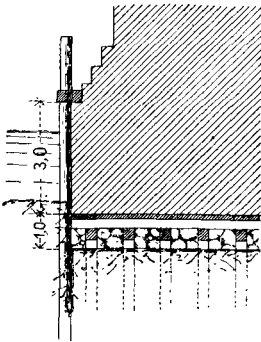
wody zewnętrznej, daje mur fundamentu, który do palisady szczelnie przystaje (r. 565, 566 a, b.); ruszt zaś powinien być wymurowany, lub wypełniony betonem. Gdy obawiamy się ruchów poziomych, palisada może być przyciągnięta do rusztu żelazem (r. 566 a, b), choćby była zakończona wyżej od rusztu.

Stawiając palisadę zewnątrz rusztu, mamy możliwość użycia jej do grodzki, przez co zajmujemy mniej miejsca; a to może być ważne pośród koryta rzeki.

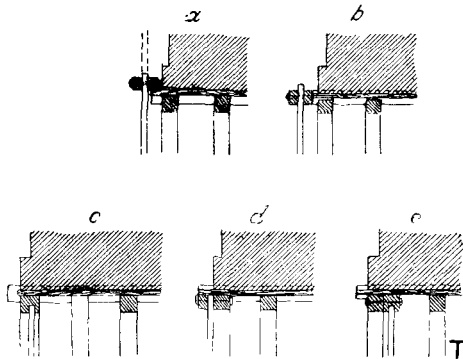
Na rys. 566 c-e umieszczona jest palisada pod rusztem, ażeby na niej także opierała się budowla. Takie urządzenie byłoby usprawiedliwione, gdybyśmy mieli pewność że palisada i pale osiadać się będą jednakowo; zwykle jednak nie znamy wytrzymałości palisady. Jeżeli poddaje się ona mniej od pali, natenczas postawiona pod rusztem może wywołać pęknięcie muru. Palisada zaś poddająca się więcej niż pale, nie prowadzi do zamierzonego celu, bo cały ciężar przenosi się na pale. Powyższych uwag nie należy jednak stosować do budowli wodnych, przeważnie lekkich, a przeznaczonych do utrzymania spiętrzenia wody. Tam zachodzą bowiem odmienne warunki, o których tutaj mówić nie możemy.

**g. Przykłady fundamentów z betonem na palach.** Zmieniając odstępki pali między 0,6 i 1,5, można zmieniać obciążenie jednostkowe na podstawie betonu w stosunku  $1:2,5^2$ , o ile wszystkie pale mają jednakową wytrzymałość.

565.



566.



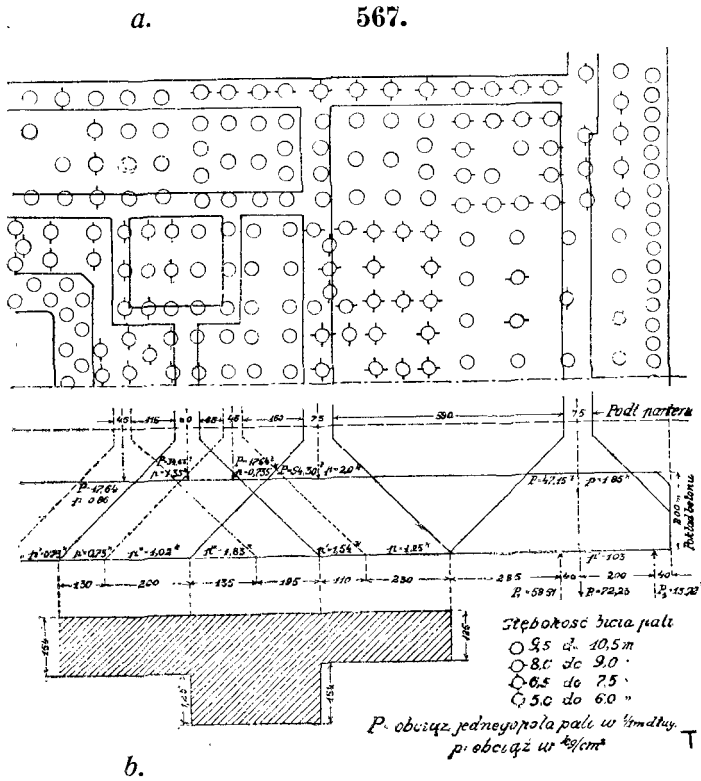
Te granice można rozszerzyć, wprowadzając nadto zmienną głębokość bicia. Przykład takiego postępowania przedstawia fundowanie nowego budynku namiest-

nictwa w Trieście (r. 567. Oest. Woch. f. d. Oef. Baud. 1902 s. 740). Budowla ta stoi na pokładzie morskiego mułu, w którym sądowno do głębokości 28 m, i nie znaleziono podstawy. Obciążenia jednostkowe na górnej powierzchni betonu zmieniają się od 4,6 do 0,7  $kg/cm^2$ ; ażeby do tego zastosować opór pali, zmieniano głębokość bicia od 6 do 16 m, a odstępy ich od 0,5 do 1,3 (r. a). Przytem rachowano na częściowe wyrównanie obciążeń przez płytę betonu, przypuszczając że ciężary murów wywołują jednostajne obciążenia podstawy betonu, w granicach oznaczonych przez płaszczyzny pochyłone na  $45^\circ$  (r. b).

To założenie usprawiedliwić można jedynie ciągłością pokładu betonu. Z teorii Franckego bowiem (s. 304/5) wnosić należy, że pod oddzielnie stojącym

fundamentem jednego muru na palach, i przy rozszerzeniu w powyższym stosunku, ciśnienie na brzegach byłoby znacznie mniejsze niż w środku; a to z powodu bardzo małego sprężystego uginania się pali.

Rys. b przedstawia część planu obciążeń wynikającego z powyższego założenia. Widzimy na nim, że obciążenie niektórych powierzchni pochodzi od dwóch a nawet od trzech murów. Kierownik budowy inżynier Artmann, rachował wytrzymałości pali według własnego wzoru, który znajduje się w przyto-



czonym źródle. Przy pomocy zmiennych odstępów i długości pali, wytrzymałości te wynosiły wszędzie  $\frac{8}{7}$  ciężarów spoczywających na palach, co nazwać trzeba założeniem bardzo śmiałym.

Mimo wszelkich ostrożności, niektóre pale okazały według rachunku za wielką wytrzymałość. Takie pale skracano o tyle, żeby płyta betonu nie opierała się na nich; zostawiano 10 cm odstępu między betonem a głową pala, i tę przestrzeń wybijano starannie żwirem.

Płyta betonu jest w tej budowli wspólną podstawą wszystkich murów, a pale zajmują całą powierzchnię fundamentu; między murami zatem, wystawiona jest płyta na momenty, wynikające z oddziaływania pali. Największa odległość murów sąsiednich wynosi 4,89; obrachowano zatem płytę tak, jak belkę stałe utwierdzoną na podporach 5 m odległych, i jednostajnie obciążoną ciśnieniem 2  $kg/cm^2$ . Przy grubości płyty 2 m, wynosi największe ciągnięcie 6  $kg/cm^2$ .

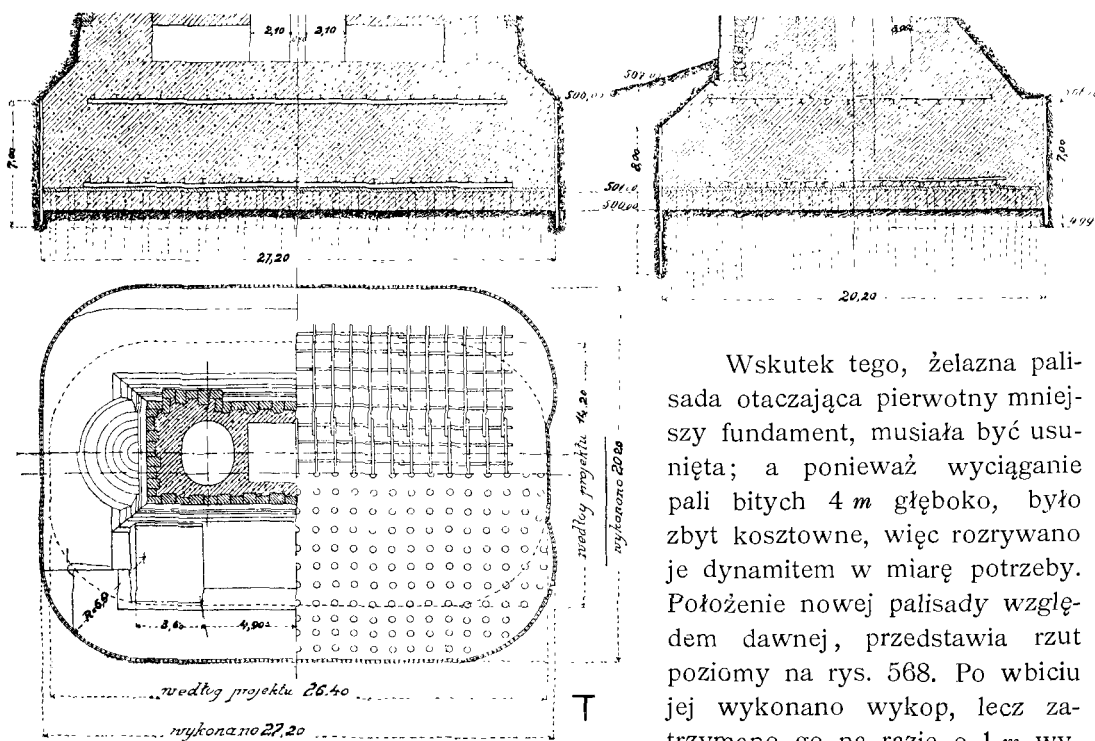
Fundament starego bulwaru przecina w poprzek całą budowę; nie usuwano

go, żeby przez wzruszenie nie zmniejszać i tak już małej wytrzymałości mułu. Ztąd powstał pas bez pali, a 2 m gruba płyta betonu stanowi most nad tym pasem. Pierwsze szeregi pali z obu stron wytrzymują zatem cały ciężar, który przypada na nie jako na przyczółki mostu; wzdłuż tego bulwaru, pale stoją gęściej.

Jako drugi typowy przykład, przytoczymy fundament prawego przyczółka wielkiego mostu łukowego na Aarze w Bern (Kornhausbrücke, Schvz. Bauz. 1898 t. 31. st. 92. i 101).

Pale bite są w pokład iltu, którego granicy nie znaleziono, zapuszczając liczne szyby próbne. W projekcie przyjęte było obciążenie  $5 \text{ kg/cm}^2$ ; po odkryciu jednak fundamentu, i rozpoczęciu robót, znaleziono grunt daleko gorszy niż przewidywano; zmniejszono więc obciążenie na  $3,5 \text{ kg}$ , powiększając powierzchnię fundamentu o  $50\%$ .

568.



Wskutek tego, żelazna palisada otaczająca pierwotny mniejszy fundament, musiała być usunięta; a ponieważ wyciąganie pali bitych 4 m głęboko, było zbyt kosztowne, więc rozrywano je dynamitem w miarę potrzeby. Położenie nowej palisady względem dawnej, przedstawia rzut poziomy na rys. 568. Po wbiciu jej wykonano wykop, lecz zatrzymano go na razie o 1 m wy-

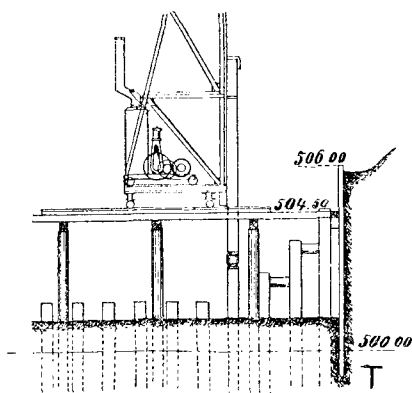
żej od projektowanej powierzchni fundamentu; albowiem ilt pęczniał i rozkładał się na powietrzu, oraz wskutek deptania przez robotników; chodziło więc o to, żeby zachować powierzchnię świeżą do położenia betonu.

Ażby nie wywołać usuwiska, umieszczono wysoko rozparcie zagłębła; wskutek tego pomost dla kafarów musiał również leżeć wysoko, i potrzebne były pale o 3 m dłuższe niż wypadło z projektu. Były to sosny amerykańskie 15 m długie, o przekroju kwadratowym na 32 do 38 cm, stałym na całej długości. Bito je kafarem maszynowym z babą o ciężarze 1000 kg, o spadku 3 m. Z początku postęp pali był szybki; przy końcu na 10 uderzeń szły one jeszcze 8 do 10 cm, chociaż były już wbite na 10 do 12 m w ziemię. Przepis kierownictwa budowy żądał natomiast, aby postęp na 10 uderzeń wynosił tylko 5 cm.

Po wbiciu 400 pali, stosunki wcale się nie zmieniły, co dowodzi wielkiej plastyczności iltu. Przy biciu każdego pala, podnosiły się pale sąsiednie o 10 do 20 mm, ilt pęczniał i podnosił się, na obwodzie fundamentu, gdzie rozpoczęto bicie, podniósł się o 20 do 30 cm; potem coraz więcej, a przy końcu bicia, w środku fundamentu na 75 cm. Ciesiołka rozpierająca palisadę a spoczywająca na palach pomocniczych, miała w środku wypukłość na 50 cm.

Zarządzone przez dyrekcję dalsze pobijanie pali, przedstawiało wielkie trudności; przesuwanie kafara było bardzo kosztowne, z powodu straty czasu, bo świece sięgały niżej pomostu. Na próbę użyto dębowej baby wysokiej na 3,5 m (r. 569), która ważyła 1100 kg. Z początku biła dobrze do 3 m pod pomostem, ale wkrótce popękała. Ostatecznie więc zbudowano nowy pomost o 3 m niżej, przyczem i rozparcie palisady musiało być na nowo wykonane, ale wówczas wykonano pobijanie tak, że większa część pali odpowiadała przepisom.

569.



Powierzchnia fundamentu wynosi 517 m<sup>2</sup>, a na niej wbito 432 pali, o średniej długości wbitej 12 m. Przekrój pali był średnio 31/31 cm, a więc objętość wbitego drzewa wynosiła okrągło 500 m<sup>3</sup>.

Wzdęcie powierzchni iltu wynosiło średnio 50 do 60 cm, a więc przyrost objętości po odjęciu pali (517 - 41,5) 0,55 = 261,5 m<sup>3</sup>, czyli okrągło 260 m<sup>3</sup>. Miarą zatem zgęszczenia iltu przez wbite pale, jest objętość 500 - 260 = 240 m<sup>3</sup>. O ile zgęszczenie było jednostajne w całej 12 m grubej warstwie, można powiedzieć, że objętość 517 · 12 = 6204 m<sup>3</sup>, zmniejszyła się na 6204 - 240 = 5964 m<sup>3</sup>; a więc okrągło o 4%. Natomiast stosunek

powierzchni przekroju pali do powierzchni fundamentu był  $\frac{41,5}{517} = 0,08$ ; a więc dwa razy większy. Z tego wnosi sprawozdawca, że warstwa zgęszczona jest znacznie grubsza niż 12 m,\* a nadto, że część osiągniętego zgęszczenia zniknie z czasem.

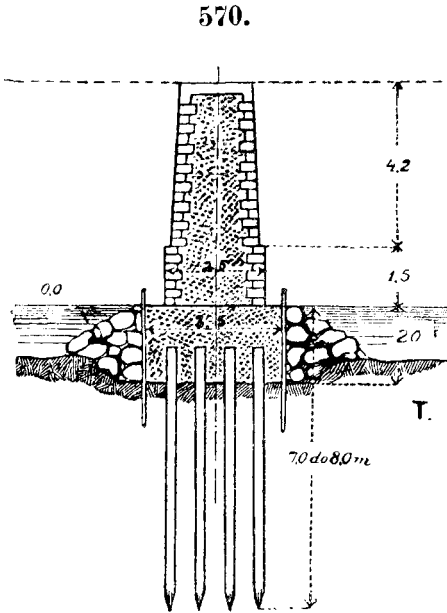
Pale okrągłe byłyby stożkowe; zgęszczenie byłoby u góry większe, ale znikłoby również w przyszłości, i łatwiej u góry niż u spodu. Natomiast powierzchnia przekroju pali byłaby u spodu znacznie mniejsza, a ta przenosi bodaj część ciśnienia na dolny pokład (zdanie sprawozdawcy Schv. Bz.).

Bicie odbywało się dwoma lub trzema kafarami jednocześnie, a trwało 5 miesięcy. Po obcięciu pali do poziomu 501, wykopano fundament do poziomu 500; materiał podnoszony był 10 m w górę, i wożony na przeciwny (lewy) brzeg rzeki; poczem rozpoczęto betonowanie fundamentu i przyczółka, które do oporu wielkiego łuku miały objętość 5000 m<sup>3</sup>.

Żwir i piasek miały być starannie myte, a każdy składany osobno. Ponieważ nie było miejsca tak obszernego aby pomieścić oba materiały, więc skorzystano z okoliczności, że podówczas rusztowanie dla wielkiego łuku było gotowe o tyle, że z prawego brzegu można było na nie wjechać prawie poziomo. Postanowiono zatem mięszać zaprawę na prawym brzegu, tam składać piasek, a myć żwir na terenie między rzeką a fundamentem.

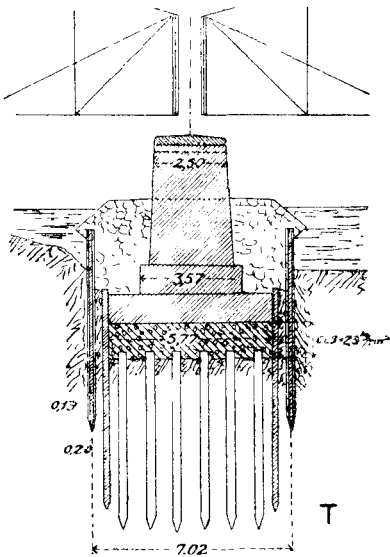
\* ) Doświadczenia prof. Schöna (str. 369) potwierdziły to przypuszczenie w materiale sprężystym.

Otrzymywano zatem zaprawę wysoko, a żwir o 40 m niżej. Urządzono więc wyciąg pionowy z trzema stacyami: górną, dolną i środkową na 1/3 wysokości od dołu. Od stacji środkowej, poprowadzono poziome tory do filara. Na górnej stacji znajdowały się 4 bębny do nawijania lin; dwa duże do spuszczenia zaprawy, 2 małe sprzężone z poprzednimi do podnoszenia żwiru do środkowej stacji. Ciężar naczyń z zaprawą, podnosił naczynia ze żwirem; na stacji środkowej zesypywano oba materiały razem, i odwożono do miészadła spadkowego nad fundamentem. Dokładne zmieszanie wykonywano na fundamentcie od ręki.



571.

Most na Strwiążu w szlaku  
Lwów - Sambor.



Dziennie wyrabiano średnio  $130 m^3$  betonu, a maximum  $148 m^3$ . Na raz miészano  $135 kg$  cementu,  $135 lt$  piasku i  $337 lt$  żwiru; co dawało  $\frac{3}{8} m^3$  betonu. Działanie wyciągu było doskonałym nadzorem robotników, i zmuszało ich do jednostajnej pracy, bo miészanie zaprawy na górze trwało 90 sek., jazda 20 do 25 sek.; a więc mycie i naładowanie żwiru na dole, musiało się odbyć w ciągu 70–65 sek. Jedyłą komendą była świstawka na środkowej stacji. Liczne dalsze szczegóły oraz rysunki, znajdzie czytelnik w oryginale.

Rys. 570. Most na Sanie pod Jarosławiem. Czasop. tech. 1885 s. 39.

Rys. 571. Most na Strwiążu, według rysunku c. k. Dyr. kolei państw. Jest to przykład głębokiego założenia fundamentu, ze względu na możliwe pogłębienie rzeki wskutek regulacyi.

**h. Pale wysokie, i pale w miękkich pokładach.** Jak wspomniałem wyżej, przez zastosowanie pali wysokich zmniejszamy wysokość muru; ztąd wynika oszczędność. Tem samem zmniejsza się obciążenie pali, a z powodu wyższego położenia fundamentu, omijamy zupełnie pompowanie wody, lub przynajmniej zmniejszają się znacznie koszty pompowania.

Natomiast zachodzi niekiedy potrzeba obrachowania grubości pali wysokich ze względu na wyboczenie, a po większej części potrzeba osobnych środków, aby je utrwalić w położeniu nadanem podczas bicia. Te same trudności powstają, gdy pale bardzo długie bite są w pokłady miękkie, a końcami opierają się na pokładzie twardym. W takich warunkach stosowane bywają następujące środki zaradcze (Willmann):

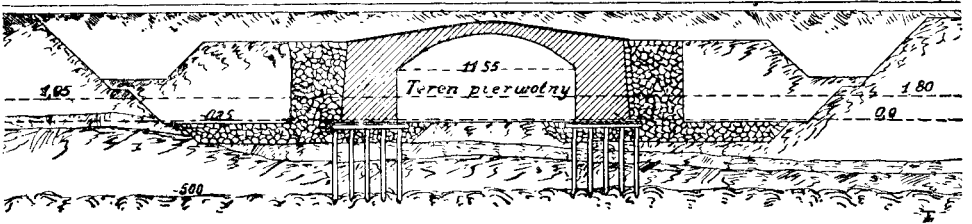
W takich warunkach stosowane bywają następujące środki zaradcze (Willmann):

1. Powiększenie gęstości pokładu, przez obciążenie nasypem piasku.
2. Kaszyce zatapiane pod ciężarem kamieni, a służące do kierowania pali.
3. Narzuty kamieni, wykonywane po wbiciu pali.
4. Pokłady faszyn, zatapiane przed wbiciem pali.
5. Pale pochyłe i kotwice.

1. Obciążenie nasypem. Pale bite w bagno, mają zawsze małą stateczność; nawet wówczas, gdy opierają się końcami na twardym pokładzie. Ruszt leżący nawet niżej powierzchni ziemi, zachowuje się wówczas tak jak ruszt na palach wysokich.

Szereg mostów pod koleją Lorient-Nantes, prowadzoną przez bagna, rozpoczynano od wykonania nasypu tak wysokiego, żeby ciężar jego wypchnął bagno, i zapadł się o ile możliwości do pokładu twardego. Nasyp ten pokrywał całe przyszłe pole budowy, z nadmiarem. Gdy osiadanie nasypu ukończyło się, wykonywano w nim wykop, a następnie fundowano most za pomocą rusztu na palach (r. 572).

### 572.



Pomimo takich ostrożności — wskutek ciśnienia sąsiednich nasypów, — przyczółki mostów zbliżyły się spodem, a oddalały się od siebie górą. Dla wstrzymania tych ruchów konieczne były mury łękowe grube 1 do 1,5 m, łączące oba przyczółki (An. p. ch. 1864 I. s. 273).

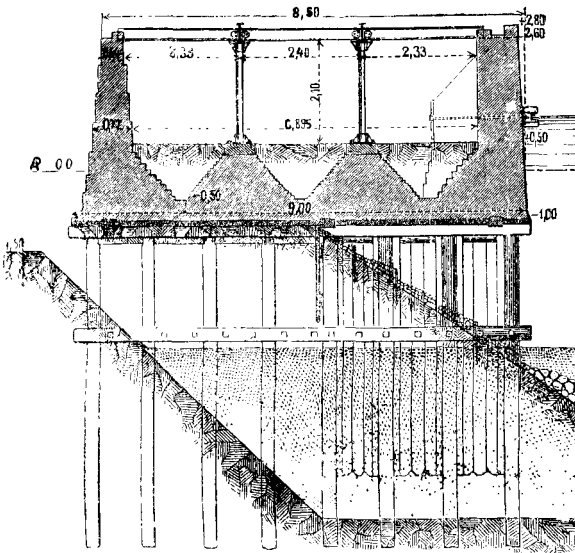
Dla fundowania bulwaru na półwyspie Feyenoord koło Rotterdamu, wykonano również przed biciem pali nasyp piasku. Według rys. 573, ruszt na palach rozszerzony jest znacznie poza podstawę muru w stronę lądu. Pale bite w szeregach poprzecznych, połączono kleszczami i mieczami w jedną sztywną całość, a w połowie szerokości rusztu ustawiono 8 cm grubą ścianę z brusów. Nadto co trzeci szereg pali wstawiono także same ściany poprzeczne, ażeby znieść działanie podłużnego prądu na skarpę, słabo zakrytą poniżej rusztu (D. Bz. 1876 s. 263).

Filary mostu na rzece Dahme pod Köpenick, (ZfB 1892 s. 358) miały być budowane pośród wody głębokiej 5 do 6 m (r. 574) przytem na dnie leżała warstwa mułu 8 m gruba, a więc pokład wytrzymały znajdował się w głębokości około 14 m pod średnim stanem wody. Dahma ma tak słaby prąd, że wykonanie nasypu piasku było bardzo łatwe. Nasyp ten wypchnął muł na boki, i zmniejszył głębokość do 3,5 m. Bicie pali w czystym piasku było z początku bardzo łatwe; wkrótce jednak został ten materiał tak zgęszczony, że ostatnie pale zaledwie mogły być wbite przy pomocy bardzo silnego kafara parowego, z babą na 1600 kg i 4,5 m spadku. Wbicie palisady obwodowej było również bardzo trudne; udało się jednak wykonać ją zupełnie jednostajnie. Wreszcie warstwa betonu w którą wpuszczono pale na 1,5 m, dokonała doskonałego utrwalenia, i wewnętrzne

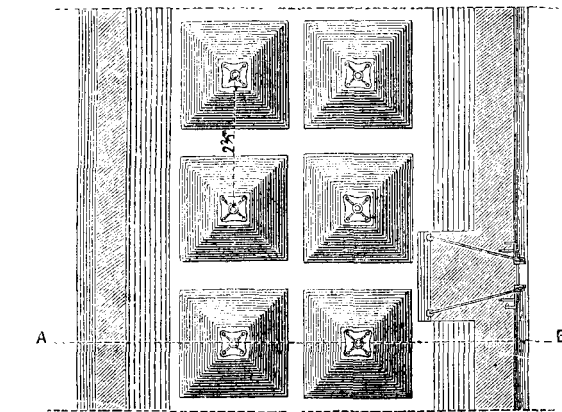


naprężenia między palami, które już przedtem, uzyskały w nasypie piasku należytą stateczność.

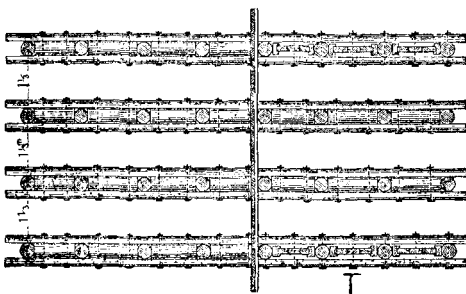
2. Kaszyc e. Nasyp piasku nie może być zastosowany na prądzie; a nawet tam gdzie jest możliwy, wymaga palisad dla zabezpieczenia na przyszłość, jak widzieliśmy w powyższych przykładach. Palisady bić trudno, i również trudne jest w piasku bicie pali ciasno ustawionych. Te trudności omijamy przez zastosowanie kaszycy (n. Steinkiste patrz l. 26).



Przy budowie bulwaru dla portu w Gothenburgu (r. 575 CBl. 1886 s. 395) rozpoczęto budowę od wybagrowania fundamentu do głębokości 5,6 pod niskim stanem wody, z bardzo łagodną skarpą w stronę lądu, i na tym poziomie postawiono pustą skrzynię kaszycy. Skrzynie były 5 m wysokie, 6 m szerokie, a długości zmiennej od 6 do 30 m według potrzeby. Składały się z czterech pełnych ścian podłużnych, z belek ociosanych. Ściana zewnętrzna jest pochylona, trzy inne są pionowe. Takie same ściany idą w poprzek w odstępach 1,78 m, i nadają sztywność całej skrzyni.



Zatapianie odbywało się z rusztowania, przy pomocy obciążenia osobnemi skrzyniami kamieni. Te skrzynie stawiano w odstępach przeznaczonych na rozpoczęcie bicia pali. Pale miały długość 14,8, średnicę 0,22, a bite były w odstępach 0,49. Po wbiciu pali we wspomnianych odstępach skrzyń obciążających, przytwierdzano do pali kłami skrzynię kaszycy, ażeby się nie uniosła; poczem usuwano częściowo obciążenie i bito resztę pali; wreszcie napełniono kaszycę żwirem.



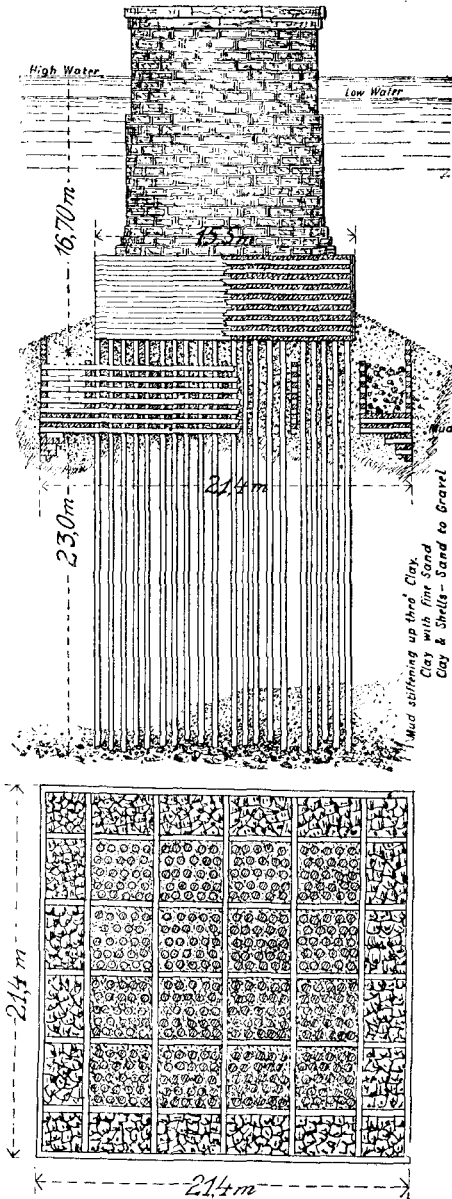
Mur wykonany był do wysokości średniej wody w skrzyniach pływających, których ściany boczne usuwano; za murem układano faszyny przedstawione na rysunku, i pozostawiono budowę w tym stanie do następnego lata, ażeby przeczekać osiadanie. Wtedy dopiero kończono mur i nasyp za murem.



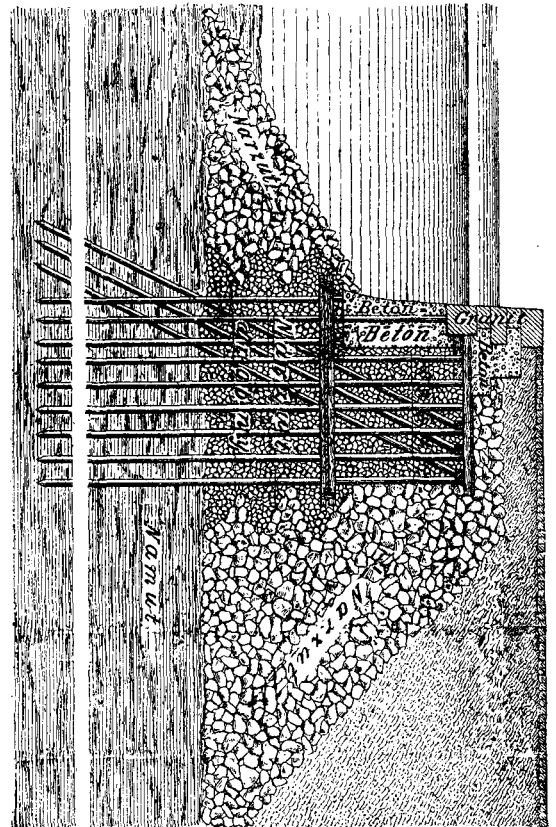
najprzód zagłębia, pogłębiając dno rzeki o 5,5 do 7,7, czyli do głębokości 17,6 do 23,4 m pod m. w.; następnie w każdym fundamencie zatopiono kaszyce kształtu kwadratowej ramy, która otaczała cały fundament. Dla filara mostu obrotowego, powierzchnia ramy wynosiła 21,4 m w kwadrat; przy innych filarach miała wymiary 24,4 × 15,2. Rama była 2,44 szeroka, a 7 m wysoka, miała dno pełne o przekroju trójkątnym, podobnym do wieńca studni; u góry była

otwarta i obciążona kamieniami. Pionowe ściany z belek, dzieliły powierzchnię wewnątrz ramy na pola; a mianowicie odnośnie do filara obrotowego na 16 pól po 3,66 w kwadrat. W każde pole wbito 40 pali, długich na 26 do 29 m; ucięto je w głębokości wspomnianej powyżej przy pomocy nurków, i odstępy między nimi wypełniono żwirem.

576.



577.



Mur rozpoczynano w skrzyniach pływających, które po zatopieniu opierały się na palach. Na rys. 576. widzimy dno skrzyni, wykonane z 16 płaszczyzn belek ułożonych ciasno obok siebie. Cały ten fundament znamionuje wielkie bogactwo drzewa, którym rozporządzają amerykanie. Pomimo tego nowszemi czasy,

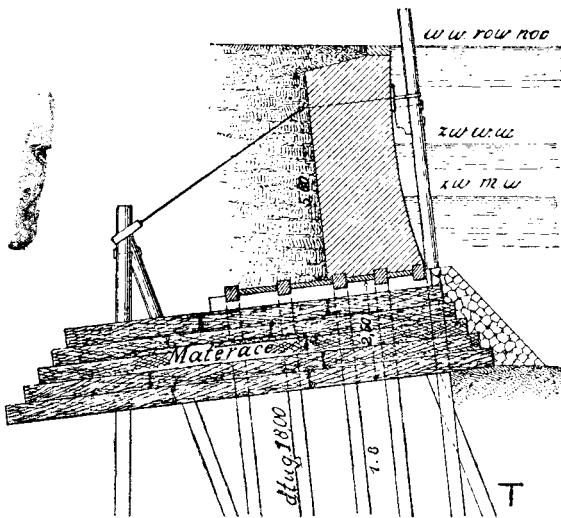
zamieniają oni kaszyce na osłony blaszane, które otaczają oddzielne grupy pali, a przestrzenie między palami wypełniają betonem. (Engg 1891 z kwietnia. CBI. 1891. s. 252. Willm. s. 206).

3. Narzuty kamieni między palami, używane bywają pomyślnie wtedy, gdy pale stoją w piasku lub przynajmniej w pokładzie niezbyt miękkiego mułu. W miękkim mule bowiem, kamienie zapadają się szybko, bardzo głęboko, i wcale nie dochodzą do trwałego położenia. Miejsca próżne między kamieniami wypełniają się mułem, powierzchnia ich staje się ślizgą, a wskutek braku tarcia, powiększa się ciśnienie kamieni na pale; pale są przeto rozpychane, i wymagają silnych ściągaczy żelaznych (Zt. f. BW. 1897 s. 539). W takich warunkach należy używać kamieni drobnych, szabru lub gruzu; a właściwsze od narzutu kamieni są faszyny opisane w dalszym ciągu. Rys. 577 przedstawia przekrój bulwarów w Nowym Yorku, na bardzo głębokich pokładach miękkiego iłowego mułu. Szczegóły wykonania opisuje CBI. 1884, s. 84. oraz F. JgW. t. 2. s. 38.

4. Płyty faszynowe inaczej „materace“ (n. Sinkstück) i faszyny tonące (n. Senkfascien) najczęściej są używane w Holandyi, na bardzo głębokich pokładach iłowego mułu. Dają one odrazu podstawę dla całej budowy, i wiążą ją w jedną całość; często są też wygodną podstawą dla kafara.

Rys. 578 przedstawia przekrój bulwaru w Rotterdamie (D. Bz. 1874. s. 371). Mur 6 m wysoki, ma pod rusztem pokład z pięciu warstw materacy, 2,3 gruby a 13 m szeroki. Z tej szerokości 6 m zajmuje ruszt,

578.



a mur jest szeroki tylko 2,6. Reszta pokładu za rusztem, daje doskonale utrwalenie pali kotwicznych. Pale pod rusztem są 18 m długie.

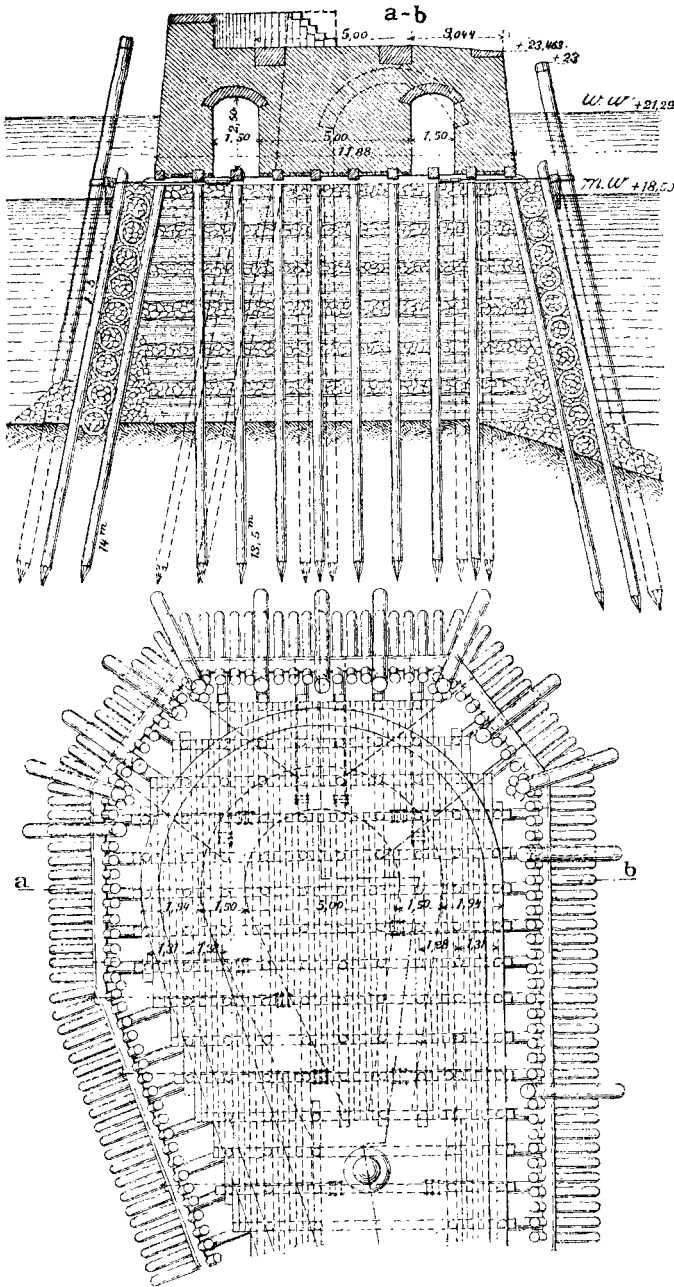
Rys. 579 przedstawia głowę tamy portowej (n. Mole) w Brunnsbüttel. Spoczywa ona przez pośrednictwo rusztu i pali, na pokładzie faszyn 8 m grubym, składającym się przeważnie z materacy o wymiarach 8×20. Przez zastosowanie materacy osiągnięto przy tej budowie wielkie korzyści; albowiem zewnętrzne ściany palowe nie doznają prawie żadnego ciśnienia poziomego. Z tego powodu w razie uszkodzenia pala, łatwo go wymienić; po wyciągnięciu pala bowiem, materiał znajdujący się za nim nie opada, ani też mur nie jest wystawiony na uszkodzenie.

Faszyny osiadają się powoli i przez długi czas; trzeba im zatem dodawać od czasu do czasu nową pokrywę. W tym celu przeprowadzono na powierzchni rusztu chodniki, które widzimy na rysunku.

Opis budowy, oraz szczegóły wiązania i zatapiania materacy podaje Z. f. B. 1897 s. 541, oraz Willmann str. 230; ta rzecz należy do regulacji rzek. Przebudowanie i rozszerzenie bulwaru w Rotterdamie, przy pomocy płyt faszynowych i betonu uzbrojonego, podaje ÖZ. 1902 s. 636.

5. Pale pochyłe i kotwice. Pale pochyłe używane są najczęściej do fundowania bulwarów w obszarach morskich, w okolicach gdzie niema robaka drzewnego. Mianowicie gdy głębokość przy bulwarze ma być wielka, a fala dziennego przypływu jest mała. Przy takim sposobie fundowania mur bulwaru wy-

579.



pada nizki a więc lekki; pale są często bardzo wysokie, ale cała budowa względnie tania (D. Bz. 1896 s. 111).

Ruszt jest zwykle poziomy, a wypadkowa sił pochyła. Przy wysokim stanie wody ma ona kierunek względnie najstromejszy i leży najbliżej środka rusztu. Przy niskim stanie pochyła się więcej, i zbliża do zewnętrznego brzegu. Takim warunkom najlepiej odpowiadają dwa szeregi pali o pochyleniach przeciwnych (r. 580.), łączone poprzecznymi podwójnymi kleszczami (H. Z. 1900. s. 633. tab. 4, fig. 5.); na nich leżą belki podłużne i dylina.

Działanie pali pochyłych opisał pierwszy Brennecke (Grundbau 1887). Z jego pracy podaję w streszczeniu co następuje:

Jeżeli na parę pali *A* i *B* (r. 581.) działa siła *Q*, a kierunek jej leży wewnątrz kąta między palami, to oba pale są obciążone siłami *A* i *B* (r. *b*). Jeżeli zaś siła *Q* przybiera kierunek *Q'*, leżący zewnątrz rzeczonego kąta, to powstaje siła ciągnąca *B'* (r. *c*), o ile połączenie pali *B* z rusztem jest tak wykonane, że może przenosić siły ciągnące.

Opór pali przeciw wyciągnięciu, przyjąć można w przybliżeniu na 0,5 do

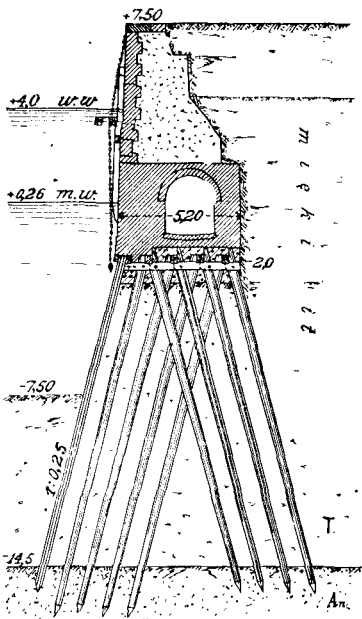
0,7 oporu pod obciążeniem; pewniejszą zaś wartość otrzymać można tylko przez doświadczenie, wbijając i wyciągając pale na próbę.

Pożądaniem jest, żeby siła  $Q$ , przy zwykłych średnich warunkach ciśnienia, dzieliła kąt między palami na równe części; wtedy pale będą jednakowo obciążone (r. 580). Przy najgorszych zaś warunkach dobrze jest, jeżeli siła  $Q$  nie wychodzi na zewnątrz. Ten warunek nie zawsze może być zachowany, mianowicie jeżeli nasyp za bulwarem może się nasycić

wodą podczas wysokiego stanu, a woda nie dosyć prędko odpływa; ciśnienie od strony lądu powiększa się wtedy, ale tylko chwilowo.

580.

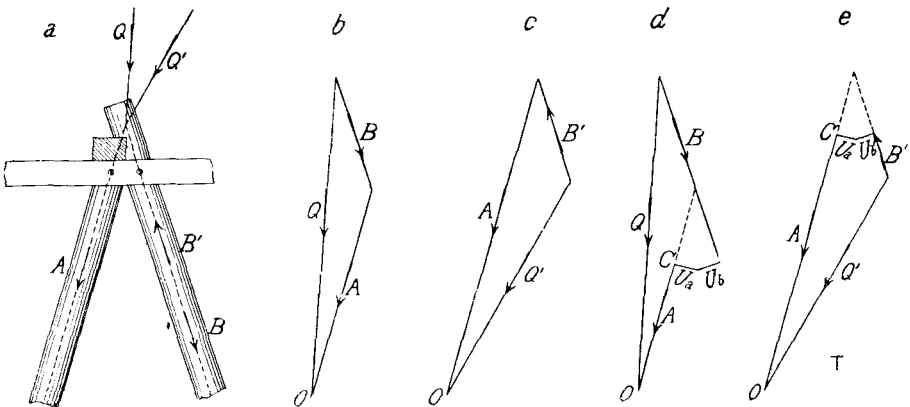
Bulwar w Bremerhaven



Powyższe przedstawienie działania sił polega na założeniu, że siły  $A$  i  $B$  nie przewyższają wytrzymałości pali. Jeżeli zaś pal  $A$  nie może pokonać całej siły przypadającej na niego (r.  $d$ ) tylko część jej  $oc$ , to zostaje wtłoczony w ziemię, i powstają siły  $U_a$  i  $U_b$  zginające oba pale. Przytem powiększa się siła  $B$  jeżeli kierunek  $Q$  leży między palami, a zmniejsza się, jeżeli kierunek  $Q$  leży zewnątrz (r.  $e$ ).

W obu przypadkach, żeby zamknąć wielobok sił, trzeba zrobić założenie co do względnej wielkości sił  $U_a$  i  $U_b$ ; np. że ich stosunek jest odwrotnym stosunkiem sześcianów z długości pali nad ziemią; w rzeczywistości zależą one także od pochylenia pali. Jeżeli zaś długości pali niewiele się różnią, można przyjąć, że siły  $U$  są sobie równe, jak na r.  $d$  i  $e$ . Małe obciążenie pali i dobry ustrój rusztu, zapobiegają zupełnie powstawaniu sił zginających.

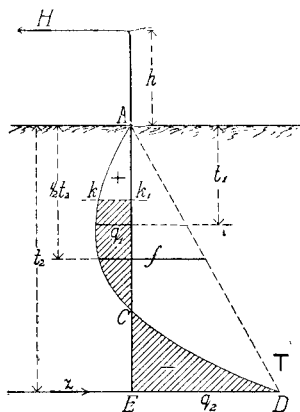
581.



Z powyższego widzimy nadto, że pale pionowe stojące obok pochyłych i osadzone w kapturach czopami, mało przynoszą pożytku; bo wskutek powiększenia siły poziomej opisanego na początku, cała siła zewnętrzna przenosi się na pale pochyłe, a pale pionowe nie działają wcale. Obszerniej pisze o tem Brennecke.

Jeżeli wypadkowa sił nie przechodzi przez środek fundamentu, wówczas dla jednakowego obciążenia wszystkich pali, odstępy ich powinny być przy zewnętrznym brzegu najmniejsze, a w stronę nasypu coraz większe. Zupełnie jednakowego obciążenia nie można osiągnąć, jeżeli wypadkowa zbliża się do zewnętrznej  $\frac{1}{3}$  szerokości rusztu; bo wtedy przy wewnętrznym brzegu odstępy pali wypadają zbyt wielkie, a skrajny pas rusztu wypada zbyt słabo podparty. Z tego powodu rozszerzane bywają takie ruszty po za podstawę muru, i obciążane nasypem.

582.



Opór pionowych pali przeciw odchyleniu, mierzyl na modelach prof. Engels, a matematycznie opracował te doświadczenia prof. Mohr (CBI. 1903. s. 273 i 649.). Z tej pracy podaję następujący wyciąg.

Wskutek działania siły  $H$  na pal  $AE$  (r. 582.), powstają w ziemi opory rozłożone wzdłuż pala według krzywej  $ACD$ . Tę krzywą uważajmy za parabolę o osi prostopadłej do kierunku pala.

Oznaczając grubość pala w płaszczyźnie prostopadłej do rysunku przez  $b$ , a nadto

$$\frac{h}{t_2} = n \text{ i } \frac{H}{bt_2} = p_0, \dots \dots \dots 1.$$

otrzymuje prof. Mohr największy opór dodatni

$$q_1 = \frac{3}{4} p_0 \frac{(3+4n)^2}{2+3n} \dots \dots \dots 2.$$

a przypada on w głębokości

$$t_1 = t_2 \frac{3+4n}{(2+3n)4} \dots \dots \dots 3.$$

Opór ujemny na końcu pala wypada

$$q_2 = p_0 (6+12n) \dots \dots \dots 4.$$

a strzałka paraboli

$$f = p_0 (6+9n) \dots \dots \dots 5.$$

Największy moment zgięcia działa w przekroju  $KK_1$ , dla którego powierzchnia  $ECD = CKK_1$ . Narysowawszy parabolę  $ACD$  przy pomocy równań 4 i 5, można ten moment oznaczyć drogą wykreślną. (Patrz także CBI 1904 str. 440).

Jeżeli ciężar jednostkowy ziemi oznaczymy przez  $\gamma$ , a kąt tarcia przez  $\varphi$ , to ciśnienie jednostkowe w głębokości  $t$  jest

$$z = \gamma tg^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) t \dots \dots \dots 6.$$

Doświadczenia zaś dowiodły, że w chwili gdy koniec pala  $E$  wychodził z pierwotnego położenia, całkowity opór ziemi w tym punkcie, był w przybliżeniu równy ciężarowi słupa ziemi spoczywającego na pukcie  $E$ ; a ponieważ od lewej strony działa  $z$  (r. 582), więc

$$z + q_{mx} = \gamma t, \text{ albo } q_{mx} = \gamma t - z \dots \dots \dots 7.$$

Tej wartości nie powinien przekroczyć opór  $q_2$  obrachowany z równania 4, albo w inny sposób z warunku równowagi.

W książkach drukowanych wcześniej od doświadczeń Engelsa, największy opór ziemi rachowany bywa według hipotezy wypchnięcia klina; a mianowicie

$$q_{mx} = \gamma t \left[ tg^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - tg^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \dots \dots \dots 8.$$

Ten wzór daje znacznie większe wartości niż poprzedni; np. dla  $\gamma = 1,8 \text{ tn}$  i  $\varphi = 36^\circ$  wypada ze wzoru 8  $q_{mx} = 3,5 \text{ tn}$ . a ze wzoru 7  $q_{mx} = 1,5 \text{ tn}$ .

Następujące dwa przykłady zastosowania pali pochyłych, biorę z małemi zmianami z Brennekego (Ergänzungen st. 57).

Odnosnie do rys. 583 załóżmy, że pokład w którym bito pale oraz nasyp za bulwarem są materyałem zupełnie przepuszczalnym. Największe możliwe obciążenie bulwaru oznaczmy przez podwyższenie nasypu o 1 m, a więc do poziomu +4,5; przytem dla najniekorzystniejszego obciążenia niech to podwyższenie leży zewnątrz, i kończy się na pionowej brzegu rusztu.

Niechaj 1 m<sup>3</sup> muru waży 2 tn,

1 m<sup>3</sup> ziemi suchej waży  $\gamma_1 = 1,8 \text{ tn}$ , a jej kąt tarcia wynosi  $\varphi_1 = 33^\circ$ .

„ „ nasyconej waży  $\gamma_2 = 2 \text{ tn}$  „ „ „ „  $\varphi_2 = 30^\circ$  (Engels)

t oznacza w każdym przypadku wysokość między poziomami do których odnosi się rachunek.

Ciężar muru i ziemi spoczywającej na odsadach, wypada  $G_1 = 18,7 \text{ tn}$ ,

. Ciśnienie ziemi do poziomu dyliny (—0,2) działające poziomo, jest

$$Z_1 = \frac{1}{2} \gamma_1 t^2 tg \left( 45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) = \frac{1}{2} 1,8 \cdot 4,7^2 \cdot 0,295 = 5,96 = \text{okr. } 6 \text{ tn}.$$

Wypadkowa tych dwóch sił oznaczona z rysunku jest  $R_1 = 19,6 \text{ tn}$ , a przecina powierzchnię dyliny wewnątrz środkowej  $\frac{1}{3}$  grubości muru. Jej składowa pozioma jest  $Z_1 = 6 \text{ tn}$ , a przyczepność betonu do dyliny, licząc  $1,5 \text{ kg/cm}^2$  czyli  $15 \text{ tn/m}^2$ , według liczb podanych na str. 380, wynosi  $2,7 \cdot 15 = 40,5 \text{ tn}$ ; bulwar przedstawia zatem dostateczną pewność przeciw zesunięciu z rusztu.

Ciężar muru i całej bryły ziemi spoczywającej na ruszcie, jest  $G_2 = 30,9 \text{ tn}$  (wielob. sił z prawej str.), a ciśnienie ziemi do poziomu —0,6, tj. do spodu podłużnych belek rusztu  $Z_2 = 6,9 \text{ tn}$ . Wypadkowa tych dwóch sił jest  $R_2$ .

Osie sąsiednich pali pochyłych przecinają się na pionowych I i II, a zarazem na poziomie środków podłużnych belek rusztu tj. —0,45. Odległość między I i II jest 3,80, a wypadkowa  $R_2$  dzieli ją na odcinki 1,77 i 2,03. W odwrotnym stosunku tych odcinków, przypadają z ciężaru  $G_2$  na pionowe I i II składowe  $16,5 \text{ tn}$  i  $14,4 \text{ tn}$ ; co przedstawione jest na wieloboku sił.

Pal 3 połączony jest z belką tylko na czop; stosownie więc do tego co mówiliśmy przy rys. 581, pal ten nie jest wcale obciążony od chwili, w której zaczyna działać ciśnienie nasypu za bulwarem.

Poniżej poziomu —0,6 ciśnienie ziemi przenosi się po części na palisadę a po części na ziemię leżącą przed palisadą. Górna część palisady od —0,6 do —2,85 zasłonięta jest od ciśnienia ziemi przez ruszt, jak wskazuje skarpa naturalna poprowadzona pod kątem  $30^\circ$  do poziomu (pomijając  $36^\circ$  w górnej części).

O ile przestrzeń między tą skarpią a rusztem wypełniona jest ziemią, ciśnienie od —0,6 do —1,5 pochodzi tylko od tej ziemi, i wynosi

$$Z_3 = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 0,9^2 \cdot 0,295 = 0,21 \text{ tn}.$$

a ciśnienie jednostkowe w poziomie —1,5 jest  $z_3 = 0,47$ .



Przyrost ciśnienia od  $-1,5$  do  $2,85$  pod wodą, jest

$$z_4 = (\gamma_2 - \gamma) t \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) = (2 - 1) 1,35 \cdot 0,333 = 0,45 \text{ tn}$$

gdzie  $\gamma = 1$  jest ciężarem jednostkowym wody (CBI 1903. str. 650. kol. II u góry  $p_2 = \dots$ ).

W poziomie  $-2,85$  ciśnienie jednostkowe wynosi zatem  $0,47 + 0,45 = 0,92 \text{ tn}$ , a całe ciśnienie na ścianę między  $-1,5$  i  $-2,85$  jest  $Z_4 = \frac{0,47 + 0,92}{2} \cdot 1,35 = 0,94 \text{ tn}$ .

Od poziomu  $-2,85$  działa znowu pełne ciśnienie ziemi; a mianowicie zaczynając w poziomie  $-0,6$  od ciśnienia jednostkowego  $2,7$ , według tego samego rachunku jak powyżej, otrzymujemy w poziomie  $-1,5$  ciśnienie  $3,2$  a w poziomie  $-2,85$  ciśnienie  $3,65 \text{ tn}$ . Od  $-1,5$  do  $-4,5$  przyrost ciśnienia jednostkowego wynosi jak wyżej (dla  $z_4$ )

$$(2 - 1) \cdot 3,0 \cdot 0,333 = 1 \text{ tn.}$$

mamy więc w poziomie  $-4,5$  ciśnienie  $4,2 \text{ tn}$ , a w poziomie  $-2,85$  ciśnienie  $3,65$  Ztąd według rysunku  $Z_5 = 6,48 \text{ tn}$ .

Od poziomu  $4,5$  do spodu palisady  $-9,5$ , ciśnienie jednostkowe jest stałe, a całe ciśnienie na tę część ściany wynosi

$$Z_6 = 4,2 \cdot 5 = 21 \text{ tn.}$$

Na rysunku oznaczone zostało sposobem wykreślonym wypadkowe ciśnienie ziemi między poziomami  $-0,6$  i  $-9,5$ , składające się z opisanych powyżej części  $Z_3 \dots Z_6$ . Jest ono  $Z = 28,63$  i leży w poziomie  $-6,05$ ; a zrównoważone jest przez opór  $Q$  ziemi leżącej przed palisadą, i opór pali  $A$  przyjęty w połowie wysokości podłużnych belek rusztu; a więc w poziomie  $-0,45$ .

Stosownie do wymiarów wypisanych na rysunku, z warunku równowagi względem  $A$ , mamy

$$Q \cdot (7,83 - 0,45) = Z \cdot (6,05 - 0,45) \text{ i } Q = 21,7 \text{ tn};$$

a opór jednostkowy w poziomie  $-9,5$ , potrzebny dla równowagi, jest zatem

$$q = \frac{2Q}{t} = \frac{2 \cdot 21,7}{5} = 8,68 \text{ t/m}^2.$$

Natomiast największy możliwy opór według równania 7 na str. 396, jest

$$q_{mx} = \gamma_2 t - z = \left[ \gamma_2 - \gamma_2 \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) \right] t$$

gdzie  $\varphi_2 = 30^\circ$   $\gamma_2 = 2$ ; a głębokość  $t$  składa się z głębokości wody  $t_1 = 3,0 \text{ m}$ , i  $t_2 = 5 \text{ m}$  pod powierzchnią terenu. Należy więc podstawić (CBI. 1903. str. 650. wartości  $p, k, n$ .)

$$t = \frac{\gamma}{\gamma_2} t_1 + t_2 = \frac{1}{2} \cdot 3 + 5,0 = 6,5 \text{ m.}$$

i otrzymamy

$$q_{mx} = (2 - 2 \cdot 0,333) 6,5 = 8,67 \text{ tn.}$$

Opór potrzebny dla równowagi jest zatem zaledwie możliwy, a więc palisada powinna być głębiej wbita. Należałoby przyjąć  $q_{mx} = 1,2q$  do  $1,5q$ , i dlatego warunku wyrachować odpowiednią głębokość bicia przez próby.



Przyпускаjąc opór  $q=8,68$ , wykonajmy sumowanie ciśnienia i oporu, jak wskazuje rysunek. Powierzchnia zakreskowana przedstawia przebieg ciśnienia na palisadę, a największy moment zgięcia działa w przekroju w którym ciśnienie  $=0$ . Według str. 396 ustępu 5, moment ten jest

$$5,85 \cdot 3,45 = 20,18 \text{ tm} = 2018 \text{ tcm} = \frac{1}{6} qbc^2$$

$$b=100 \text{ cm} \quad c=35 \text{ cm} \quad \text{daje } q=0,091 \text{ t/cm}^2.$$

Ta wartość  $q$  jest za wielka; palisada byłaby zatem nie wykonalna w urzędzeniu według rys. 583; tem więcej, że potrzebna byłaby większa głębokość bicia, a przez to powiększyłby się powyższy moment.

Ciśnienie palisady na ruszt otrzymamy z warunku równowagi względem  $Q$ .

$$A \cdot 7,38 = Z \cdot 1,78 \quad A = 6,9 \text{ t.}$$

Siła pozioma  $Z_2 + A = 6,9 + 6,9 = 13,8 \text{ tn}$  przenosi się na pale, i z ciężarem  $G$  daje wypadkową  $R$ .

Ciężar  $G$  podzieliłiśmy poprzednio na  $G_I$  i  $G_{II}$ ; co do podziału siły  $Z_2 + A$  na pionowe I i II, przypuścimy że odnośne siły są proporcjonalne do dotyczących kątów  $\alpha_1$  i  $\alpha_4$ , które kierunki pali 1 i 4 tworzą z poziomem. Prowadząc stosownie do tego równoległe do pali, od końców wypadkowej  $R$  do poziomu podziału ciężaru  $G$ , otrzymujemy między nimi małą siłę poziomą  $H$ , z odwrotną strzałką od  $Z_2 + A$  (powiększenie na rys. *d*). Dzielimy ją w stosunku 0,5 do 0,4, i dopełniamy rozkładu w kierunkach pali 2 i 5. Strzałki sił  $P_2$  i  $P_5$  wskazują, że pale te są obciążone bardzo małymi siłami; a więc prawie bezużyteczne.

Gdyby siła  $Z_2 + A$  była większa, albo pale 1 i 4 mniej pochylone, pozostałaby między kierunkami pali reszta  $H$  siły poziomej  $Z_2 + A$ , jak przedstawia rysunek *e*. Pale 2 i 5 byłyby wówczas ciągnięte.

Na tym samym rysunku przedstawione są siły poprzeczne  $B_1 \dots B_5$ , które powstałyby, gdyby połączenia pali zbiegających się pod rusztem, nie mogły przenosić ciągnięcia. Założono przytem że  $B_1 = B_2$  i  $B_4 = B_5$ .

Bicie pali parami przeciwnie pochylonych, może być niedogodne; np. na pochyłym terenie. Do takiego przypadku zastosowany jest rys. 584, a zarazem ze względem na usunięcie usterek wykazanych w poprzednim przykładzie.

Ruszt leży o 1,7 m niżej niż przedtem; wszystkie pale są pochylone w jedną stronę, i bezpośrednio ze sobą połączone poprzecznymi belkami rusztu. Palisada stoi przy wewnętrznym brzegu fundamentu, a wskutek tego jest cała pod terenem. Wystawiona jest na mniejszy moment zgięcia, i nie tylko wstrzymuje usuwanie się ziemi, ale także podpira budowlę przed zasypaniem ziemią. Podłużne belki rusztu leżą na wierzchu, a wysoki ich nad powierzchnię dyliny, powiększają opór przeciw przesunięciu muru po tej powierzchni.

Ciężary jednostkowe i kąty tarcia, oraz sposób obrachowania ciśnienia ziemi, przyjąłem według poprzedniego przykładu, nie powtarzam przeto szczegółów.

Ciśnienie ziemi do poziomu dyliny  $Z_{1,2} = 11,2 \text{ tn}$ , złożone z ciężarem muru i ziemi spoczywającej na ruszcie  $G = 74,6 \text{ tn}$ , daje siłę  $R_2$ .

Palisada wbita jest do poziomu — 8,5, w tej głębokości wypada:

$$Q = 16,5 \quad q = 5,7 \quad q_{\max} = 7,74 = 1,36 q.$$

Według wymiarów i sił wypisanych na rysunku, moment zgięcia jest

$$2,99 \cdot 2,85 = 8,52 \text{ tm} = 852 \text{ tcm} = \frac{1}{6} \cdot qbc^2$$

$$\text{a dla } q=0,072 \text{ t/cm}^2 \quad b=100, \quad \text{wypada } c=27 \text{ cm.}$$



Ciśnienie palisady na ruszt, w poziomie — 2,05 i według rachunku jak w poprzednim przypadku, wypada  $A=6,8 \text{ tn}$ ;  $R_2$  i  $A$  dają wypadkową  $R$ , która ma być jednostajnie rozłożona na pale.  $R_2$  przecina powierzchnię dyliny w odległości 0,2 od środka; pionowa składowa siły  $R_2$  jest  $G=74,6$ , szerokość rusztu 7,7, a więc ciśnienia na brzegach

$$p = \frac{74,6}{7,7} \left( 1 \pm 6 \cdot \frac{0,2}{0,7} \right) \quad p_1 = 11,25 \quad p_2 = 8,15 \text{ t/m}^2.$$

Trapez  $dd_1 e_1 e$  nakreślony nad przekrojem bulwaru, przedstawia obciążenie rusztu. Trapez ten należy podzielić na tyle części, wiele mamy postawić pali, i znaleźć środki ciężkości trapezów częściowych. Pionowe tych środków dadzą na poziomie — 2,05 podział dla rozstawienia pali. Jeżeli wszystkie pale mogą mieć jedno pochylenie, a więc mogą być równoległe do  $R$ , należy dla ułatwienia podziału wykreślić parabolę  $ef$ , całkową prostą  $d_1 e_1$ ; podział na równe części wykonać na pionowej  $df$  i odrzucić na parabolę. Środki otrzymanych odcinków, dadzą w przybliżeniu pionowe środki ciężkości trapezów cząstkowych.

Ażeby jednak dać rozwiązanie ogólniejsze, podobne do tego, które znajduje się w oryginale, przyjąłem, że pal 5 ma być najmniej pochylony, i pochylenie ma wzrastać w szeregu 5 do 1, według kierunków równych sił przenoszonych na pale. W ten sposób rozszerzy się powierzchnia obciążona przez pale.

Skład sił działających w palach da wówczas wielobok wpisany w parabolę  $JKM$  o osi poziomej, której cięciwą jest  $R$  (r. c po lewej). Styczne w  $M$  przyjąłem pochyloną na 0,1, i otrzymałem z rysunku styczną w  $J$ . Wzdłuż tej paraboli mierzyć należy równe odcinki, a środki ich 1...5 odrzucić na parabolę  $CD$ , wykreśloną podobnie jak  $ef$  na przekroju  $a$ ; a więc dla wysokości  $G=74,6$  i szerokości rusztu  $C_1 D=7,7 \text{ m}$ . Kierunki końcowych stycznych określone są na rysunku, w związku z trapezem przedstawiającym obciążenie rusztu. Otrzymane punkty odrzucone na poziomą  $C_1 D$ , dają środki pali 1...5, których kierunki wypadają z paraboli  $JKM$ .

W ten sposób pominięty został ciężar przypadający na palisadę, jako płycej bitą, i mniej wytrzymałą od pali.

Na uwagę zasługuje też przypadek, w którym po przejściu wezbrania do poziomu +2,5, i wskutek niedostatecznego drenowania nasypu za bulwarem, ciśnienie na bulwar pochodzi chwilowo od ziemi nasyconej wodą (o ciężarze  $\gamma_2=2,0$ ), pomimo że zewnętrzny stan wody opadł już do -1,5. Odpowiednie ciśnienia  $W$ , z temi samemi znakami co przedtem  $Z$ , oznaczone są na rysunku, a wykres przebiegu ciśnienia dają linie przerywane. Widzimy z tego że  $q_1=6,6 \text{ t}$ , a więc opór palisady  $q_{mx}=7,74 \text{ t}$  jest jeszcze wystarczający. Siła pozioma

$$A_1 + W_{1,2} = 8,8 + 12,1 = 20,9 \text{ t}$$

jest o 2,9 t większa niż przedtem; ta nadwyżka przenosi się na pale i na palisadę, jako siła zginająca. Przy dobrem drenowaniu nasypu, przypadek ten jest niemożliwy; nawet przy słabem działaniu drenów, stan wody pod ziemią blisko bulwaru, opada prawie jednocześnie ze stanem zewnętrznym.

Kotwica najprostszego ustroju (r. 585), składa się z płyty osadzonej w głębi ziemi, połączonej z fundamentem żelaznym ściągaczem, który może być odpowiednio naprężony. Siła pozioma działająca na budowlę, przeniesiona zostaje w ten sposób na opór ziemi leżącej przed płytą. Oznaczając  $\frac{q_1 + q_2}{2} = q$  i  $\frac{t_1 + t_2}{2} = t$ , a powierzchnię płyty przez  $F$ , mamy według równań 6 i 7 (str. 396), opór

$$q_{\text{max}} F = \left[ \varphi - tg^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] t \cdot F$$

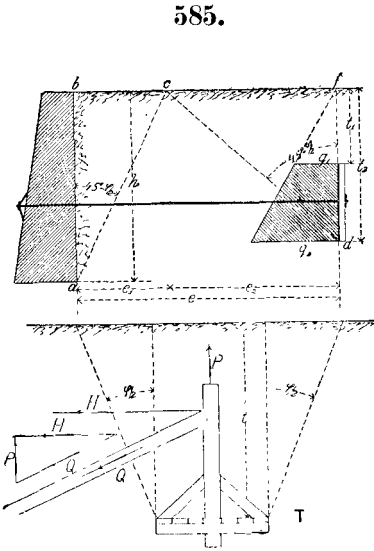
Mówiąc tylko o zastosowaniu kotwicy do fundamentów, rozumimy że ściągacz jest poziomy, a płyta pionowa. Ściągacz przytwierdzony być ma do płyty w połowie jej długości, i w poziomej śródka ciężkości trapezu zawartego między  $q_1$  i  $q_2$ . Ażeby opór ziemi mógł być zupełnie wyzyskany, odległość  $e$  płyty kotwicznej od ściany budowli powinna być tak wielka, żeby się w niej pomieścił rzut skarpy  $ac$  klina cisnącego, oraz skarpy  $cd$  klina oporu; a więc

$$e = h \cdot ctg \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + t_2 ctg \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Ta wartość wypada dosyć wielka; n. p. dla  $\varphi = 36^\circ$   $e = 0,55 h + 1,96 t_2$ .

Nie zawsze można tę szerokość zająć; przytem na szerokości  $cf$  ziemia nie powinna być wzruszana, roboty około kanałów, wodociągów i inne, ograniczone być winny do szerokości  $bc$ . Z tego powodu kotwice powyższe są często niedogodne. Znacznie mniej miejsca zajmują kotwice, w których opór stanowi ciężar ziemi (r. 586). Siłę pionową  $P$  otrzymamy z rozkładu siły  $H$ ; powierzchnię płyty  $F$  rachować trzeba według  $P = \gamma Ft$ , jeżeli nie wyzyskujemy tarcia.

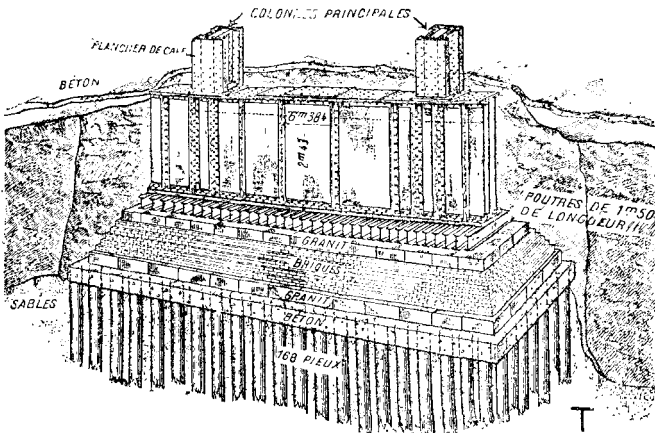
Wraz z tarciami natomiast, według doświadczeń Brennekego, opór jest równy ciężarowi graniastosłupa ściętego, którego ściany tworzą z płaszczyznami pionowymi



585.

586.

587.



w Nowym Yorku, przedstawia rys. 587. Głowy pali ujęte są w warstwę betonu, pokrytą płytami granitowymi; na nich spoczywa ostrosłupowe podmurowanie z cegieł, pokryte drugą warstwą granitu. Na powierzchni tej warstwy a w kierunku poprzecznym fundamentu, leży szereg stalowych wzorówek  $\perp$ , na których spoczywają wysokie blaszane belki podłużne, bezpośrednio połączone z filarami. Długość tych belek dochodzi w innych przypadkach do 14,6 m.

kąt  $\frac{\varphi}{2}$ ; należy zatem rachować  $F$  według  $P = \gamma Ft$ , a możliwy większy opór uważać jako bezpieczeństwo.

Wyczerpujący opis zastosowania kotwic należy do budowy bulwarów.

**i. Przykłady odrębnych urządzeń.** Fundament wspólny dwóch ciężkich, żelaznych filarów wykonany kilkakrotnie w budowlu Row-Park



a chociaż takie postępowanie wywoła zwłokę w budowie, będzie ono znacznie tańsze, niż zastosowanie pali żelaznych do fundamentu.

Gdy mamy osiągnąć wielkiej głębokości, możemy mieć pale drewniane znacznie dłuższe od żelaznych; natomiast przedłużanie i spajanie pali żelaznych, jest szybsze, łatwiejsze i przydatniejsze do dalszego bicia.

W budowlach morskich drzewo bywa niekiedy szybko niszczone przez robaki; w takich warunkach żelazo może mieć pierwszeństwo.

Pale ostre mogą być pełne, rurowe, albo z wzorówek złożone.

Pale pełne są bardzo mało używane, a mogą być kute lub stalowe. Pale kute o średnicy 10 do 15 *cm*, ważą 61 do 137 *kg* na 1 *m* długości; zakończone bywają stożkiem, o wysokości równej 1,5 średnicy. Długość wyżej 6 *m* jest do bicia niewygodna, bo drgania są zbyt wielkie; większe zatem długości muszą być spajane, a to na rękawy stalowe i sworznie (Gg).

Pale rurowe lane lub walcowane, zakończone stożkiem lub klinem pełnym, ważniejsze są od poprzednich; są bowiem tańsze, i oporniejsze przeciw wyboczeniu, albowiem mogą być znacznie grubsze.

Głównie zasługuje tu na uwagę system *Le Grand i Sutcliff*, w którym ulepszone jest w wysokim stopniu bicie takich pali (r. 589). Baba porusza się wewnątrz pala, i uderza wprost w dolną pełną bryłę żelaza. Takie uderzenie jest bez porównania korzystniejsze od zwykłego, ponieważ nie wywołuje drgań całego pala. Zarazem łatwiej pokonywa pal większe lokalne opory, i nie zbacza z danego kierunku.

Zamiast kierowników, wewnętrzna powierzchnia rury prowadzi ruch baby. Rury składające pal są lane lub kute, spajane na rękawy śrubowe. Ostrze pala kute lub stalowe, kształtu gruszki, ma nieco większą grubość niż cały pal, a to w celu zmniejszenia oporu na rękawach podczas bicia. Rękawy są ku końcom pochyło ścięte, a wyskok ich bardzo mały; w każdym razie jednak wyskok ten, w połączeniu z większą grubością na końcu pala, zmniejsza pożyteczny opór tarcia, opór, który często stanowi właściwą wytrzymałość pala. Pożądane więc byłoby połączenie zupełnie gładkie na zewnątrz, a zgrubienie na końcu będzie wtedy niepotrzebne.

Sprawozdania nie dają żadnych wymiarów, i nie mówią jak wielka jest gra między babą a wewnętrzną ścianą rury.

Sądzę, że potrzebna jest znaczna gra; może około 0,1 promienia rury; a to ze względu na opór powietrza wypychanego przez babę, który osłabia uderzenie.

Nader ważne jest zastosowanie tych pali do studzien rurowych, czyli tak zwanych abissyńskich; szczegóły o tem znaleźć można w odnośnych sprawozdaniach (Egg. 1879 t. I s. 223, ÖW 1879 s. 101).

W mostach kolei Zakaspijskiej wykonywano jarzma z pali rurowych walcowanych (r. 590. Skl. tb. 16 f 6). Rury nitowane były z czterech wzorówek ćwierćkołowych, a zakończone stożkiem lanym. Jarzmo składa się z dwóch, a przy wielkiej wysokości z czterech pali; w ostatnim razie jednak, tylko dwa wewnętrzne unoszą ciężar mostu.

Pale bite były kafarem sznurowym; długość ich dochodziła do 12 *m*, z tych 8 *m* pod ziemią.

Pale z wzorówek bite kafarem, były w licznych przypadkach używane

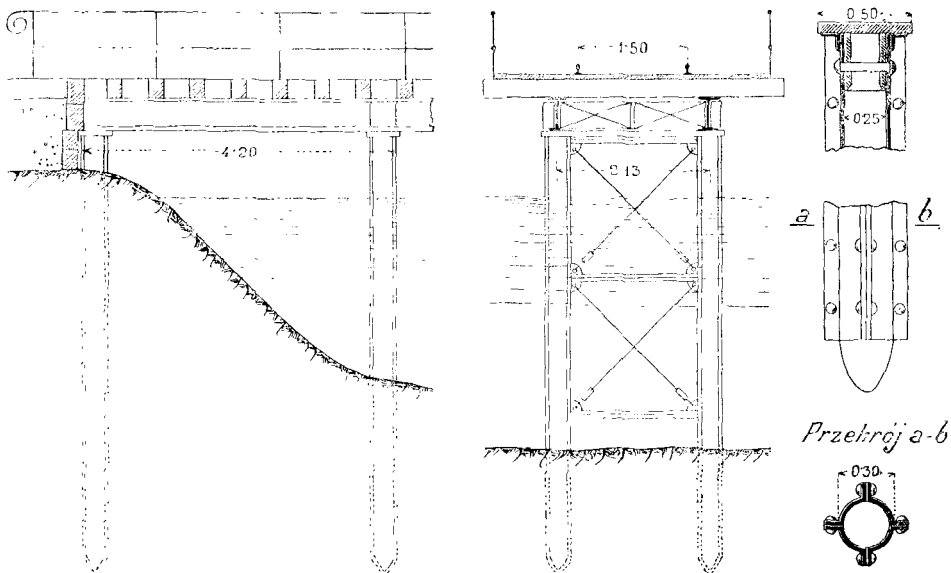




do budowy mostów w Szwajcaryi; z tych podaję dwa przykłady według Riesego; oba mosty są drogowe \*).

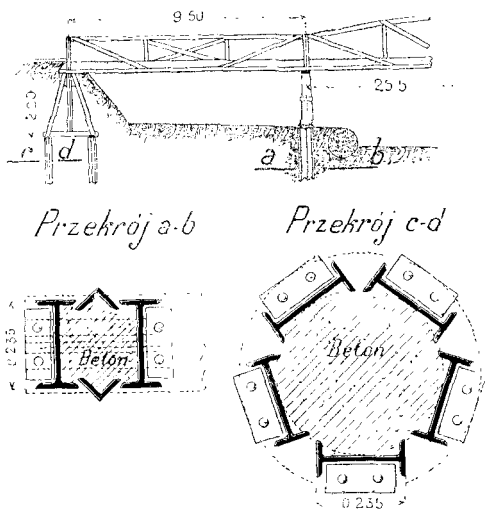
Most na rzece Thöss, zbudowany w r. 1880, o trzech otworach 9,5 25,5 9,5 m, a 4,5 m szerokości (r. 591), jest fundowany na słupach, które

590.



składają się z wzorówek  $\text{H}$ , i z kątówek 6 m długich, wbitych kafarem. Przestrzeń przez nie zamknięta została wybagrowana, i wypełniona betonem.

591.



Most na Aarze, wykonany w r. 1892, o pięciu otworach

30 35 35 35 30 m

i o szerokości 5 m (r. 592), ma pod filarami fundamenty składające się z dwóch pęków po 6 wzorówek  $\text{H}$ , o wysokości 300 mm i długości 6 m. Dla osadzenia na nich jarzma, połączono je nad wodą za pomocą czterech poziomych wzorówek  $\text{L}$ . Nadto po 4 wzorówki  $\text{H}$  użyto pod lodowce.

Wierzchnie pokłady stanowił drobny żwir, w głębi coraz grubszy. Ciężar baby użytej do bicia wynosił 850 kg a wysokość spadku 1 m. Na ostatnie 10 uderzeń, postępowały pale 2 do 3 cm; na każdym palu spoczywa

8 tn, co odpowiada 6 do ośmiokrotnej pewności przeciw włóczeniu pala.

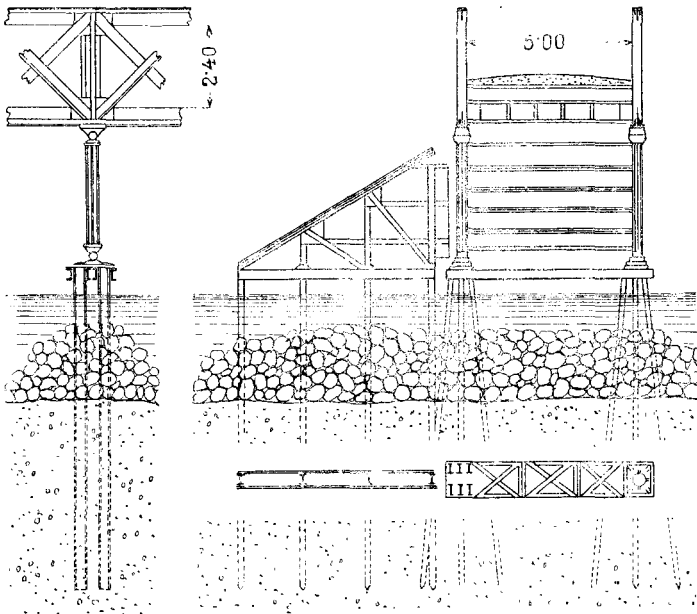
**Pale tarczowe.** (Scheibenpfahl, pieu à patin). Tą nazwą oznaczane bywają pale rurowe, zakończone poziomą tarczą kolistą, zapuszczane prądem wody.

\*) Pierwsze jarzma żelazne wykonał w Szwajcaryi Błotnicki, inżynier miasta Genewy, 1856. (Riese: die Ingenieurbauwerke der Schweiz s. 5).

O tych mówiliśmy już dosyć wyczerpująco na str. 63/4; nowszemi jednak czasy, zastosowane bywały we Francyi pale innego ustroju (Gg).

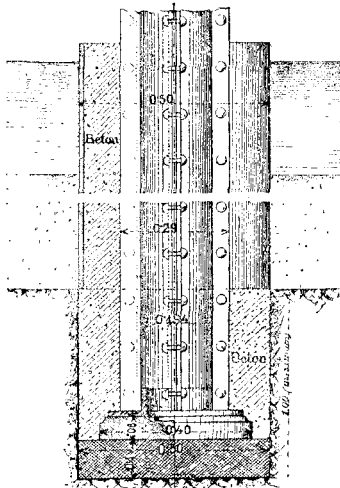
Kompania Eiffel używała do fundowania na skałe pali pełnych kutych (r. 593), na 10 do 15 cm średnicy, stojących na ściętym stożku 2 do 3 razy

592.



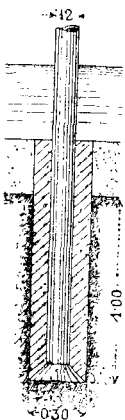
szerszym, lub na mniejszym zgrubieniu, otrzymanem przez rozkucie pala na gorąco, powtórzone 2 do 3 razy. Pale te wstawione są w otwór poprzednio wywiercony, i sięgający w skałę do głębokości około 1 m; warstwa cementu wyrównywa podstawę, a po wstawieniu pala, cały otwór zostaje wypełniony betonem, co łatwo wykonać, ponieważ podczas wiercenia otwór musi być rurowany w pokładach nad skałą leżących.

594.

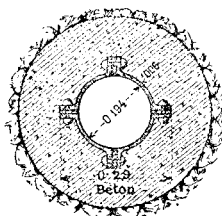


W podobny sposób użyto pali rurowych, złożonych z czterech wzorówek ćwierćkolistych (r. 594). Rura spoczywa na tarczy lanej, dwa razy szerszej, a ta na warstwie betonu około 2,5 razy szerszej od rury. Płaszcz z betonu, który w poprzednim przypadku kończył się równo z terenem, podniesiony jest tutaj do wysokości małej wody.

593.



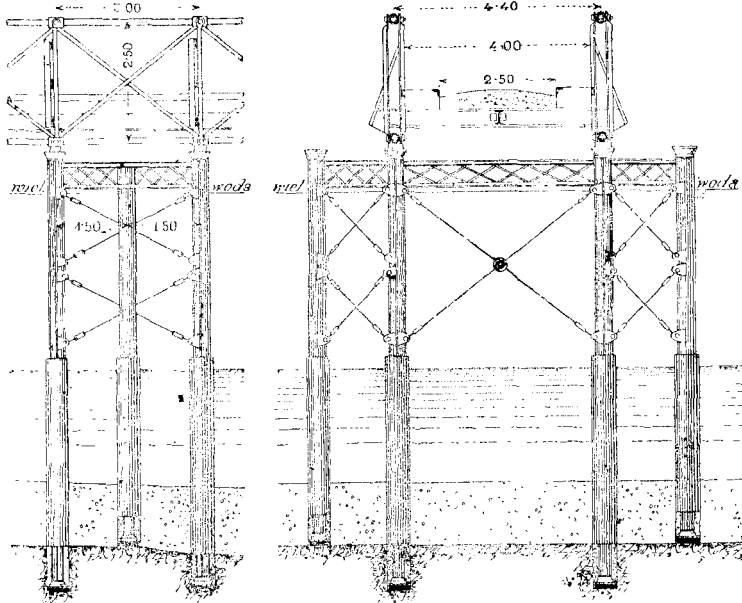
We Francyi nazywają to palami systemu Thomas i Foucard, a rys. 595 przedstawia typ mostu pod drogę, wykonany według tego systemu (Gg).



**Pale śrubowe** (Schraubenspahl, pieu à vis), czyli pale zakończone śrubą stożkową lub walcową, wkręcone pod ciężarem własnym za pomocą wielkiego koła poziomego osadzonego na palu, są pomysłem inżyniera Mitchella, który już w r. 1833

zastosował śrubę żelazną laną, do znaków morskich i stałych kotwic. (AB. 1850). Dowiódł on wówczas, że można otrzymać w ten sposób tak silne punkty stałe, jakich przedtem nie znano. Mitchel uzyskał zatem najprzód wielką wytrzymałość przeciw wyrwaniu, a następnie dopiero pomyślał o obciążaniu śruby, i wykonał

595.



szczęśliwe próby z palami; poczem zaproponował stawianie latarni morskich na palach śrubowych. Do r. 1838 jednak, napotykał brak zaufania. Dopiero w owym roku, wezwany przez admirała Beaufort, wypracował projekt latarni morskiej na Maplin - Sand przy ujściu Tamizy. Budowa ta rozpoczęta w r. 1838, ukończoną została dopiero w roku 1841, ponieważ inżynierowie rządowi obsta-

wali przytem, żeby wkręcone pale były przez dwa lata wystawione na próbę.

Podstawę tej latarni stanowi 9 pali śrubowych żelaznych, które ustawione są w wierzchołkach ośmiokąta i w środku jego. Pale są pełne kute, o średnicy 15 cm; śruby ich są lane, mają średnicę 1,22. Pale są 7,80 długie, a 6,60 głęboko wkręcone w piasek.

Aby oznaczyć średnicę śruby, Mitchell zakręcał i obciążał śrubę próbną o średnicy 15 cm, i znalazł, że wytrzymała bez zagłębienia się ciężar 1 tonny. Wnosił więc z tego, że śruba o średnicy 8 razy większej, wytrzyma ciężar 64 tn. W rzeczywistości jednak, oparł na każdej śrubie tylko 8 tn. Śruby miały kształt tych, jakich poprzednio używał do kotwic (r. 597, 601).

Podobne pale używane w Ameryce do nowszych latarni morskich, stawianych na bardzo miękkich pokładach, mają grubość 15 cm, a średnicę śruby 1,30 m. Środkowe pale latarni bywają 20 cm grube, a śruby ich są do 1,80 m szerokie (ÖZ 1888).

Od roku 1851 postępuje szybko szereg zastosowań pali śrubowych do latarni, do ładowni przymorskich, i do tymczasowych rusztowań, a więc głównie do budowli wystawionych na uderzenie i podniesienie przez falę.

Rys. 596 przedstawia parę przykładów pali drewnianych z trzewnikami śrubowymi, przeznaczonych dla mniejszych budowli. W tych śrubach, dolny mały gwint zacina twardy pokład, i utatwia działanie górnej śruby. Taki kształt odpowiada pokładom średniej twardości, i małemu obciążeniu. Jednakże pale takie używane były przeważnie tylko do tymczasowych rusztowań, i do r. 1870. Przy większych zaś budowlach i obciążeniach odrzucono wkrótce drzewo, po-

nieważ miało ono małą wytrzymałość przeciw skręceniu; w twardych zatem pokładach pale ułamywały się przy zakręcaniu. Obecnie też używane są pale śrubowe tam, gdzie ceny żelaza są niskie; a w takich warunkach, zastosowanie drzewa z uszczerbkiem bezpieczeństwa, niema racji. Być może jednak że w takich przypadkach, gdzie śruba ma być wkręcona tylko do małej głębokości, a drzewo może się zaczynać nad terenem, gdzie wykonanie wykopu napotyka trudności jakto bywa przy stawianiu słupów, sygnałów i t. p. typy przedstawione na rys. 596 zasługują na częstrze zastosowanie niż dotychczas.

Obecnie używane pale śrubowe, są całkowicie żelazne; i albo pełne kute, albo też rurowe blaszane, lub lane.

Zakończone są trzewikiem śrubowym lanym, lub stalowym; albo też, skręty śruby odlane są razem z rurą. W tych formach były też często używane przez najświetniejszych inżynierów, jak Brunell, Stephenson i inni, którzy budowle w rodzaju powyżej wymienionych a następnie filary mostów, stawiali na palach śrubowych.

Wytrzymałość ich może być większa niż pali bitych; unikamy przy ich pomocy przenoszenia ciężaru na ostrze, którego wytrzymałości nie umiemy określić, albowiem w miejsce ostrza mamy szeroką powierzchnię tarczy śrubowej. Lepsze są też od pali tarczowych, bo nie tworzą pustego walca na przestrzeni którą skręt przenika podczas wkręcania, a którą przy palach tarczowych wypełniać trzeba. Tem większą mają zatem rację zastosowania, im większe trudności przedstawia bicie pali kafarem; w takich przypadkach, wkręcanie pali jest zwykle łatwiejsze.

Największy opór przedstawia przy wkręcaniu czysty piasek; zapewne z powodu wielkiego współczynnika tarcia, i dlatego, że materiał ten wypełnia natychmiast próżnię, wypchniętą przez śrubę. Jeżeli średnica jej wynosi 1,3, a promień koła osadzonego na palu 5 m, natenczas siłą 30 ludzi zaledwie można wkręcić taki pal w czysty piasek do głębokości 3 do 4 m. Skoro zaś piasek zmieszany jest z mułem, gliną, albo nawet z rylniakami, można tą samą siłą osiągnąć głębokości 10 do 13 m. Granicę stanowi tutaj wytrzymałość pala na skręcenie (ÖZ. 1888 s. 117).

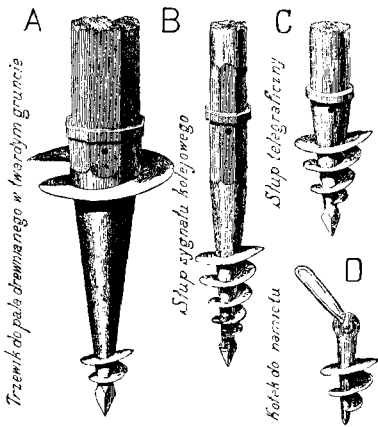
Wkręcanie pali śrubowych można znacznie ułatwić przez włączanie wody. Zastosowanie tego środka łatwiejsze jest przy palach rurowych, niż przy pełnych; a skuteczniejsze w piasku niż w innych pokładach.

Pale śrubowe są tanie i bardzo korzystne, póki opór jest mały; przy wielkim oporze stają się dosyć drogie. Są właściwe na rzekach z małym spadkiem, bez wielkich lodów, i przy rozległych budowach, gdzie opłacają się kosztowniejsze urządzenia szczegółów. Ceną może być własność pali śrubowych, że pozwalają wykonać budowę podczas mrozu.

Powyższe uwagi wyjaśniają po części, dlaczego ten sposób fundowania znany przeszło od pół wieku, pomimo licznych swych zalet, nie jest tak rozpowszechniony jakby się tego spodziewać można.

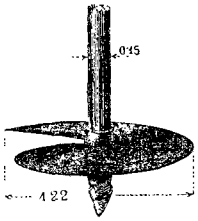
Średnice śrub stożkowych i walcowych dochodzą do 1,30, wyjątkowo

596.

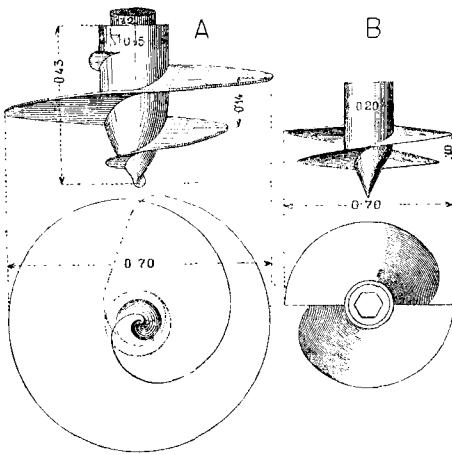


do 1,80. Kształty i wymiary skrętów bywają bardzo rozmaite, a obierane są do-tychczas zupełnie dowolnie. Doświadczenia dowiodły tylko, że do miękkich pokładów właściwe są śruby walcowe, z niskim skrętem, o wielkim wyskoku, obejmujące 1 do 1,5 obrotu. Przekrój skrętów ma być zbliżony do bardzo płaskiego prostokąta. Do twardych zaś pokładów, potrzebne są śruby na rdzeniu stożkowym, z małym wyskokiem i wysokim skrętem, który przechodzi przez 3 do 3,5 obrotów. Skręt ma mieć przekrój trójkątny. Do fundowania nowszych latarni morskich, na twardych pokładach, używano w Ameryce pali pełnych, 15 do 20 *cm* grubych, zakończonych śrubą podobną do świdra drzewnego. Wkręcano je 2 do 2,5 *m* głęboko w miękki kamień, i rezultaty były doskonałe.

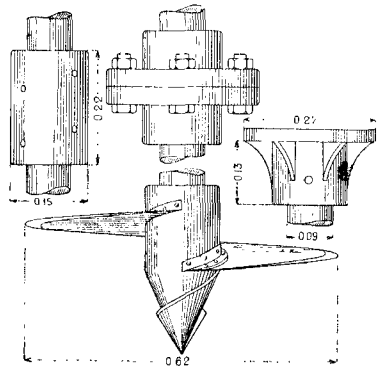
597.



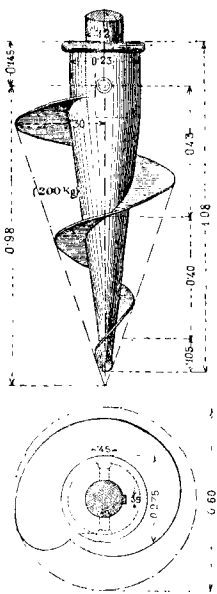
598.



599.



600.



Pale śrubowe pełne mają tak jak pale bite nie wielką grubość; a ztąd małą wytrzymałość przeciw wybo-czeniu. Bywają też słabo obciążane mianowicie 0,4 do 0,7 *ky* na 1 *cm*<sup>2</sup> powierzchni śruby. Rysunki załączone przedstawiają kilka przykładów takich pali (R. 597—599, Strukel 1895 *tb.* 16. f. 8—11. — R. 600 AP. 84 II *tb.* 38. Grange f. 19. R. 601 ÖZ. 1888 s. 118). Pierwszy odpowiada pokładom bardzo miękkim, ostatni pokładom znacznej twardości.

W przekroju poziomym r. 600 widzimy, że pal ma na końcu żeberko, które wchodzi w odpowiedni wpust trzewika; żeberko pracuje przy wkręcaniu pala, a dla dobrego wyzyskania wytrzymałości przeciw skręceniu potrzebne są dwa żeberka, ustawione na jednej średnicy. Natomiast, jeżeli połączenia części składowych są dokładne, zbyteczny jest drugi sworzeń, który widzimy na niektórych dalszych rysunkach.

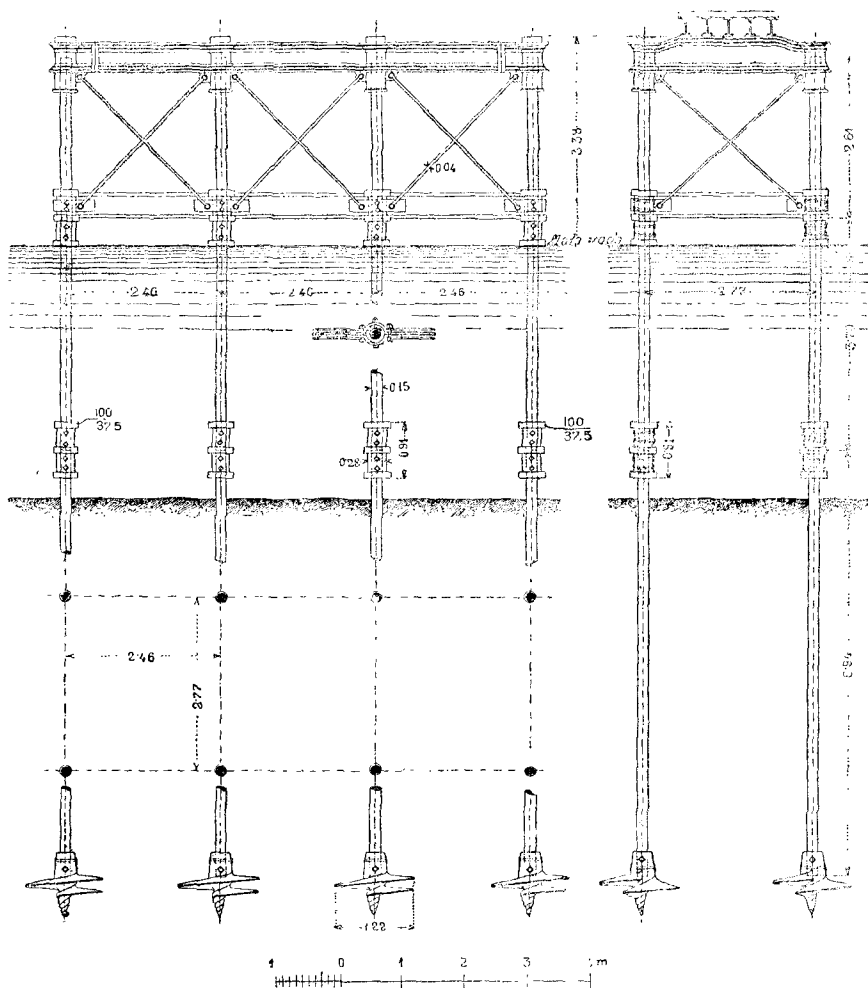
Wreszcie, wielka wysokość skrętu śruby na r. 599, 600, niezgadza się z płaskim tabliczkowym przekrojem tego skrętu. Przekrój ten powinien mieć kształt trójkątny, jak na rys. 601. (ÖZ. 1888 s. 118).

W ostatnim przykładzie (most na Mobile Bay), części składowe 6 do 7 m długie, łączone są na rękawy nasuwane i na sworznie. Nadto na każdym rękawie widzimy trzy obręcze wbite na gorąco.

Pale śrubowe rurowe mogą być zakończone stożkiem pełnym i śrubą stożkową, albo też mogą być u spodu otwarte, i mieć śrubę walcową. Ostatni sposób zakończenia właściwy jest, o ile wypychany materiał może się usuwać wewnątrz rury.

Dla zmniejszenia drgań żelaza, korzystne jest wypełnienie rur betonem; takie rury pękają jednak przy niskich temperaturach, jeżeli są wypełnione na całej

601.



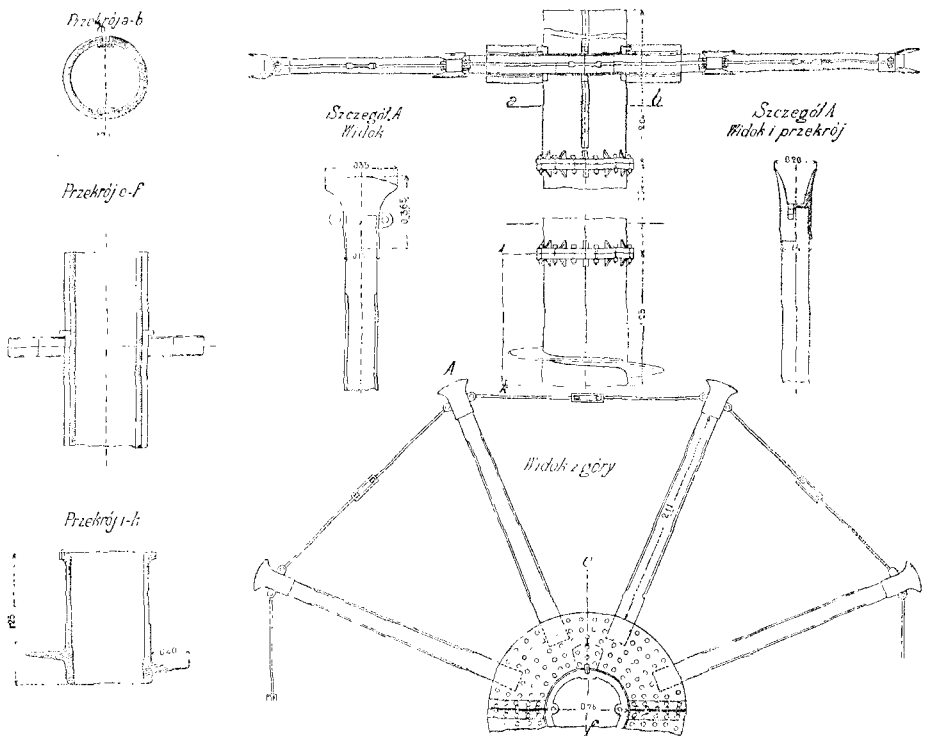
wysokości, ponieważ żelazo silniej się kurczy niż beton; należy więc zakończyć beton w głębokości przynajmniej 1 m pod ziemią, lub pod niskim stanem wody, a wyżej użyć betonu asfaltowego.

Kształt odpowiadający bardzo miękkiemu pokładowi, widzimy na rys. 602. Są to pale rurowe z fundamentu mostu kolejowego pod Królewcem (ZB. 1866). Dwie rury tworzą jedno jarzmo mostu; rury mają średnicę 0,79, a śruby ich 1,57. Wysokość skrętu jest 0,26, skręt obejmuje jeden obrót. Części rur 1,6 m długie,

łączone są na kołnierze zewnętrzne z żebrami; górna część, przeznaczona do umocowania koła, ma dwa wpusty na kliny utrwalające piastę; promień koła wynosił około 2,7 m.

Pokłady przecięte śrubami były: 2,3 m płynnego piasku, 1,0 m piasku z iłem, 7 m siniego iłu. Pale są 7,8 m długie, i tkwią 4 m w ziemi. Koło obracane było przez 16 robotników, przy dwóch windach; pogłębianie się pala na jeden obrót, wynosiło z początku prawie wysokość skretu 0,26; potem przy większym oporze, tylko połowę, lub trzecią część tej wysokości. Wkręcenie jednego pala trwało około 6 dni; a to zapewne z powodu licznych strat czasu, na usuwanie przeszkód, i przedłużanie rury. W podobnych bowiem przypadkach, osiągnano już do 0,5 m wysokości wkręcenia na godzinę, nie licząc strat wspomnianych.

602.



Ziemi z tych rur nie wydobywano, ponieważ nie zostały wypełnione betonem, jak to jest dziś przyjęte.

Obok powyższego mostu, wykonano w r. 1888 drugi, tak samo fundowany, a sprawozdawca i kierownik tej budowy donosi, że pale powyższe trzymały się przez 23 lat bardzo dobrze, i niewymagały żadnej naprawy.

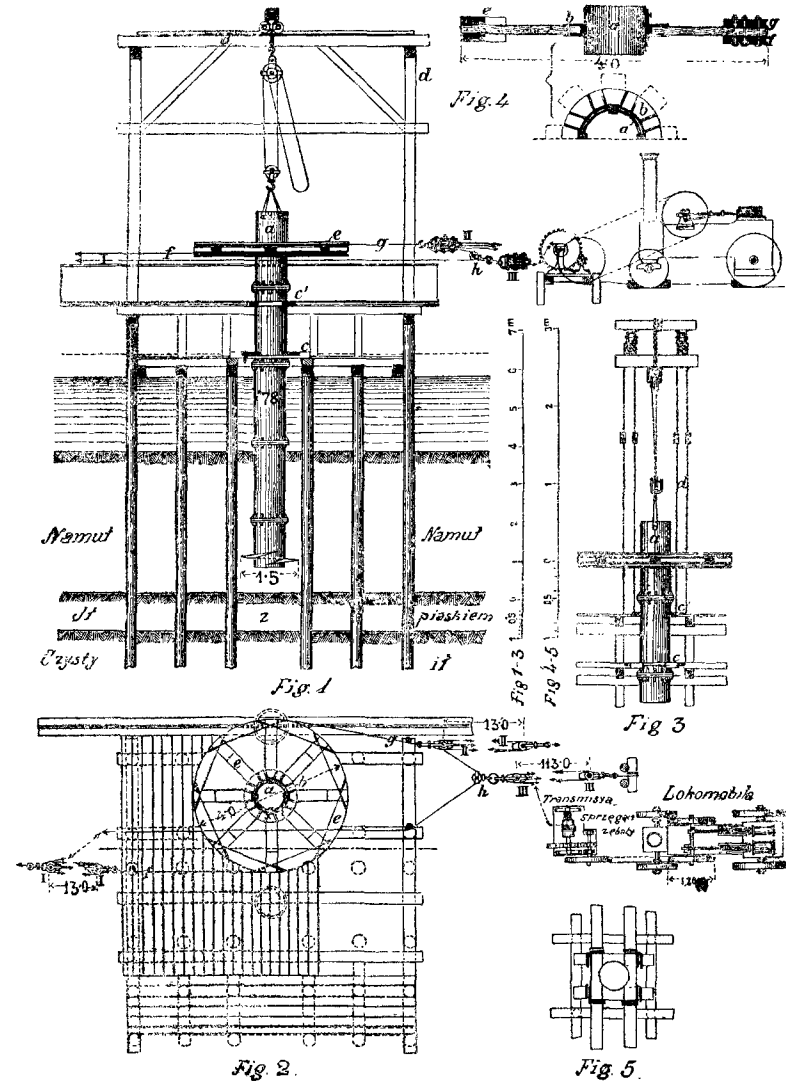
Wkręcanie jednak pali, przedstawiało w r. 1888 większe trudności niż dawniej; a to z powodu braku miejsca obok dawnego mostu, jakoteż z powodu większej twardości pokładów, które tymczasem zapewne się silniej osiadły (CBl. 1891 s. 45).

Pale rurowe miały te same wymiary i połączenia co dawniejsze z r. 1866, i wkręcone zostały do tej samej głębokości; jednakże koło, miało dla braku miejsca tylko 4 m średnicy; a zamiast ludzi użyto siły pary (r. 603).

Jak widzimy na rysunku, pal rurowy wisi na wielokrążku różnicowym za pomocą głowy *a* i przesuniętego przez nią sworznia. Przy *c* i *c*<sub>1</sub>, dwie opaski utrwalają jego kierunek pionowy; jedną z nich zdejmowano chwilowo, dla przepuszczenia kołnierza.

W żłobkach wieńca koła *e*, owinięto w odwrotnych kierunkach dwie druciane liny pociągowe *f* i *g*, których jedne końce przytwierdzone były do wieńca,

603.



drugie do wielokrążków I i II. Wolne końce lin od tych wielokrążków były ze sobą połączone, i przeciągnięte przez ruchomy krążek *h*; ztąd szła lina do bębna windy poruszanej przez maszynę. Gdy opór się powiększył, wstawiono w miejsce tej liny wielokrążek III.

Siła pociągowa od bębna windy, udzielała się równomiernie obu linom drucianym *f* i *g*. Maszyna dawała pracę rzeczywistych 10 koni parowych, przy 180 obrotach koła pasowego na minutę; a ponieważ średnica tego koła była 1,20, więc siła poruszająca na jego obwodzie wynosiła

$$\frac{750 \cdot 60}{180 \cdot 3,14 \cdot 1,2} = 66 \text{ kg.}$$

Winda mnożyła siłę przez koła zębate 18 razy; a licząc 10% na opory, wypada na obwodzie bębna siła

$$66 \cdot 18 \cdot 0,9 = 1075 \text{ kg,}$$

przeniesiona na oś krążka *h* bez pomocy wielokrążka III.

Wielokrążki mnożyły siłę w stosunku  $4,0,65 = 2,6$ , a więc liny *f* i *g* natężone były siłą

$$0,5 \cdot 1075, 2,6^2 = 3633,5 \text{ kg;}$$



co ze względu na promień koła 2 m, daje po zaokrągleniu 14500 *kgm*, jako moment obracający pal rurowy, gdy maszyna pracowała całą parą. To było rzeczywiście potrzebne ku końcowi wkręcania.

Koło pasowe wykonywało 3 obroty na sekundę, wielokrażki mnożyły 16 razy, a winda 18 razy; więc prędkość na obwodzie koła *e* była :

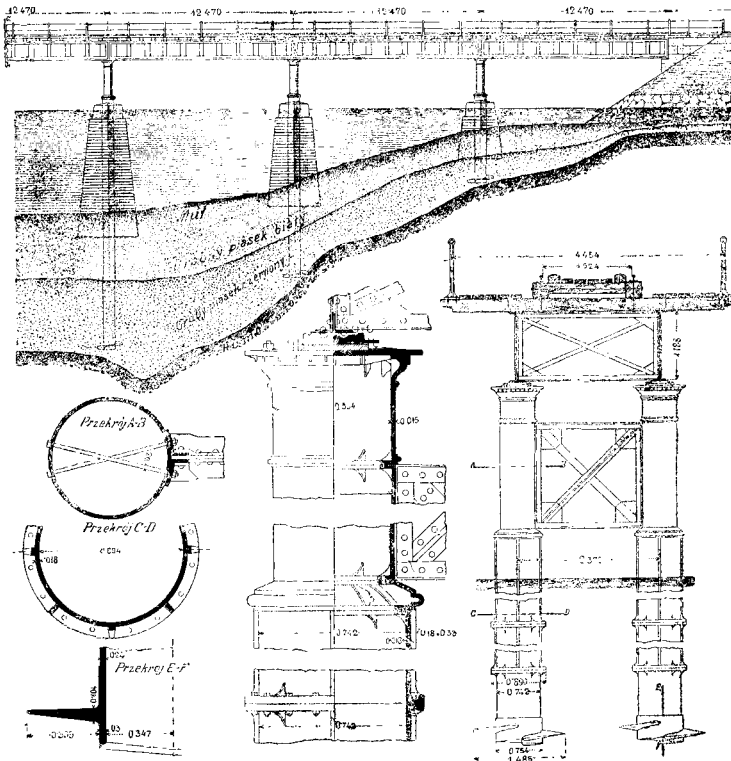
$$\frac{3.3,14.1,2}{16.18} = 0,04 \text{ m};$$

wypada ztąd jeden obrót na 5 minut.

Długość lin *f* i *g*, pozwalała tylko na jeden obrót koła *e*; podobnież miejsce przeznaczone na wielokrażki; po każdym zatem obrocie, czyli co 5 minut,

przerwywano ruch koła, ażeby przywrócić liny i wielokrażki do pierwotnego położenia. Nadto po paru obrotach, potrzebna była przerwa dla podniesienia koła *e*; po zakręceniu pala na 2 m, powstawała dłuższa przerwa dla przedłużenia rury o nowy bęben dwumetrowy; wreszcie po całkowitem zakręceniu pala, przerwa dla przeniesienia rusztowania na inne miejsce. Dlatego też zaśrubowanie czterech pali, 4 m głęboko, trwało prawie dwa miesiące, a 1 m rury wraz z wkręceniem, kosztował okrągło 630 *mk*.

604.



Więcej szczegółów znajdzie czytelnik woryginalie.

Podczas przedłużania rury, spuszczano do niej robotnika; ten wydobywał ziemię łopatą łyżkową, albowiem napływ wody był słaby. Rury zostały całkowicie wypełnione betonem.

Wysokie koszty tej budowy, były skutkiem wielkich strat czasu, a te skutkiem zastosowania wielokrażków. Zamieniając powyższy mechanizm na inny, polegający na kołach zębatych i przesyłce linowej, otrzymamy wprawdzie przyrząd droższy, ale oszczędzić można w ten sposób przynajmniej 20% siły poruszającej przez zmniejszenie oporów, oraz usunąć straty czasu, wynikające z przesuwania wielokrażków, i lin drucianych na kole *e*.

W podobnych pokładach jak powyższe, ale nadto na wodzie, przy głębokości do 9 m, zastosowane były pale przedstawione na rys. 604. (AB 1890 *tb.* 47). Jestto jeden z filarów mostu pod Tavastehus w Finlandyi; składa się on

z dwóch rur lanych o średnicy 0,74; śruby mają średnicę 1,48, wysokość skrętu 0,175, grubość tarczy skrętu przy osadzie 0,14. Rury były 1,9 m długie, łączone na kołnierze zewnętrzne z czterema żebrami. Dolna krawędź rury jest ścięta według pochyłości skrętu, co zdaje się właściwsze niż ścięcie poziome, ze względu na odpychanie kamieni.

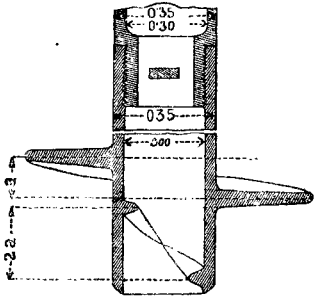
Pokłady były: 0,6 mułu, 1,0 gliny, następnie pokłady białego i czerwonego piasku dochodzące 10 m grubości, pod nimi twarde pokłady ryńniaków i kamieni.

Dla zasłony przeciw uderzeniu lodów i tratw, ustawiane były te pale wewnątrz drewnianych skrzyń, napełnionych kamieniami.

Skrzynie były osmiokątne podłużne, poprzecznymi ścianami podzielone na cztery części. Zewnętrzne przedziały napełnione były kamieniami, w wewnętrznych stały pale rurowe.

Wykonanie filarów rozpoczęto od zatopienia skrzyń, które zapuszczano w koryto rzeki według możliwości, za pomocą bagrowania środkowych, a obciążania zewnętrznych przedziałów skrzyni. Potem ustawiano i wkręcano pale rurowe, za pomocą koła o promieniu około 6 m. Koło składało się z czterech ćwiartek, i miało razem 12 ramion w promieniach, zakończonych widłowatymi trzewikami. Naprężenie obwodu koła dawały ściągacze żelazne, a do utrwalenia piasty na palu służyły cztery wpusty, odpowiadające żebrům pala rurowego. Do obracania koła służyły dwie silne liny, okręcone do koła ramion w odwrotnych kierunkach i poprowadzone do dwóch kołowrotów z drągami o długości 3 m.

605.



Z początku, wystarczało przy każdym kołowrocie dwóch robotników, a za każdym obrotem zagłębiał się pal o wysokość gwintu śruby; stopniowo jednak podwyższano siłę do ośmiu ludzi przy każdym kołowrocie, a kręcono kołem tak długo, dopóki zagłębianie się pala na jeden obrót, wynosiło jeszcze kilka milimetrów. Dla zmniejszenia oporu, okrywano rurę powłoką z desek, przez co wysoki kołnierzy były zupełnie wyrównane.

Rury wypełniono betonem; sprawozdawca ostrzega jednak, że przez to rury mogą pękać w ziemie; co się rzeczywiście przytrafiło przy innym moście. Należy zatem ograniczyć wypełnienie betonem do poziomu małej wody.

Wypełniono też betonem środkowe części skrzyń, do koła pali; potem powstało pogłębienie koryta rzeki, a skrzynie zawisły na palach, bo beton chwycił żelazo i nie dopuścił zapadania się skrzyń. Skrzynie zostały zatem podmyte, musiano je opasywać palisadami, i wypełniać próżnie betonem przy pomocy nurków.

Rys. 605. (Z. f. B. 1871 s. 404) przedstawia przekrój pala użyty do fundamentów mostów przez rowy fortyfikacyj w Antwerpii. Dla uzyskania gładkiej ściany zewnętrznej, łączono rury na śruby, a klinem zabezpieczono połączenie przeciw rozśrubowaniu. Wewnątrz rury dodano mały gwint dwa razy wyższy od zewnętrznego; ma on zapobiegać zaciskaniu się ziemi wewnątrz rury. Jest on tem więcej pożyteczny im plastyczniejszy jest materiał.

Połączenie na kołnierze wewnętrzne (r. 606 Skł. tb. 16 f. 17) jest nieprzystępne, trudne do ześrubowania, wywołuje zaciśnięcie ziemi pod kołnierzami i daje mniej sztywności niż poprzednie. Jest też mało używane. Załączony szkic odnosi się do wiaduktu Taptae w Indyach.

Rys. 607. przedstawia nowsze pale amerykańskie, z rur blaszanych nitowanych (ÖZ. 1888). Połączenie wykonane jest bądź to za pomocą zewnętrznych kołnierzy z kątownek, bądź też na zakładki blachy z przesunięciem szwów. Śruba lana umieszczona jest na osobnym lanym trzewiku, przynitowanym do rury, albo też jest blaszana i przytwierdzona kątownkami.

Pomost przystani w Norderney (r. 608) jest fundowany na palach rurowych lanych, ze śrubą z blachy 10 m/m grubej; przytwierdzoną do rury kątownką (Rz. st. 24).

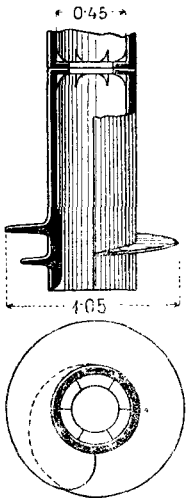
Do pokładów średniej twardości zastosowane są pale sklepione mostu kamiennego pod Vouneuil (r. 609); a mianowicie trójkątnym kształtem gwintu. Śruba jest lana, łączona z rurą na rękaw i dwa sworznie na krzyż; tak samo łączone są składowe części rury w dalszym ciągu. Pale te wkręcane były około 5 m głęboko w pokłady piaskowe zbite (Gg. NA 1889). Podobny przykład daje r. 610.

Rys. 611 przedstawia śruby użyte do pokładów twardego iłu pomięszanego z kamieniami, przy wykonaniu pomostu ładownego na rzece Mersey (CBI. 1885 s. 281 Egg. 1883 II).

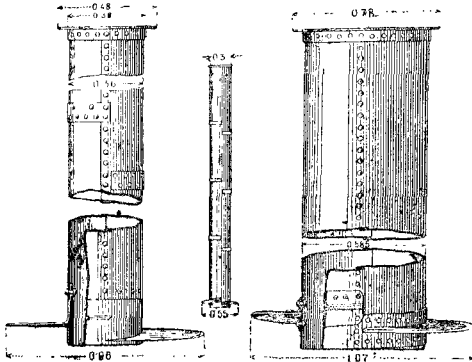
Ten kształt był wynikiem długich prób i zmian, a mianowicie dziesiątą z rzędu odmianą śruby. Skręt ma wysokość 0,23, a średnicę 0,77. U spodu dodano skręcony język, wzruszający ziemię która musi się posuwać wewnątrz rury. Większa średnica i wysokość gwintu, okazały się niewłaściwe; podwójny gwint lepszy niż pojedynczy, a każdy gwint powinien opisywać przynajmniej jeden pełny obrót.

Zwężenie dolnego otworu w stosunku do wewnętrznej szerokości rury, jest bardzo korzystne;\*) przez to bowiem tworzy się rdzeń ziemi węższy od rury, który bez oporu

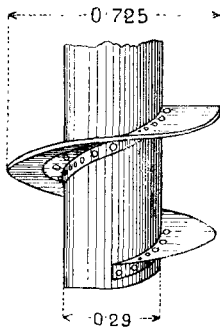
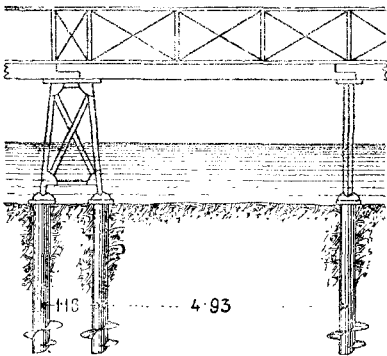
606.



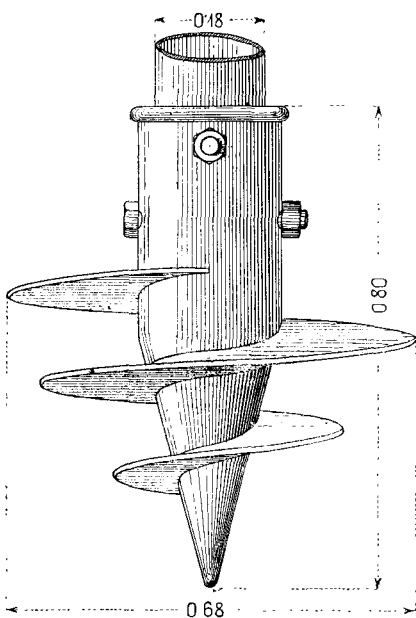
607.



608.



609.

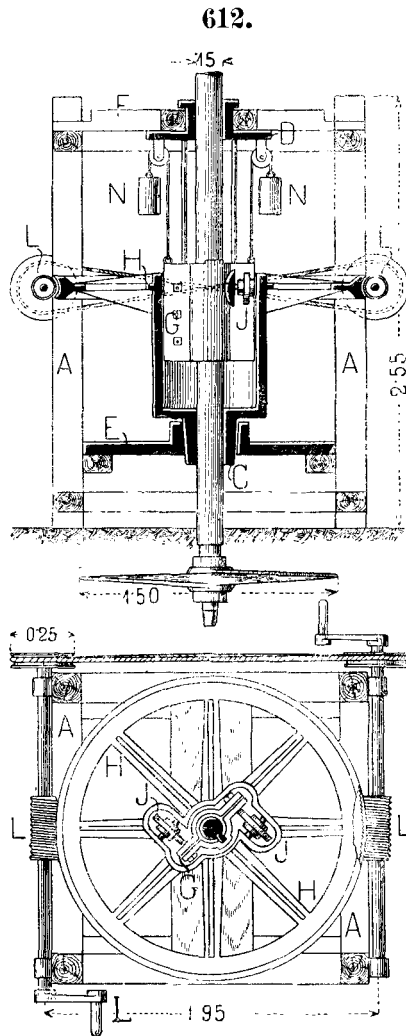
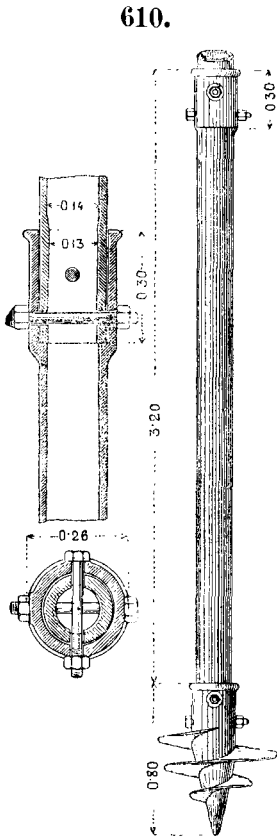


\*) Patrz także CBI. 1889 s. 299.

posuwa się w górę. Natomiast każde wewnętrzne zwężenie rury powyżej dolnego otworu, może wywołać zaciśnięcie ziemi i zupełne zapchanie rury, które tylko w piasku usunąć można prądem wody. Najgorsze połączenie rur jest na kołnierze wewnętrzne; najlepsze na rękawy zewnętrzne jak pod Vouneuil (r. 609).

Obciążenie pala ułatwiało wkręcanie w twarde pokłady. Ostatecznie wiercono przed wkręcaniem pala 2 m głębokie otwory, i wypalano w nich naboje po 2,5 kg prochu. Ten wybuch wzruszał ziemię, i znacznie ułatwiał wkręcanie.

Przyrządy do wkręcania pali śrubowych. Rys. 612 przedstawia przyrząd używany w Ameryce, którego główną zaletą jest, że zajmuje mało miejsca. W drewnianem rusztowaniu A, kształtu klatki, osadzone są



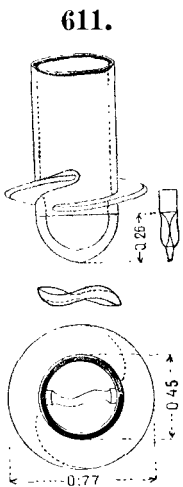
łożyska F i E, trzymające pal w położeniu pionowym. Pod łożyskiem F obraca się tarcza D, pod którą umocowane są dwa krążki, i dwa kierujące pręty pionowe. W łożysku E obraca się czop stożkowy C, odlany razem z pustą piastą H<sub>1</sub>, której kształt wskazuje rzut poziomy.

Koło H poruszane jest przez dwie śruby L sprzężone liną, a na osiach śrub są osadzone korby ręczne. Koło jest zatem dokładnie trzymane w płaszczyźnie poziomej, ale wraz z piastą H<sub>1</sub>, może się obracać niezależnie od stojącego w osi pala.

Do sprzężenia koła z palem, służą kluby G, znajdujące się wewnątrz piasty, z którymi połączone są ciężary n, wiszące na

krążkach pod tarczą D. Kluby chwytają pal, skoro zostaną ściśnięte śrubami. Dla powiększenia tarcia, wsunięte są między pal i kluby kolczate blaszki stalowe.

Wewnątrz piasty umieszczone są pionowe krążki I. Podczas obrotu koła, cisną one na kluby G i wywołują obrót pala. Pal wkręcając się w ziemię, zesuwa



się wraz z klubami coraz niżej, tak że wreszcie krążki *J* dotykają górnego brzegu klub. Poznajemy to położenie po tem, że ciężary *n* dotykają krążków. Wtedy ruch koła musi być wstrzymany, kluby rozsrubowane, i podsunięte wyżej, tak żeby krążki dotykały dolnego ich brzegu, a ciężary *n* dotykały piasty *H*<sub>1</sub>; poczem kluby zostają ponownie ściśnięte, i obrót koła znowu się rozpoczyna.

Sprawozdawca donosi (ÖZ 1888), że czterech robotników wkręcało tym przyrządem w ciągu dnia roboczego jeden pal 4,5 *m* głęboko, w twarde pokłady muszli. Średnica śruby wynosiła 1,20. Podobnież pale pod most na Mobile Bay (r. 601), były tym samym przyrządem wkręcane 6,5 *m* głęboko.

Rys. 613. przedstawia piastę koła, którym wkręcano pale mostu pod Vouneuil (r. 609). Składa się ona z dwóch płyt lanych, ustawionych w odstępie 8 *cm*, o średnicy 0,80, połączonych śrubami. Środkowa część górnej płyty tworzy rękaw 0,32 szeroki, dolna zaś jest pierścieniem 0,20 szerokim. Ośmiu klocków z twardego drzewa wypełnia odstęp między płytami, pozostawiając miejsca przeznaczone na wsuwanie 3 *m* długich szprychów (r. 613—616 z Grangea).

Piasta zawieszona jest na palu za pomocą czterech wielokrążków, (r. 614), które pozwalają podnosić lub opuszczać ją w miarę potrzeby; przez co utrzymywać ją można podczas wkręcania w jednej wysokości. Do utrwalenia piasty na palu, służą dwa kliny; robotnicy obracają piastę aż do naprężenia wielokrążków, a wtedy kliny zostają wbite i piasta się utrwala. W ten sposób część siły skręcającej pal, przenosi się na punkty zawieszenia wielokrążków; co jest korzystne dla wytrzymałości materyału.

Robotnicy przykładali ręce wprost do szprychów; a 16 ludzi wkręcało dziennie dwa pale, średnio do 6 *m* głębokości.

Pal zaczynał się zagłębiać dopiero po pięciu lub sześciu obrotach; a co 70 *cm* wkręcenia, przesuвано piastę.

Górna część pali ukryta jest w pokładzie betonu 3 *m* grubym (r. 614), sięgającym od

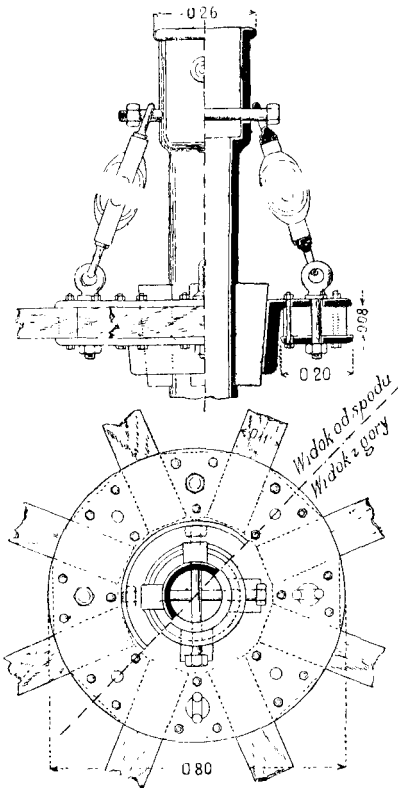
dogłębionego dna do wysokości małej wody. Skrzynia bez dna przeznaczona do objęcia betonu, związana była na brzegu; przygotowano dla niej miejsce przez bagrowanie koryta rzeki, a następnie postawiono ją i obciążono należycie.

Na zewnątrz na tymczasowych palach, ułożono po obu stronach skrzyni pomost roboczy na wysokości ówczesnego stanu wody, a w poprzek, od jednego pomostu do drugiego, przeciągnięto nad skrzynią parę kleszczy, które służyć miały do trzymania jednego szeregu pali podczas wkręcania.

W tym celu przytwierdzano do kleszczy opaskę żelazną przedstawioną na rys. 615.

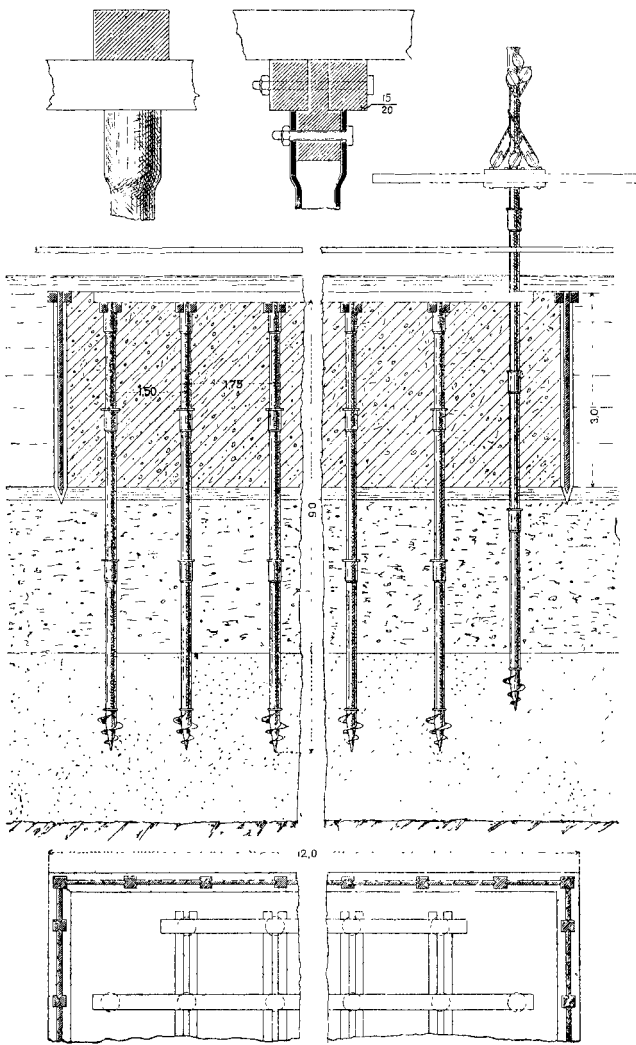
W ten sposób fundowano 3 filary; przy pierwszym nie było żadnych tru-

613.



dności. Nie zbyt wielkie kamienie usuwała śruba, nie zbaczając wcale ze swego kierunku. Przy drugim filarze, napotkano w głębokości 0,80 duży kamień, na

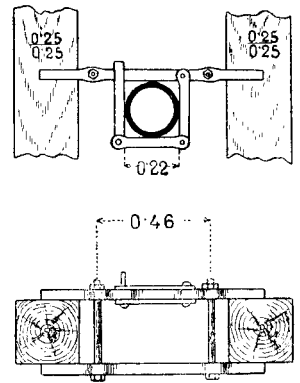
614.



którym śruba zupełnie się zatrzymała. Wykręcono ją zatem, i bito w to miejsce pał żelazny pełny, 10 cm gruby, ale na próżno. Następnie wybito dłutem otwór w kamieniu, i rozsadzono go dynamitem, poczem wkręcenie śruby odbyło się bez trudności.

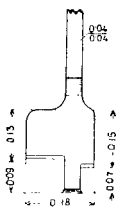
W fundamencie prawego przyczółka, znaleziono warstwę miękkiego wapienia 16 do 18 cm grubą, której śruba wcale zaciąć nie mogła; wywiercono w niej zatem otwór 24 cm szeroki, za pomocą dłuta które przedstawia rys. 616; potem pu-

615.



szczono pał śrubowy. Śruba opierała się chwilowo, ale wreszcie rozerwała pokład i przeszła; odgłos który przytem powstać słycać było z daleka.

616.



Pale nie doszły wszystkie do jednej głębokości; dla zrównania ich, trzeba było uciąć górne rękawy; poczem osadzono nowe rękawki kute, które trzymane były przez drewniane czopy, łączące pale z rusztem (Gg).

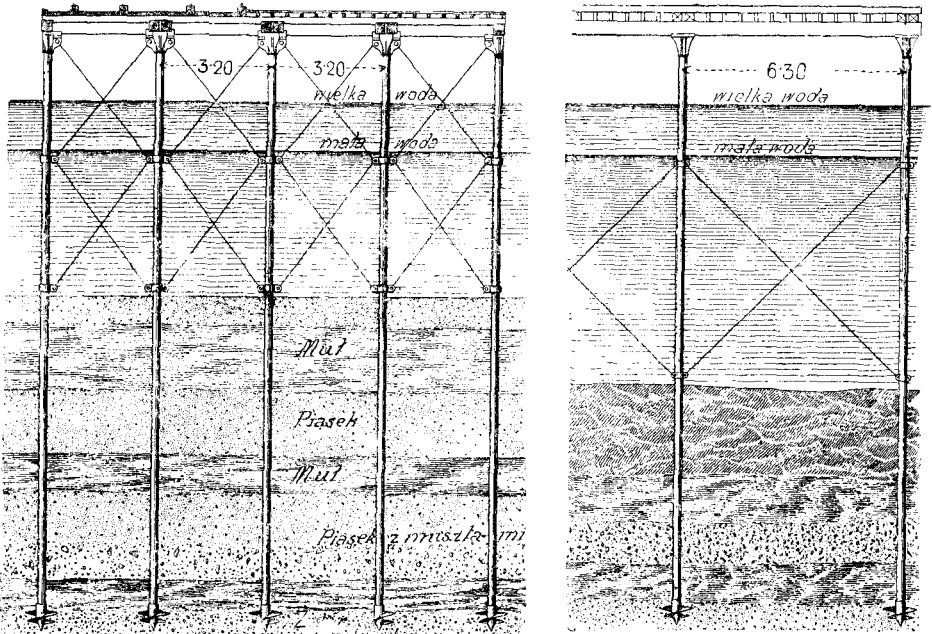
Przykładem wkręcania pali w bardzo trudnych warunkach, była budowa ładowni przymorskiej przy ujściu Delawary (r. 617 AP 1884 II t. s. 516). Ta olbrzymia i śmiała budowla jest 519 m długa. Na długości 352 m od brzegu ładownia jest 6,70 szeroka, reszta zaś długości 167 m, ma szerokość 13,10 m. Leży na niej szeroka droga,

2 tory kolei.

Głębokość wody podczas odpływu morza, dochodzi pod ładownią 7 m; twardy pokład żwiru do którego sięgają śruby, leży w zmiennej głębokości dochodzącej 13 m; a ponieważ pomost ładowni leży 4,3 nad stanem odpływu, więc w ostatnich szeregach poprzecznych, pale śrubowe są około 16,6 m długie. Są one wykonane z jednej sztuki, i pokryte czapkami lanymi o wysokości 0,5 m. Pale są pełne, kute, a spoczywają na śrubach lanych, przedstawionych powyżej na rys. 598. Grubość pali wzrasta wraz z ich wysokością od 0,13 do 0,21.

Z rysunku widzieć można dokładnie 3 systemy sztywne krzyżowych, łączących wszystkie pale. Sztywne leżące w płaszczyźnie prostopadłej do biegu

617.



wody, kończą się pod najniższym jej stanem, ażeby nie tamować ruchu lodów. Dla pochwec trzymających sztywne, są na palach wytoczone wręby 3 mm głębokie; do wykonania tych połączeń używano nurków.

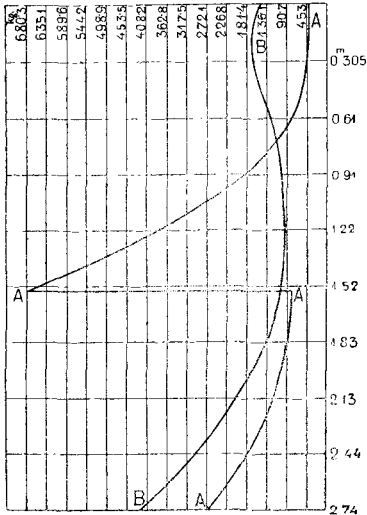
Koło używane do wkręcania tych pali, opisane było przez wszystkich autorów piszących o fundamentach; w obec nowszych zatem przyrządów opisanych powyżej, mogę pominąć jego opis.

Pierwsze szeregi pali zakręcono z wielką łatwością; przy większej jednak głębokości śruby pękały, bo z tego co mówiłem na str. 410. wynika, że miały kształt niewłaściwy do pokładu zbitego piasku; miały skręt zbyt płaski, i nie obejmujący całego obrotu.

Próbowano więc wtłaczania wody dla zmniejszenia oporu; z początku puszczano prąd na dolną powierzchnię skrętu, ale bez żadnego skutku; potem zauważono na odłamach pękniętych śrub, że górna ich powierzchnia była silnie zużyta, a więc doznawała zapewne wielkiego tarcia. Wskutek tego skierowano prąd na górną powierzchnię gwintu, i natychmiast opór wynoszący 692 kg zmniejszył się na 81 kg. Do poruszania koła używano z początku 4-ch mułów, potem windy parowej. Opór mierzono dynamometrem wstawionym w linę pociągową, a po-

wyższe spostrzeżenie odnosi się do głębokości wkręcenia 1,53. Przy coraz większej głębokości, powiększono tylko ciśnienie wody; ten szereg doświadczeń, przedstawia na rys. 618 krzywa *AA*. Krzywa *BB* odnosi się do pali, których długość uznano już po wkręceniu za niewystarczającą. Krzywa ta wskazuje, że od głębokości 0,6 do 0,9 wytrzymałość terenu zmniejszała się. Wykrecono więc te pale, i wstawiono dłuższe. Do wkręcania był prąd wody również bardzo pomocny.

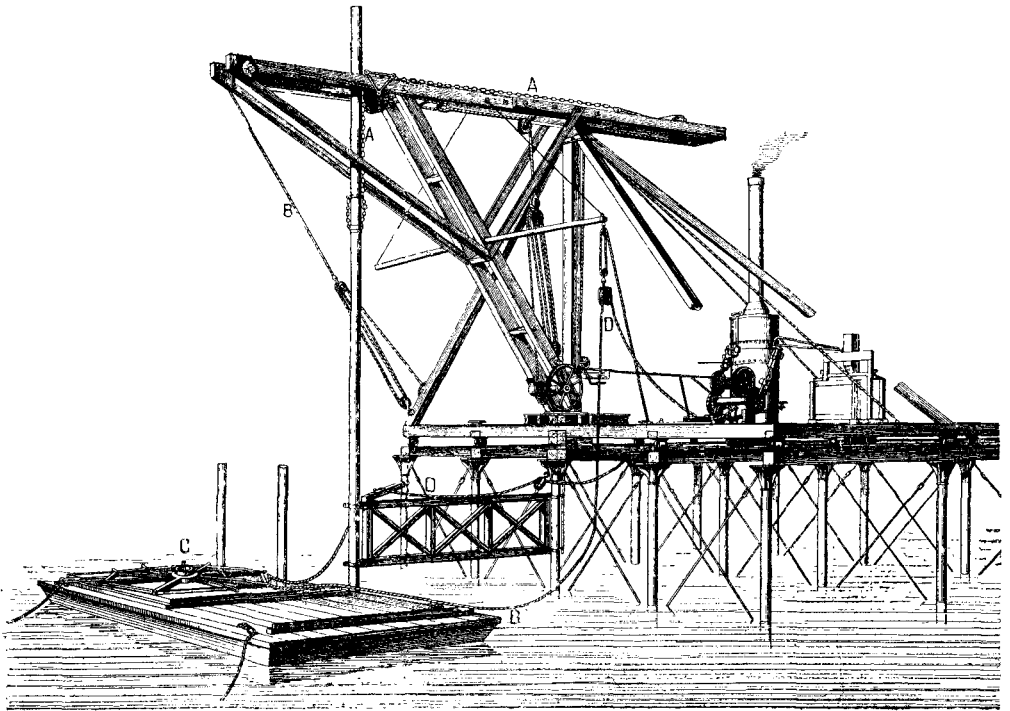
618.



Rys. 619. przedstawia rusztowanie, do którego dostawiano pale na tratwach; stoi ono na palach poprzednio już wkręconych.

Za pomocą łańcucha *A* podnoszono pal w górę, i wprowadzano go między zastrzały i kaptury żórawia; lina *B* służyła następnie do dokładnego ustawienia pala we właściwej odległości od poprzednich, a to przy pomocy dźwigara przytwierdzonego do poprzedniego pala w tym samym szeregu podłużnym, a opartego za pomocą sztywni o pal sąsiedni. Dźwigar ten zakończony był dwoma rękawami obejmującymi pal. Długość dźwigara i długość sztywni dawała zatem dokładnie położenie nowego pala.

619.

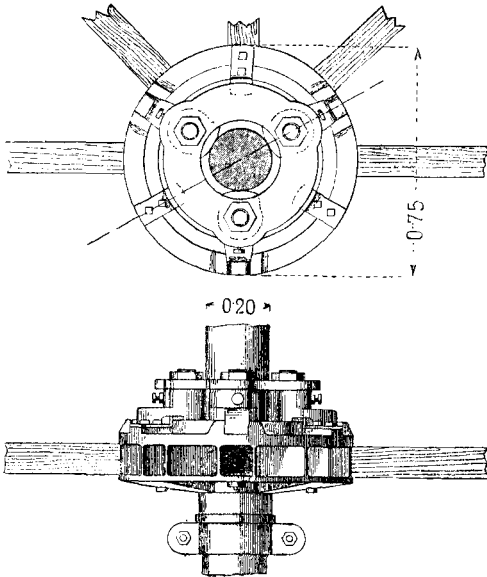


Pal zawieszony we właściwej pionowej, spuszczano przez rękawy dźwigara do ziemi, zakładano na niego koło *C* (r. 619, 620), i obracano je za pomocą liny bez końca (*D* na r. 619).



Ukończoną ładownię zastąpiono poprzecznym szeregiem drewnianych pali odbojowych. Są one sosnowe 18 m długie, 0,35 do 0,40 grube u pnia, i napażane kreozotem, w stosunku 193 kg na 1 m<sup>3</sup>. Stoją niezależnie od pali żelaznych, i wytrzymują uderzenia okrętów.

620.



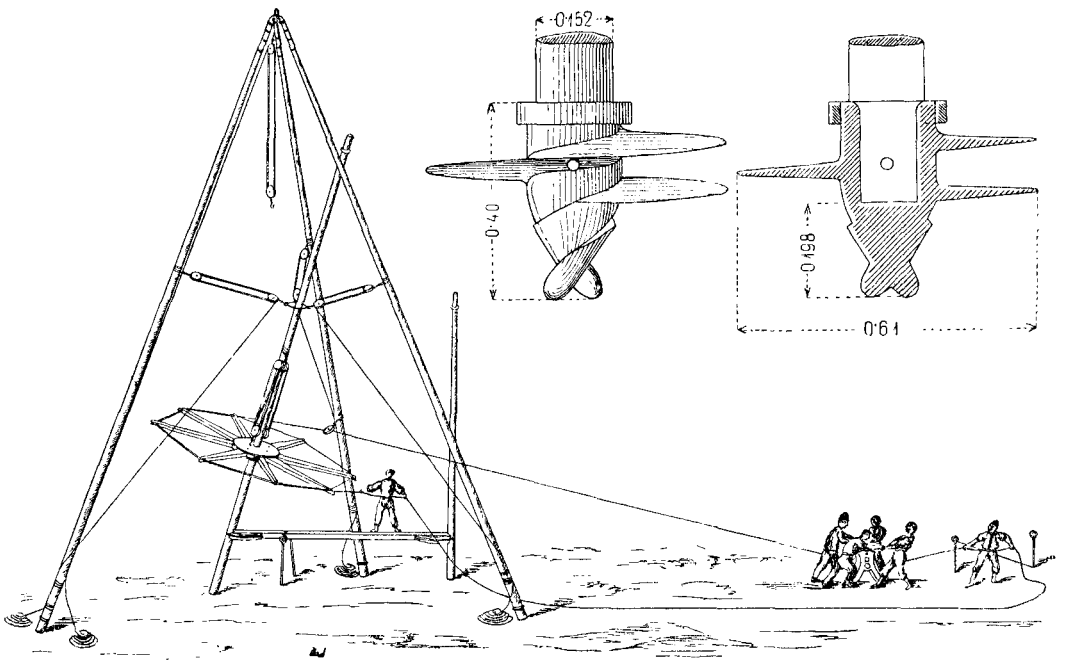
Uhlands Technische Rundschau 1904 Ausg. II, Nr. 6. str. 42, opisuje wkręcanie wielkich pali rurowych 45,75 m długich, w warunkach bardzo trudnych.

Eng. N. 1900 II. s. 90, opisuje maszynę hydrauliczną do wkręcania pali. Także Brennecke (1906) s. 275/6.

Wkręcanie pali śrubowych na ładzie jest łatwiejsze od poprzednich przypadków, a wykonane być może za pomocą trójnoga. Załączony szkic (r. 621 Debauve tb. XIX.) przedstawia tę czynność tak jak się odbywała na piaskach mielizny, przy założeniu fundamentu latarni morskiej Walde, na wschód od Calais. U szczytu trójnoga wisi wielokrążek do podnoszenia pali. Trzy wielokrążki

przytwierdzone do żerdzi trójnoga, trzymają pierścień stanowiący jeden punkt stały dla kierunku pala. Drugi punkt daje koniec belki poziomej na której stoi

621.



robotnik, a która drugim końcem przypiera do środkowego pala latarni już wkręconego. Piasta z ośmioma ramionami dla owinięcia liny pociągowej, jest za

pomocą dwóch wielokrążków zawieszona na palu; może być przeto z łatwością przesuwana w kierunku pala. Lina pociągowa, dwa razy w koło owinięta, poruszana była z początku od ręki, potem za pomocą ręcznej windy, jak na rysunku.

Rys. 622. Mały przyrząd do palików.

Dla przybliżonego obrachowania siły poruszającej, potrzebnej do wkręcania pali śrubowych, przyteczne być mogą następujące uwagi:

Przyjmuję dla przykładu pal rurowy o wewnętrznym promieniu  $r_1$  z tarczą śrubową o promieniu  $r_2$  na obwodzie. Zakładam, że skręt opisuje jeden pełny obrót, i sędzę że gdy skręt jest dłuższy, np. stożkowy, wystarczy wprowadzić do rachunku jeden obrót o średnicy podstawy stożka. Wobec niepewności wprowadzanych do rachunku liczb, pomijam grubość ściany pala rurowego.

Opór przeciw wkręcaniu składa się z oporu tarcia  $T$  na obu powierzchniach tarczy śrubowej, tarcia  $T_1$  na obu powierzchniach rury, i oporu  $W$  wytlączenia ziemi przez brzeg tarczy.

Siły  $T$  i  $W$  są nachylone do poziomu pod kątem  $\alpha$ , który jest kątem nachylenia skrętu śruby, na kole o promieniu  $\frac{r_1+r_2}{2}$ . Ten promień jest zarazem ramieniem momentu obu sił.

Siła  $T_1$  ma ramię  $r_1$ , a wskutek pionowego postępu pala, jest nachylona do poziomu pod kątem  $\alpha_1$ , tak jak skręt śruby na powierzchni rury.

Przy zastosowaniu poziomej siły poruszającej  $P$  o ramieniu  $p$ , ciężar ziemi spoczywającej na tarczy, wraz z ciężarem pala, pokonać musi pionowy opór

$$Q = \frac{T+W}{\sin \alpha} + \frac{T_1}{\sin \alpha_1},$$

ażebym mógł postępować za każdym obrotem o wysokość skrętu.

Do obrachowania siły  $P$  służy równanie momentów

$$P \cdot p = (T+W) \cos \alpha \cdot \frac{r_1+r_2}{2} + T_1 \cos \alpha_1 \cdot r_1$$

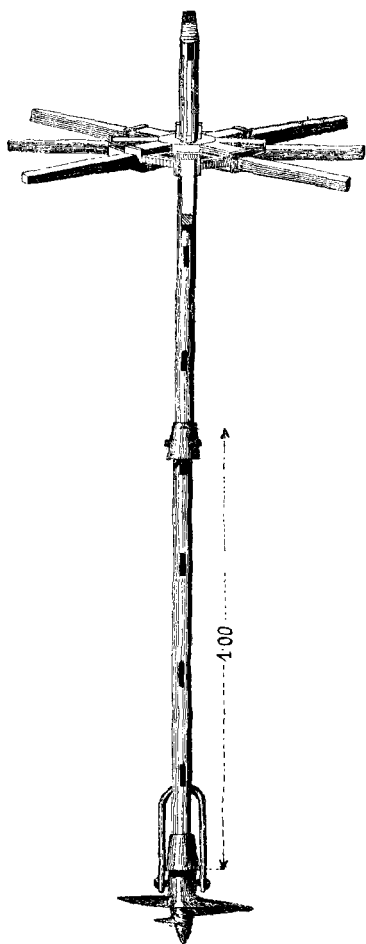
W tem równaniu można przyjąć  $\cos \alpha = \cos \alpha_1 = 1$

ze względu na niepewność rachunku.

Tarcie na górnej powierzchni tarczy pochodzi od ciężaru ziemi, na dolnej powierzchni od ciężaru pala i ciężaru ziemi, a tarcie  $T_1$  od ciśnienia ziemi. Wybierając ziemię z rury bagrownicą, można usunąć tarcie wewnątrz rury.

Opór wytlączenia  $W$  jest mały w stosunku do tarcia, ale trudny do oznaczenia, ponieważ jedyne znane doświadczenia, podane na str. 365 według Sterna, nie zupełnie odpowiadają warunkom wkręcania pali śrubowych. Podane tam wartości  $\psi$  otrzymane były pod płytą o wymiarach 28/37,5 cm. Dla małej zaś powierzchni tłoczącej na poprzecznym brzegu tarczy śrubowej, dla małej grubości

622.



wytłoczenia  $a$ , która jest połową średniej grubości tarczy (20—40 mm), wartości  $\psi$  będą mniejsze (str. 245). Natomiast potrzebujemy wiedzieć przedewszystkiem opór przy końcu wykręcania pala; a wtedy zacinamy pokład twardszy od tych, które badał Stern.

O ile niema wówczas wytłaczania, bo śruba tylko zacina lub zdziera wierzchnie cząstki,  $\psi$  zbliża się do wytrzymałości zacinanego materiału na zdarcie. Brzeg tarczy jest zastrzony, w przybliżeniu więc przyjąć można, że powierzchnia tłocząca jest 3 do 4 razy większa od przekroju tarczy. Wartość  $\psi$  pomnożona przez tę powierzchnię, daje opór  $W$ .

Na początku wkręcania ciężar pala, potem ciężar ziemi, wystarczają do pokonania oporu pionowego. Później w miarę gęstości pokładów są one za małe, a wtedy pał postępuje na jeden obrót mniej niż o wysokość skreću. Dodatkowe obciążanie pala jest uciążliwe, więc dla zmniejszenia oporu używamy prądu wody, który działać powinien na górną powierzchnię tarczy. O ile tworzy się przytem prąd powrotny przy powierzchni rury, zmniejsza się także tarcie na tej powierzchni.

Jeżeli pał nie może być dalej wkręcony, to według powyższego dla danych  $P$  i  $p$ , opór pionowy i zarazem wytrzymałość pala śrubowego jest większa od wartości

$$Q = \frac{4 Pp}{\sin 2\alpha (r_1 + r_2)}$$

którą otrzymujemy z powyższego w przybliżeniu, przypuszczając że cały opór wkręcania działa na ramieniu  $\frac{r_1 + r_2}{2}$ . Wytrzymałość tę oznaczyć można przez obciążenie próbne.

Grubość ściany rury o promieniu  $r_1$ , ma odpowiadać wytrzymałości jej na skręcenie momentem  $Pp$ .

Grubość tarczy śrubowej przy osadzie, ma się opierać oderwaniu od rury przez moment  $Pp$ , oraz złamaniu tarczy pod ciężarem ziemi.

### C. Pale betonowe.

Zastosowanie betonu do pali jest bardzo doniosłym postępem. Trwałość pali betonowych nie zależy od położenia ich względem stanu sąsiedniej wody; fundament może być z tej przyczyny znacznie płytszy niż na palach drewnianych (r. 623—628 według Schv. Bz 1906 s. 96).

Podczas wykonania fundamentu można pale betonowe przedłużać, nie zmniejszając ich wytrzymałości, co jest prawie niemożliwe przy palach drewnianych.

Opór wytłoczenia może być lepiej wyzyskany przez większą stożkowatość, którą możemy im nadać według uznania i w miarę oporu bicia, a która przy palach drewnianych jest bardzo mała, i trudno ją powiększyć. Przy palach betonowych zbliża się  $tg\beta$  do wartości 0,04.

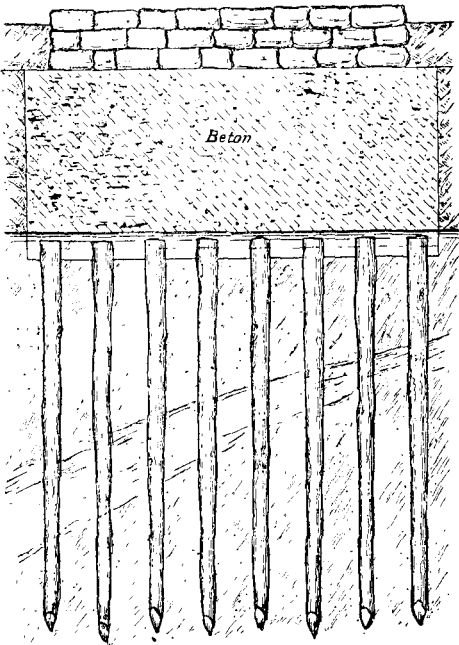
Również skutecznie powiększamy opór wytłoczenia przez powiększenie grubości pali betonowych; górna ich średnica dochodzi do 0,5.

W danym przypadku potrzeba zatem pali betonowych mniej, i znacznie krótszych od drewnianych. Koszta bicia są przeto znacznie mniejsze.

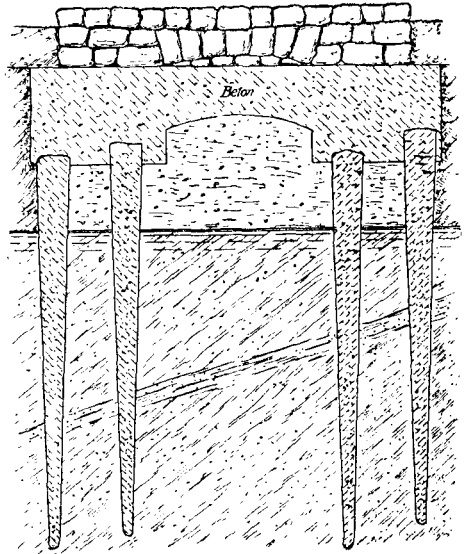
Wreszcie pale betonowe są nader cenne dla budowli przy morskich, w których pale drewniane niszczone są przez robaki. Inne własności zależne od ustroju poznamy w dalszym ciągu.

Najprostszy ustrój przedstawiają pale zwane „Simplex“, pomysłu inżyniera Franka Shumana w Filadelfii. W miejscu przeznaczonym na pal bije on

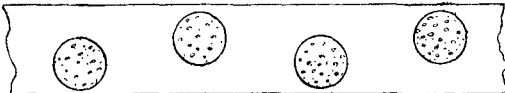
623. a.



623. b.



624.



625.



najprzód rurę stalową. Rura zakończona jest u spodu dwiema częściami ząbkowanymi, obracającymi się na zawiasach na podobieństwo paszczy. Podczas bicia rury paszcza jest zamknięta, a przy wyciąganiu jej, i pod ciężarem wrzucanego betonu otwiera się, i ma położenie jak na rys. 626.

Do miękkich pokładów, zamiast paszczy, zakończona bywa rura zaostrzonym piętkiem betonu uzbrojonego (r. 627 b), który po wbiciu jej pozostaje w otworze, jako ostrze pała.

Z wierzchu zamyka rurę pieńek dębowy, przeznaczony do uderzeń baby.

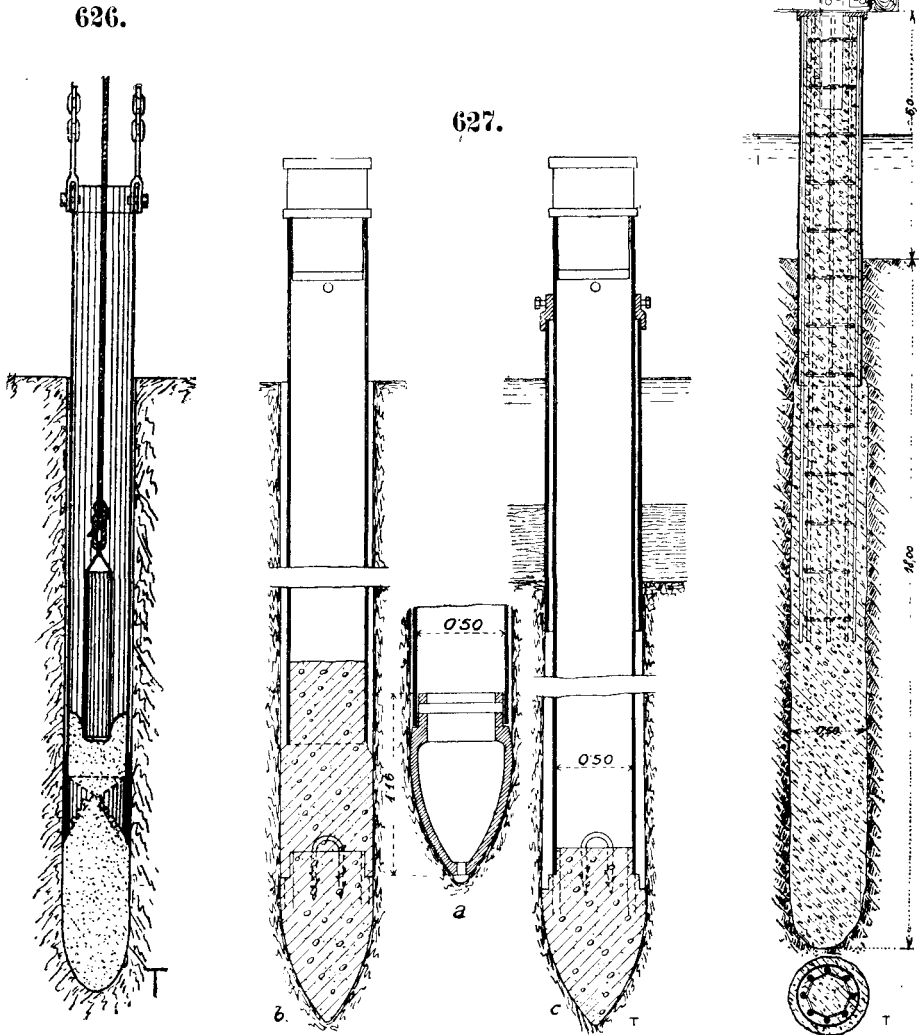
Skoro rura dosięgnęła zamierzonej głębokości, rzucają do niej małe ilości betonu, ubijają je, i stopniowo podnoszą rurę; a zawsze o 20 do 40 cm niżej poziomu betonu, żeby ziemia nie opadała ze ścian. Baba ubijająca beton (r. 626) ma ważyć około 300 kg.

Przy pierwszych zastosowaniach pale miały średnicę

30 do 40 *cm*, a długość do 12 *m*. Wspomniane źródło podaje, że przy jednej budowie, ogólną długość pali 5000 *m*, wykonano w ciągu 66 dni.

Pale „simplex“ mogą być uzbrojone przez ustawienie na obwodzie rury kilku prętów żelaznych, sięgających do 3 *m* pod ziemię (r. 628). Wymienione sprawozdanie wspomina, że rura może pozostać w otworze, i tworzyć pochwę korzystną dla sztywności; a jeżeli wystaje z ziemi, może być połączeniem pala z budowlą.

Zapuszczano również te rury prądem wody; a wów-



czas używano rur podwójnych (r. 627 *c*). Prąd płuczący poruszał się w odstępie obu rur, a wypłukiwany materiał wznosił się w rurze wewnętrznej. Po zapuszczeniu wyciągano wewnętrzną rurę (Eng. N. 1904 I s. 235).

Rura zewnętrzna używana też była do uszczelnienia otworu przy biciu pali pośród wody, albo w pokładzie wodonośnym (r. 627), o ile mogła być wbita do pokładu nieprzepuszczalnego.

Słabą stroną pali Simplex jest, że baba uderza w wierzch rury; potrzeba więc rur silnych, zbyt kosztownych, żeby je zostawiać w ziemi jako pochwę pala;

a jednak pochwa ochronna może być konieczna w pokładach dających osyp, oraz w pokładach torfu; bo świeży beton nie powinien się stykać z torfem.

Drugą własnością ujemną jest, że pale nie mogą być stożkowe, skoro ubijanie betonu ma się odbywać przy wyciąganiu rury. Pale nie wyzyskują przeto oporu wytłoczenia; są przydatne raczej do oparcia na ostrzu, ale tylko wtedy, gdy wystarcza mała długość pala; paszcza przeszkadza bowiem ubijaniu betonu. W nowszych zastosowaniach i w pokładach twardych, zamieniają też paszczę na trzewik z lanej stali (r. 627 a), który zostaje w ziemi; rura bowiem jest na niego luźno nasunięta. Trzewik ma u spodu otwór zamknięty luźno wstawionym nitem, który działa jak wentyl; mianowicie przy wtłaczaniu wody lub zgęszczonego powietrza. Do tego służy górny otwór, widoczny pod dębowym pieńkiem. Wody używano do płukania piasku, aby ułatwić zapuszczanie rury; zaś zgęszczonego powietrza w razie silnego napływu wody wgłębnej, w celu wypchnięcia wody, a wtłoczenia betonu (Schv. Bz. 1906 s. 109). Jeżeli wyjątkowo trzeba trzewik wyciągnąć, wentyl opada, i wpuszczając powietrze ułatwia wyciąganie. Nowy patentowany ustrój paszczy opisuje w krótkości B. u. Eis. 1907 s. 296.

Przy ubijaniu betonu bez pochwy, otwór wybity w ziemi może się odkształcać. Jeżeli pal przecina warstwę miększą od sąsiednich, to będzie w tem miejscu zgrubiony. Te zgrubienia są przedstawiane jako zaleta pali Simplex; wyzyskują one tarcie w pokładach przebitych i po części zastępują stożkowatość

pala. Inne szczegóły wykonania podaje Armierter Beton 1908 s. 47, próby obciążenia s. 81.

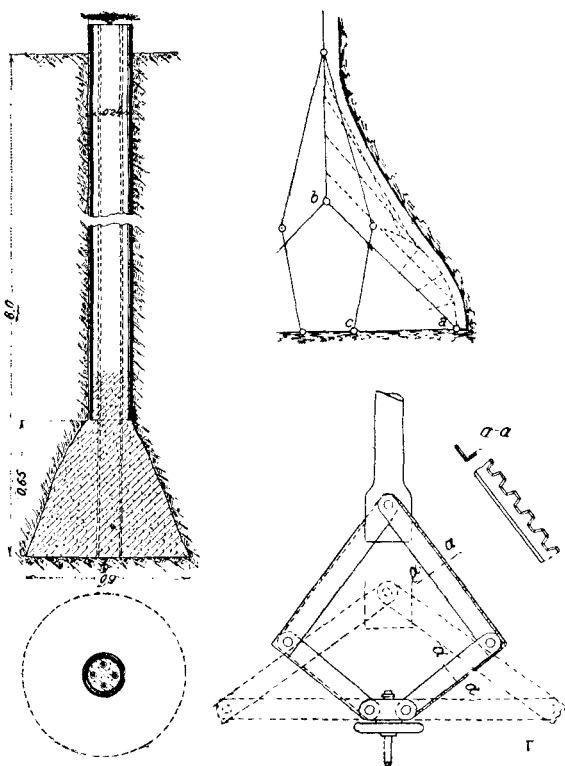
Główną zaletą pali Simplex jest bardzo szybki postęp roboty. Dowodzi tego przykład zastosowania ich w Monachium; opisany w Bet. u. Eis. 1907 s. 247. Czytamy tam, że 520 pali 3 do 10 m długich, łączonych po 3 do 5 płytami betonu uzbrojonego, wykonano w ciągu sześciu tygodni.

Pal na szerokiej stopie systemu Gow i Palmer (r. 629) jest ulepszeniem pala Simplex. Zastosowany był poraz pierwszy w r. 1904 w Bostonie, przy podstawianiu fundamentów wysokiego domu (Prof. Hilgard Schv. Bz. 1906 s. 94).

Wbito naprzód rurę żelazną kutą. Prądem wody wzruszono materiał znajdujący się w rurze, i wypompowano go. Następnie wyciągnięto rurę o 0,60 do góry,

i wsunięto w nią przyrząd przedstawiony na załączonym rysunku. Jest to skrobacz, którego cztery ramiona mają przekrój zębatych kątówek. Przyrząd ten wpra-

629.



wiony w ruch obrotowy, i pod ciężarem własnego trzonka, rozszerza stopniowo otwór poniżej rury przez skrobanie ścian. Kształt rozszerzenia wskazuje załączone wykreślenie. Wzruszony materiał wyciągano pompą, i otrzymano podstawę o powierzchni 15 razy większej od przekroju słupa. Następnie, przy stopniowym wyciąganiu rury, wypełniono otwór ubijanym betonem. Dla uzbrojenia wstawiono cztery żelazne pręty, o przekroju kwadratowym 30/30 mm, spiralnie skręcone. Jeżeli nadto niektóre przebite warstwy były bardzo miękkie, lub prawie płynne, pozostawiano w tej części otworu rurę, która składała się z części 1,50 m długich.

W stosunku do szerokiej podstawy, i do wysokości pala, średnica rury bitej 0,24 według rysunku, jest zadziwiająco mała. Uzbrojenie poprzeczne, może być stopniowo zesuwane w miarę ubijania betonu.

Pal powyższy ma doniosłe znaczenie nie tylko przy obciążeniu, ale zarazem jest to o ile wiem, pierwszy dobry ustrój pala kotwicznego, o którym była mowa przy końcu rozdziału l. 26. Przy takim zastosowaniu, należałoby prowadzić uzbrojenie równoległe do powierzchni bocznej stopy, lub ułożyć je na podstawie.

Przeprowadzenie takiego uzbrojenia przez ciasny przekrój pala nie przedstawi wielkich trudności, ale może ono również mieć ustrój podobny do przedstawionego na rysunku skrobacza.

Słupy betonowe systemu „Strauss“\*). Według tego systemu podobnego do pali Simplex, otwór w ziemi wykonany zapomocą wiercenia, służy do zapuszczenia rury blaszanej, którą następnie wyciągają stopniowo i wypełniają otwór silnie ubijanym betonem. Wiercenie jest wprawdzie droższe od bicia kafarem, ale w tem zastosowaniu daje bardzo doniosłe korzyści, które autor wymieniony w odsyłaczu opisuje bardzo obszernie, z licznymi przykładami.

Słup nie stoi na ostrzu jak pal bity, lecz na podstawie równej co najmniej przekrojowi zapuszczanej rury. Skoro zaś beton ubijany jest tak długo dopóki ugniecenie daje się mierzyć, więc grubość słupa, mianowicie u spodu, jest cokolwiek większa od szerokości rury, która wynosi zwykle 25 cm. W pokładach zmiennych, warstwom stosunkowo mniejszym odpowiadają zgrubienia słupa, których średnica zależy od różnicy twardości warstw kolejnych. Wyjątkowo odkopywano już słupy z pierścieniami do 1 m średnicy. Autor uważa te zgrubienia za wielką zaletę słupów Strausa; sądzę jednak że opór który z nich wynika, podobny do oporu wytłoczenia ale mały, działa dopiero wtedy gdy słup jest zawieszony, a więc gdy nie sięga do twardego pokładu jak zwykle słupy Strausa. Nadto zależy on od wymiarów tych zgrubień, od wytrzymałości betonu i gruntu. Przy dokładnem rozpoznaniu pokładów podczas wiercenia otworu, można zgrubienia słupa naprzód przewidzieć i poniekąd wyzyskać, ale wymiary ich ocenić można tylko z objętości zużytego betonu, a więc dopiero przy wykonaniu słupa.

Sprawozdania nie podają wymiarów; wnosząc zaś z podziałki rysunków, grubość słupa u spodu nie jest większa od 30 cm, u góry od 25 cm. Odstępy słupów są ogółem mniejsze niż pali drewnianych. Z tego wnoszę że do ubijania używają małych ciężarów, tak jak w systemach poprzednio opisanych.

---

\*) Gehler, Betonpfähle System Strauss. Berlin Ernst u. Sohn 1909 Patent. Beton u. Eisen 1906 s. 138, 1908 s. 90.

Z powyższego wynika, że słupy Strausa są właściwe do oparcia na twardej pokładzie, a do zawieszenia w pokładach miękkich mniej są właściwe niż stożkowe pale bite, jakkolwiek sprawozdawca opisuje również takie przykłady.

Słupy te były zastosowane przy licznych budowlach w południowej Rosji od r. 1902, a w Niemczech od r. 1907 przez firmę Dyckerhoff i Widmann. Długość ich dochodzi do 12 m, obciążane są po 20 do 30 t, a przy próbach osiadają się bardzo mało, zaledwie po parę milimetrów.

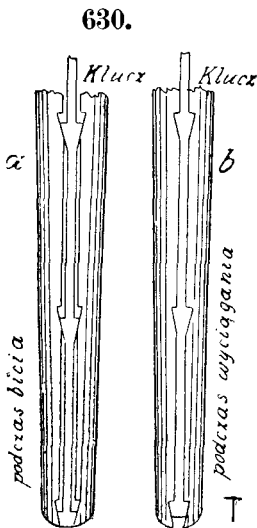
W miarę potrzeby, a mianowicie dla połączenia ze słupami budowli nad ziemią, mogą być uzbrojone. Wystarczy wówczas, gdy uzbrojenie sięga 2 do 3 m pod powierzchnię ziemi, albo do spodu najmniejszych pokładów.

Przy zapuszczaniu rury mogą być przebijane pokłady dowolnej twardości, bez pomocy przyrządów ciężkich kosztownych i zabierających dużo miejsca. Kamienie drzewo i stare mury, łatwiej dają się usuwać niż przy biciu kafarem.

Wykonywano je wewnątrz istniejących budowli, wielokrotnie w piwnicach, mając tylko 2,3 m wysokości w świetle; a więc w warunkach w których bicie pali było niemożliwe. Wykonanie bowiem słupów Straussa odbywa się bez wstrząśnień; jest to własność bardzo cenna w sąsiedztwie budowli płytko fundowanych, dla których bicie pali byłoby niebezpieczne.

Mogą być zapuszczane tuż przy dawnych fundamentach, z pochyleniem na jakie pozwala wolne miejsce w górze. Wymieniony autor uważa je zatem jako przydatne do robót ratunkowych, ale naturalnie tylko w tych przypadkach, gdy można dać czas na stwardnienie betonu, przed oparciem ciężaru na słupie. Zwykle jednak pośpiech jest konieczny przy robotach ratunkowych.

Budynek biblioteki publicznej w mieście Aurora (Illinois), jest fundowany na palach betonowych (Eng. N. 11 XII 1902. An. Belg. 1903 s. 340). Przenikają one pokład nasypu 4,3 m gruby, w którym jest dużo kamieni, i opierają się na skale. Wykonano je w ten sposób, że naprzód bito pał, czyli rdzeń stalowy, z pochwą z cienkiej blachy. Rdzeń był tak zbudowany, że po wbiciu mógł być łatwo wyciągnięty, a pochwa zostawała na miejscu. Otrzymany w ten sposób otwór napełniano betonem. Pochwa daje pewność dobrego ubicia betonu, i dobrego kształtu pala.



Rdzeń (r. 630), składa się z trzech części. Środkowa część zwana kluczem, ma z obu stron trójkątne zęby, którym odpowiadają ukośne wycięcia części zewnętrznych. Podczas bicia, część środkowa ma położenie przedstawione na rysunku *a*, w którym zęby rozsuwają obie części zewnętrzne, a wszystkie trzy części są utrzymywane w tem położeniu za pomocą zatyczki, która przechodzi na wskrós przez głowę rdzenia. Po wbiciu usuwają zatyczkę, część środkową ciągną do góry, a na części boczne uderzają kafarem. Wskutek tego zęby przesuwają się w ukośnych wycięciach, i według rys. *b* rdzeń zajmuje mniej miejsca niż przedtem.

Fundament obejmuje 142 pali, wysokich według powyższego około 4,3, a grubych u góry 0,50 u dołu 0,33. Wszystkie połączone są pokładem betonu o grubości 0,45. Ciężaru jaki spoczywa na palach, nie podaje sprawozdanie.

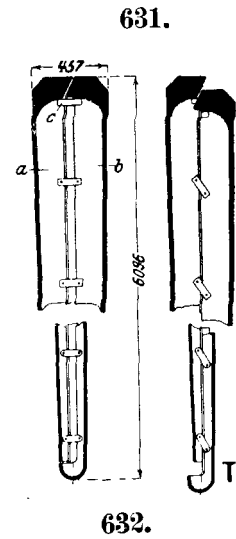


Pale systemu Raymond znane od r. 1901, są stożkowe (r. 631 Schv. Bz. 1906 s. 95/6). Otwór w ziemi tworzy się przez wbicie stalowego rdzenia

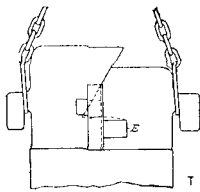
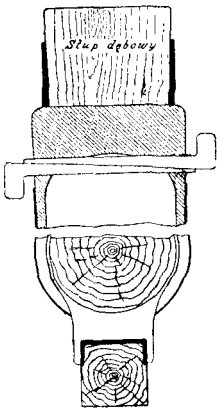
z dwóch części, połączonych na zawiasy. Podczas bicia, klin *c* utrzymuje obie części w położeniu przedstawionem po lewej stronie rysunku; szpara między nimi zasłonięta być może blachą w miarę potrzeby. Po wyjęciu klina i przy wyciąganiu rdzenia, obie części przesuwiają się i zbliżają do siebie, a więc nie wypełniają otworu, co ułatwia wyciąganie rdzenia; poczem otwór wypełniony zostaje betonem. Jeżeli przytem otwór nie utrzymuje dosyć długo swego kształtu, umieszczony bywa rdzeń w pochwie z blachy stalowej, najwyżej 1 mm grubej, i wraz z nią zostaje wbity; pochwa pozostaje w ziemi.

Rys. 632 przedstawia głowę rdzenia wraz z klinami i podstawką dębową. Przykład zastosowania podaje Bet. u. E. 1908 s. 257. Przytem dobre rysunki, i porównanie tych pali z drewnianymi.

Na rys. 633 widzimy inny ustrój pali Raymonda. Rdzeń składa się z trzech części, trzy-

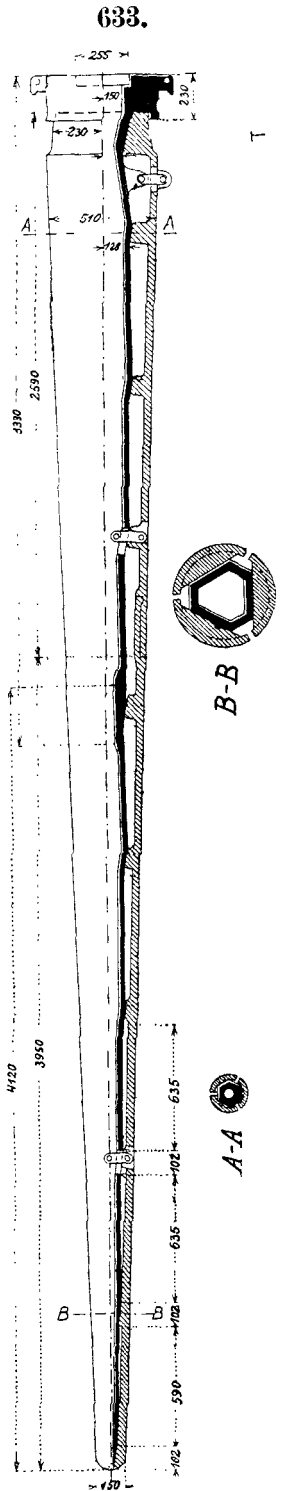


632.



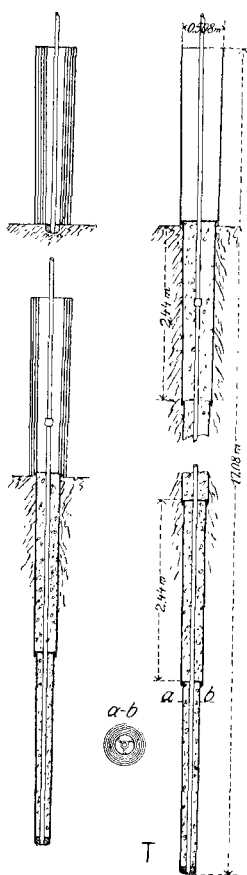
many podczas bicia w naprężonym położeniu wskazanem na rysunku, przez trójścienny klin tak długi jak rdzeń. Przekrój klina jest na rysunku czarno, przekrój rdzenia kreskami oznaczony. Widzimy z rysunku, że zbieżność obu części nie jest jednostajna, lecz wykonana w szeregu pochyłych stopni. Przez to, wielkość powierzchni oporu ograniczona jest do rzeczywistej potrzeby. Zawiasowe połączenie klina z rdzeniem, podobne jak w poprzednim ustroju, pozwala na przesunięcie obu części w kierunku podłużnym. Podczas bicia, baba uderza w głowę klina. Ażebym wzruszyć klin po ukończeniu bicia, wystarczy lekkie uderzenie w głowę rdzenia. Pochwa blaszana dodana być może tak jak w poprzednim ustroju.

W zastosowaniu do zapuszczania prądem wody w pokład miękkiego piasku, system powyższy został zmieniony w ten sposób, że zamiast rdzenia, wstawiono rurkę 63 mm szeroką do



tlóczenia wody, a pochwę blaszaną zamieniono na szereg bębnow lekkostożkowych rys. 634. Rura tlócząca umocowana jest u spodu pierwszego bębna w trzewiku lanym, który ma otwór 20 mm szeroki. U wierzchu zaś każdego bębna, trzymana jest rura w osi, za pomocą odpowiednich rozpór. Kolejne bębny zaczepiają się nawzajem za pomocą wązkich kołnierzy, tak że każdy z nich pociąga za sobą następujący. Gdy wskutek tlóczenia wody bęben został zapuszczony, wypełniają go zaraz betonem, który stawia opór ciśnieniu zewnętrznemu. Postęp roboty przedstawia rysunek. Według sprawozdania (An. Belg. 1903 str. 864. Eng.

634.



N. 1903.) zapuszczono w ten sposób bardzo szybko słup do głębokości 22,9 m, nie używając ciśnienia większego nad 2,8 atmosfery. Ubijanie betonu jest niezbędne, tak jak w poprzednim przykładzie; wspomniane sprawozdania nic o tem nie mówią. Grubość pala może być powiększona u góry do 1,20, u dołu do 0,60.

Stały płaszcz żelazny jest ujemną stroną systemu; zmniejsza bowiem tarcie na ścianach bocznych, i połączenie tych ścian z gruntem. Szereg wysoków powiększa opór, jednakże sprawozdawca donosi, że bębny zapadają się pod własnym ciężarem, i pod ciężarem betonu; naturalnie tylko w bardzo miękkich pokładach. W razie wystawienia na zgięcie, możliwe jest uzbrojenie tak jak przy palach Simplex (r. 628).

Pale systemu Stern (patent). Autor systemu uprościł ustrój rdzenia. Jest on drewniany dębowy, w cienkiej pochwie blaszanej, o zbieżności około 0,03.

Na dolnej średnicy rdzenia, ostrze uzbrojone żelazem tworzy odsadę na wewnątrz, około 3 cm szeroką. Na tej odsadzie zagięty jest dokoła dolny brzeg pochwy; wskutek tego pobijany rdzeń ciągnie za sobą pochwę; innego połączenia niema między niemi. Rdzeń niema zatem przyrządu do zmniejszania jego grubości przed wyciąganiem, i wyciągany jest wprost zapomocą zwyczajnej dźwigni. Jeżeli pochwa nie jest zbyt ciasna, to przy wyciąganiu rdzenia pokonywamy tylko opór ostrza zaciśniętego w ziemi. Wyjątkowo, jeżeli ostrze utkwi w drzewie, trzeba użyć windy śrubowej \*).

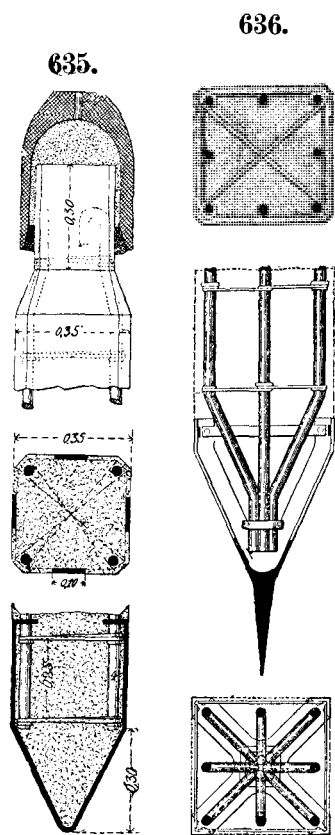
We fundamentach czteropiętrowego domu l. 6 i 7 przy placu Maryackim we Lwowie, pale te długie 3,50, obciążone przeszło po 20 t, bite były kafarem sznurowym z babą około 280 kg. Rysunek dawniejszego ustroju tego systemu, znajduje się w Bet. u. E. 1907 s. 4. Pale powyższe są ostatniem udoskonaleniem pali betonowych, działających przez opór wytłóczenia.

#### D. Pale żelazno-betonowe.

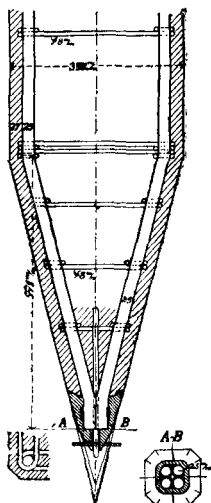
Gdy potrzeba pali bardzo długich, i opartych na ostrzu, pale betonowe ubijane w otworze nie są właściwe. Ubijanie betonu w wielkiej głębokości nie jest pewne, a stożkowatość pala mniej potrzebna. Takim warunkom odpowiadają

\*) Rysunku nie mogłem otrzymać.

pale żelazno-betonowe ubijane w formach, i bite po stwardnieniu. Mają zwykle przekrój kwadratowy, stały na całej długości.



637.



Obok zalet pali betonowych, mają one wielką wytrzymałość poprzeczną; o ile ta jest potrzebna, usprawiedliwione są większe koszty takich pali w porównaniu do poprzednich, oraz wielki nakład czasu na ich stwardnienie. Pale te mogą być przedłużone w górę w głąb betonowego filara, lub jako samodzielne słupy, mające jednolite uzbrojenie z fundamentem. W ten sposób powstaje tak doskonałe połączenie fundamentu z budowlą, jakie dawniej możliwe było zaledwie przy zastosowaniu pali i słupów żelaznych.

Nadto przedłużanie pali ponad fundament, jako słupy właściwej budowli, jest jedynym sposobem trwałego wyzyskania wytrzymałości żelaza użytego do uzbrojenia pala. Inaczej, czynność żelaza kończy się przeważnie wraz z biciem pala.

Najwięcej rozpowszechniony jest ustrój według Hennebiqua (r. 635), wykonywany do 16 m długości. Przekrój tych pali jest kwadratowy o boku 35 lub 40 cm. Uzbrojenie podłużne utworzone jest z 4 lub 8 prętów okrągłych 20 do 35 mm grubych, w miarę długości pala i oporu bicia. Niekiedy dają też w połowie szerokości ścian płaskie sztaby zamiast okrągłych.

Dla wytrzymałości na uderzenia baby, bardzo ważne jest silne uzbrojenie poprzeczne, na obwodzie i w przekątnych. Składa się ono z wiązań 5 do 8 mm grubego drutu, u wierzchu pala bardzo blisko siebie ułożonych, np. co 5 cm na długości 1,5 m. Dalej odstęp ten powiększa się do 20 lub 25 cm. Beton wznosi się 15 do 20 cm nad uzbrojenie; ten beton bywa odcięty przy łączeniu pala z wyższą częścią budowli.

Dawniejszy ustrój ostrza wedł. r. 636 zastosowany był przy pomocy ładunkowym w Noworosyjsku (Engg. 1904 s. 233 f. 6). Błędem jego jest, że trzewik nie ma połączenia z resztą uzbrojenia; ostrze na r. 635 jest lepsze. Jeszcze silniejsze jest ostrze ustroju inżyniera Züblina r. 637 (wedł. BE. 1904 tb. VI).

Pal na r. 635 pokryty jest stalową czapką, którą można też zamienić na rurę blaszaną. Czapka osadzona jest na piasku, trocinach lub innym materiale sprężystym. Przy pomocy otworu znajdującego się u góry, stawiano na niej początkowo dębowy pień, dla złagodzenia uderzeń, ale zarazem ze stratą pracy kafara; później zaniechano tej ostrożności. Obecnie pale mogą być bite bez żadnego uszkodzenia, pomimo że przy pierwszych próbach w Rotterdam, pokruszono dużo pali i czapek.

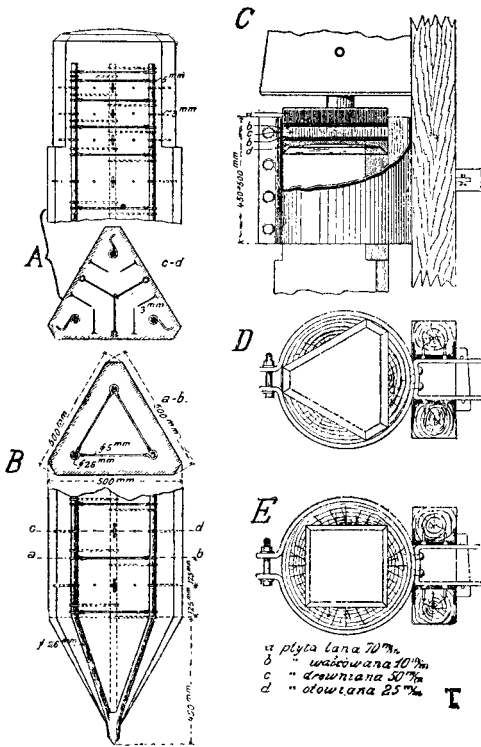
Baba waży 1,5 do 4 t, z wysokości około 1,5 m daje 6 do 8 uderzeń na minutę.

W Rotterdam próbowano pali o przekroju trójkątnym ze ściętymi wierzchołkami. Bok trójkąta wynosił 50 cm. Podobnież w Berlinie przy fundowaniu budynku sądu (r. 638). W Belgii zaś i Holandyi próbowano przekroju kwadratowego ze ścianami wklęsłymi, dla powiększenia tarcia. Utrzymał się jednak ogólnie przekrój kwadratowy, z powodu większego momentu bezwładności i wytrzymałości na wyboczenie, oraz łatwiejszego wykonania formy.

Na rys. 638 (DB 1902 s. 647) głowa pala ma ustrój odmienny od pala Hennebiqua. Krawędzie są więcej ścięte niż na całej długości, a głowa okryta żelaznym rękawem walcowym, wysokim 40 do 50 cm. Trzy drewniane odcinki wypełniają przestrzeń między palem a rękawem; wewnątrz rękawa spoczywa na palu płyta ołowiana 25 mm gruba, na niej drewniany brus 50 mm między dwiema blachami po 10 mm, na wierzchu płyta żelazna kuta 70 mm gruba. Baba uderza w środkowe podwyższenie tej płyty; bijąc w ten sposób, nie dostrzeżono nigdy uszkodzenia pala.

Liczne części składowe są powodem wielkiej straty w pracy uderzenia; korzystniejszy jest ustrój głowy według rys. 635.

638.



Używano w tym razie (r. 638) kafara parowego o ciężarze baby 2,5 t, ze spadkiem 1,5 do 1,7 m. Długości wbite wynosiły 5 do 8 m, uzbrojenie składało się z trzech prętów okrągłych 26 mm średnicy, wiązanych poziomo drutem 6 mm grubym. U spodu pręty pionowe skute są w jeden kolec według Züblina.

Żelazno betonowy pokład, łączący pale Hennebiqua widzimy na rys. 639 (BE. 1901. tb II. f. 1) i następnym.

Rys. 640, 641 fundament kolumny Mickiewicza we Lwowie, wykonany przez firmę Sosnowski i Zachariewicz. Pale 11 m długie obciążone po 28 t, opierają się na pokładzie marglu kredowego.

Rys. 642. Filar mostu pod Brumat w Alzacyi (Eng. 1904 II s. 234).

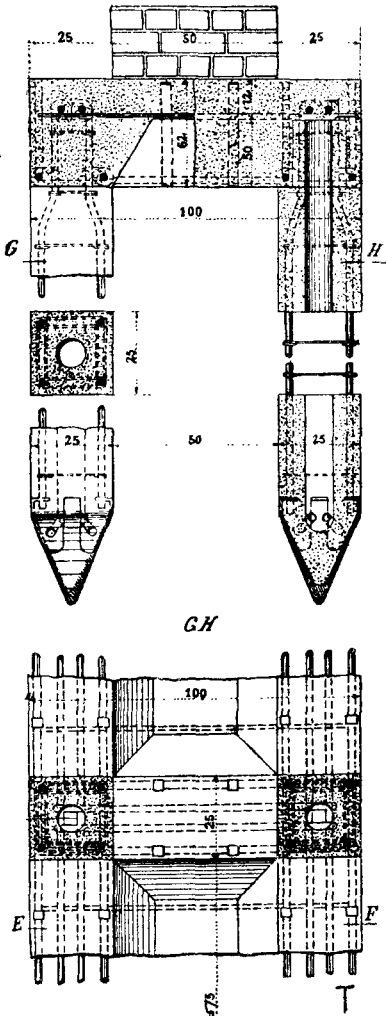
Rys. 643. Fundament domu Hallenbeck w N. Yorku (G. C. 1904 s. 172); dom ma 10 pięter. Pale zapuszczane były prądem wody. Połączone są płytą żelazno-betonową. Dźwigary I 50 cm wysokie przenoszą na nie ciśnienie kolumny i ściany, a okryte są drugim pokładem betonu.

ZfB 1907 s. 549 opisuje budowę nowego bulwaru na wysokich palach w porcie Düsseldorf. Mur betonowy jest 6,6 wysoki. Wskutek zastosowania pali żelazno-betonowych, podstawa leży około 2 m wyżej, niż byłoby to możliwe przy

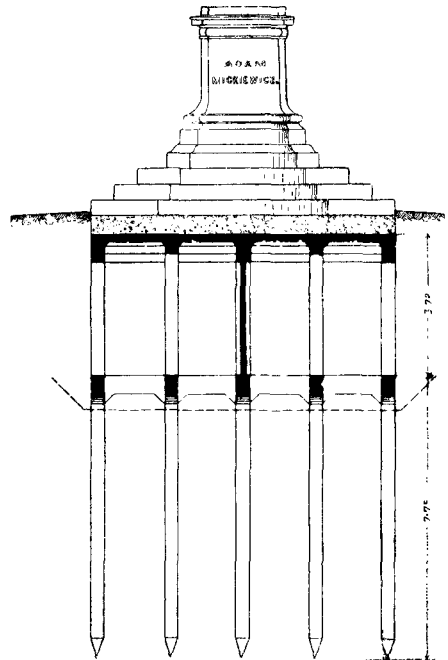
palach drewnianych. Pale o przekroju  $32/32\text{ cm}$  są naprzemian pionowe i pochyłe  $5:1$ , pierwsze 8 drugie 12 m długie; pochyła 12 m wysoka palisada zasłania fundament od strony wody; powrócimy do niej w dalszym ciągu. Z muru wysunięte są w głąb ziemi płyty żelazno-betonowe; wyskok płyty fundamentu wynosi 1,4,

a drugiej w połowie wysokości 0,8 m. Te płyty wyzyskują ciężar ziemi na korzyść stateczności muru, ale górna jest zbyt duża, a nawet jest przeszkodą do zamierzonego celu. W odstępach co 50 m wykonano przedziałowe szwy dla dilatacji (patrz str. 178/9). Do pali użyto betonu żwirowego w stosunku  $1:4$ . Sądzę że beton żwirowy nie jest właści-

639.



640.



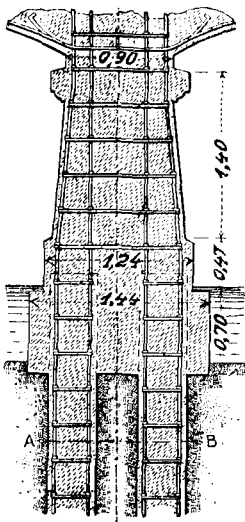
wy do pali, ani wogóle do uzbrojenia. Dla zabezpieczenia żelaza od rdzy, beton powinien mieć wielką gęstość.

Rys. 644 przedstawia palownicę tj. rusztowanie trzymające pionowe formy do pali Hennebiqua, ustawione przez firmę Sosnowski i Zachariewicz, przy fundowaniu mostu drogowego w Przeworsku (1908). Obejmuje ona 14 pali po 14 m, i 12 pali po 16 m długości. Na rysunku 645 widzimy podobną palownicę dla pali trójkątnych (r. 620), o których mówiliśmy powyżej. (CBI 1902 s. 560 BE 1903 s. 247/8). Przy tej budowie pale wykonane były z betonu żwirowego (bez piasku). Był on mieszany w stosunku  $1:3$ , bardzo słabo zwilżony, i ubijany warstwami po 20 do 25 cm, tłuczkiem żelaznym. Przez ubijanie grubość warstwy zmniejszała się do 10 cm. Powierzchnię ubitej warstwy zaciosywano drzewem,



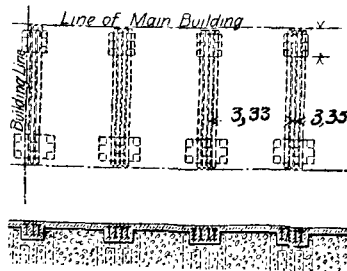
i rzucono warstwę następną. Po ubiciu trzymane były pale na sucho przez 12 do 24 godzin, stosownie do stanu powietrza; potem przez 7 do 8 dni zwilżano je obficie, następnie wyciągano z formy pionowo w górę, i ustawiano pionowo między kleszczami na dalsze 8 do 10 dni, zwilżając ciągle. Wreszcie za pomocą żorawia przenoszono je na skład. Po czterech tygodniach przydatne były do bicia. Przedsiębiorca obowiązany był bić dziennie 40 pali, a każdy pał miał przed użyciem wiązać w formie przez 10 dni; potrzeba więc było przygotować palownicę przynajmniej na 400 pali. Ogółem wbito około 1800 pali.

642.



Całe urządzenie budowy składało się z ośmiu kafarów parowych, dwóch żorawi, jednej lokomobili i trzech kotłów parowych stojących. Te przybory ustawione były wzdłuż zagłębia w taki sposób,

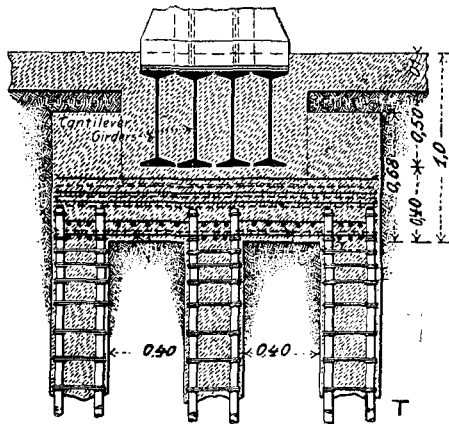
643 a.



że bicie odbywało się jednocześnie w kilku punktach.

Koszta wykonania wynosiły około 10 marek na 1 m długości pala, tj. w tamtejszych warunkach przeszło dwa razy tyle, co przy palach drewnianych;

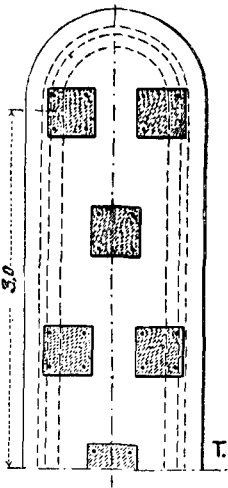
643 b.



natomiast oszczędzono znacznie na mniejszej głębokości fundamentu.

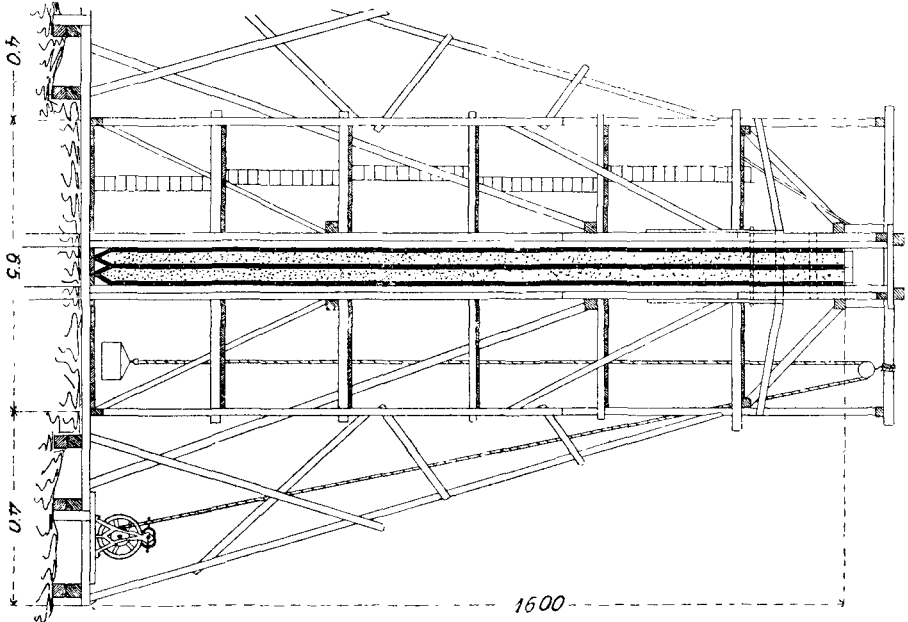
Przy budowie głównego dworca w Hamburgu (r. 646, według BE 1904 tb. VI.), warunki miejscowe wymagały ułożenia szyn

6,30 niżej poziomu ulic. Grunt był starym nasypem z gliny, marglu i piasku, rozmaitej grubości. Wszelkie sposoby fundowania wymagające głębokiego wykopu byłyby trudne i kosztowne, z powodu wody wglębnej; postanowiono więc fundować na palach żelazno-betonowych. Dla oznaczenia potrzebnej długości, bito próbne pale drewniane; te wypadły między 5 a 12 m. Przekrój przyjęto 36/36 cm. Uzbrojenie tworzą cztery pręty o średnicy 25 mm, połączone w ostrzu przez zegrzanie. Ostrze ma zbieżność 1:4 (patrz wyżej r. 637).

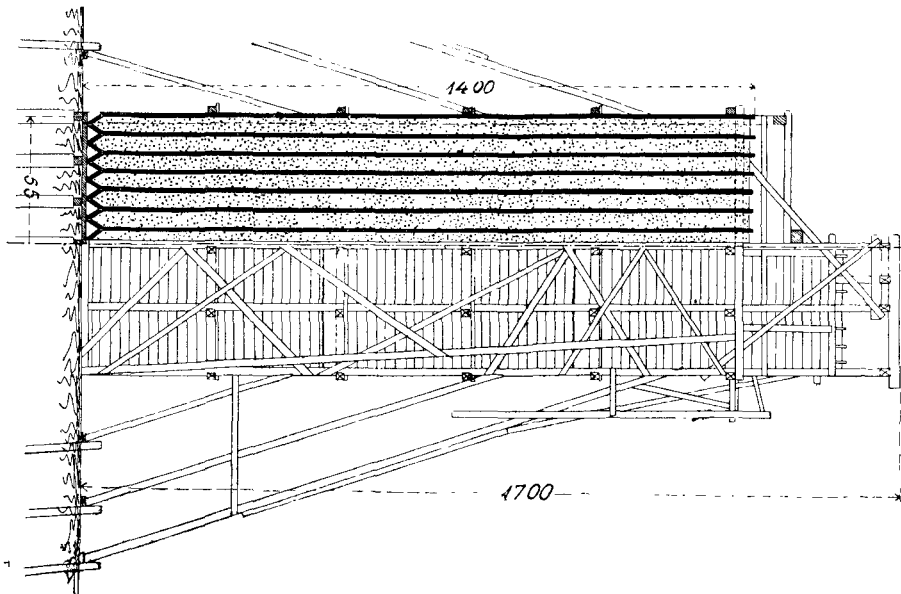


Budowla była 200 m długa, a tylko 8 m szeroka; ustawiono więc palownice wzdłuż budowli, tak że gotowe pale przesuwane były tylko na małą odległość w kierunku poprzecznym.

Stosunek mieszanki był w betonie bardzo silny; z początku 1:2:3, potem 1:1,5:2,5 i nawet 1:1,5:1,5; a to z powodu że przy końcu roboty bito pale już w trzy tygodnie po ubiciu betonu, pomimo że według zdania sprawo-



611.



zdawcy powinno się dać 6 tygodni czasu. Piasek i żwir były myte, grubość ziarn 8 do 40 mm.

Przymieszkę wody stosowano do plastyczności betonu. Ubijano warstwami po 5 do 10 cm grubości. Każdy pal musiał być ukończony w ciągu jednego dnia; trzeciego dnia zdejmowano z niego odzież, potem 14 dni bezustannie go

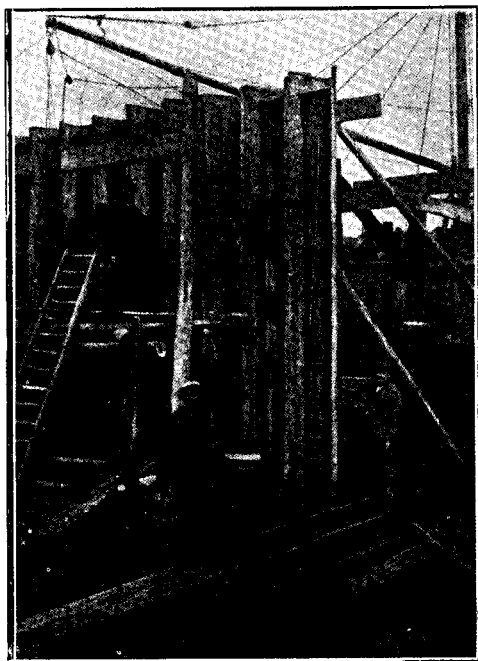


zwilżano, a podczas tego stały z rusztowania palownicy tylko części niezbędne; można więc było wysunąć każdy pal osobno. Kafary dostarczone przez firmę Menck i Hambrock, pozwalające bić pale z pochyleniem w dowolnym kierunku bez zmiany stanowiska kafara, są opisane woryginalie.

Czapka pala kwadratowa z grubej blachy, połączona była silnemi śrubami z pierścieniem opasującym pal. Odstęp 3 cm szeroki między czapką a palem, wypełniony był wilgotnym silnie ubitym piaskiem. Czapka 60 cm wysoka, wystawała nad pal około 20 cm; tę przestrzeń wypełniono ubitymi trocinami, a na nie stawiano jesionowy pieńek opasany żelazem, w który uderzała baba. Ciężar jej wynosił 4 t; wysokość spadku 1,20 była utrzymywana stale w jednej mierze, przez połączenie wychwyty z palem. Do podnoszenia baby używano ośmiokonnej maszyny. Na 600 pali pękły tylko trzy.

O próbie obciążenia tych pali była mowa na str. 378.

### 645.



Przygotowania do bicia wymagają według powyższego więcej czasu niż przy palach drewnianych. Po nabytej wprawie, wystarczało 15 minut na przygotowanie jednego pala. Ciężar pali jest prawie dwa i pół razy większy od drewnianych, potrzeba więc silniejszej windy i droższych przyborów. Na minutę dawano najwyżej 7 uderzeń, a na jeden pal potrzeba było 200 do 300, wyjątkowo nawet 400 uderzeń. Dzienny wynik pracy dochodził do 8 pali.

Po wbiciu pala odrywano beton od uzbrojenia na wysokości 30 do 50 cm, aby je dobrze połączyć z uzbrojeniem pokładu betonu na palach. Ten pokład 0,7 gruby, uzbrojony jest w dwóch kierunkach 12 mm grubym drutem.

Podane powyżej przykłady palownic dowodzą, że ubijanie pali w położeniu pionowym jest uciążliwe i kosztowne. Ubijanie w położeniu poziomym

powiodło się najprzód w Metz z palami Züblina (CBl 1906 s. 126), gdzie na 3.000 wbitych pali nie pękło nawet 0,5%. Podobnie przy budowie portu w Ruhrort.

Pionowe ubijanie jest wprawdzie racjonalniejsze od poziomego, bo kierunek ubijania zgadza się z kierunkiem ciśnienia pod budowlą; ale postępuje ono powoli, bo przy jednym palu jest miejsce najwyżej na dwóch robotników.

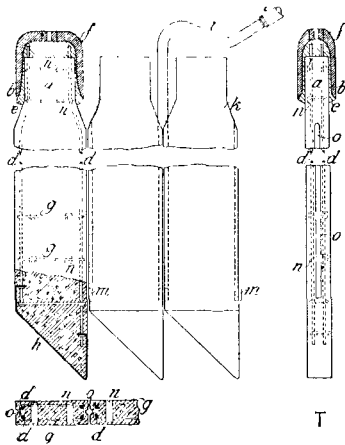
Przy poziomym ubijaniu mogą się wprawdzie tworzyć warstwy przedzielone prętami podłużnego uzbrojenia, a ztąd słabsze powierzchnie podłużne; ale zapobiega temu znacznie szybszy postęp roboty, bo można ubijać beton jednocześnie na całej długości pala. Należy jednak ograniczyć ten pośpiech, używając tylko sumiennych i wprawnych robotników. Mają oni dbać, żeby powierzchnie warstw tworzyły się tylko w miarę konieczności, i były jak najprędzej zakrywane



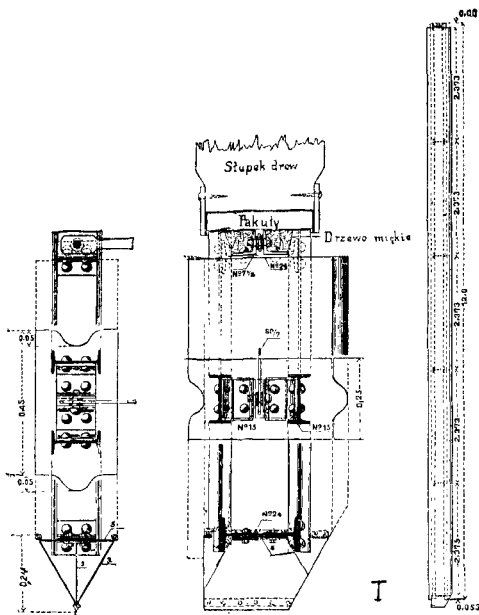
betonem. Przytem żeby części składowe uzbrojenia zachowały dokładnie przepi-sane miejsce, pomimo ubijania. Te dwa warunki trudno poniekąd pogodzić ze sobą przy poziomem położeniu formy.

Sąsiednie formy poziome mogą mieć mniej ścian wspólnych niż pionowe; natomiast odpada kosztowne rusztowanie (r. 644).

647.



648.



Pale żelazno-betonowe można w razie potrzeby przedłużać; a to przed biciem lub potem. W tym celu odrywa się beton od uzbrojenia na długości około 50 cm, i nowe uzbrojenie łączy się z dawnym przez okręcenie drutem wiązađła poprzecznego. Po ustawieniu formy i ubiciu betonu, potrzeba 4 do 6 tygodni spokoju na twar-dnienie; poczem można bić dalej. Połączenie obu części jest tak silne jak inne punkty pala, ale przedłużanie jest powodem wielkiej straty czasu.

R. 647 przedstawia żelazno-betonowe brusy Hennebiqua do palisady (CBI 1904 s. 404). Uzbrojenie ich jest podobne jak w palach poprzednio opisanych, a więc cztery pręty pionowe, i poziome wiązađła z drutu łączone dwa razy w kierunku grubości brusa. Wpusty są półokrągłe z obu

stron, a do utrzymania brusa w danej płaszczyźnie służy nos *m* osadzony u spodu. Po wbiciu wpusty mogą być wypłukane prądem wody, i wypełnione betonem. Czapki na tych brusach są podobne jak na r. 635.

Bardzo naturalnem było ulepszenie tych brusów przez usunięcie nosa *m*, i utworzenie żebra z rurki żelaznej wsuniętej do wpustu. Na tem polega ustrój brusów obmyślany przez Brenneckego, i opisany w jego książce (1906) na str. 149 (patent). Rurka nasunięta jest u spodu na wewnętrzny rękawek, osadzony w żelaznym trzewiku brusa. Ten trzewik tworzy przedłużenie rurki pod brusem do wpustu leżącego z drugiej strony. W ten sposób rurka jest nie tylko żebrem, ale może także służyć do zapuszczania brusów prądem wody. Woda wychodzi na zewnątrz

we wpuscie sąsiednim przez małe otwory, przygotowane w tym celu w betonie.

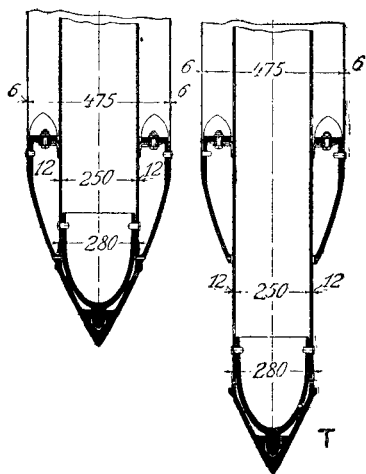
Po wbiciu palisady, rurki mogą być wyciągnięte, a wpusty wypełnione betonem. Ale przy pomocy wspomnianych otworów, wpusty mogą też służyć do osuszenia ziemi trzymanej przez palisadę. W takim razie można wypełnić wpusty żwirem, lub wałkami betonu przedzielanego warstewkami żwiru (patent).

Mniej praktyczne są patentowane brusy Rechterna (r. 648 według CBI

1900 s. 617, także Willmann i Brennecke); wymagają dużo żelaza, a wpusty mają mniej dogodnie do prądu wody od poprzednich. Również pokrycie głowy okazało się nie dosyć wytrzymałe. Według wymienionego źródła zastosowane były do zastłony wysokich pali pod bulwarem, i miały długość 12 m.

Palisada przy bulwarze w Düsseldorf, o której jest wzmianka na str. 434 składa się z pali o przekroju 50/32 cm, uzbrojonych sześcioma prętami podłużnymi, a w poprzek na obwodzie i w jednej przekątnej. W części palisady założonej w łuku, pale mają przekrój trapezowy. Wpusty są półkoliste. Wypełniono je betonem zaczynając od spodu. W tym celu uszyto z płótna rury, o przekroju równym przekrojowi wpustu, i wsunięto w nie żelazne rurki od gazu. W tem położeniu wprowadzono je do wpustu, i za pomocą lejka wlewano płynną zaprawę cementową do rurki żelaznej. Zaprawa wypływała u spodu do rury płóciennej, i przyciskała ją do ściany wpustu. W miarę napełniania wyciągano rurkę żelazną. Płótno było tak gęste, że zaprawa nie przechodziła przez nie.

649.



Pale żelazne w powłoce betonowej są mało używane. Beton chroni żelazo od rdzy i powiększa sztywność; jest więc materiałem drugorzędym. Takie pale mogą być zastosowane tam, gdzie są warunki odpowiednie dla pali żelaznych.

Rys. 649 przedstawia pale rurowe zastosowane do budowy pomostu ładunkowego w zatoce Gwinejskiej (D. Ing. Ver. 1904 s. 1806). Są to podwójne rury. Wewnętrzna 250 mm szeroka, z blachy 12 mm grubej, jest rurą podporową; zewnętrzna o średnicy 450 mm z blachy na 6 mm, jest rurą ochronną dla betonu, który wypełnia przestrzeń między obiema rurami. Rura ochronna zakończona jest u spodu stożkiem składającym się z dwóch części, z ostrza i podstawy, połączonych cienkimi nitami (r. po lewej str.). Za pomocą kołnierza łączy się podstawa z dalszą

rurą, a na obwodzie kołnierza przytwierdzony jest kauczukowy rękaw, który szczelnie zamyka przestrzeń między rurami, i nie dopuszcza do niej wody lub piasku.

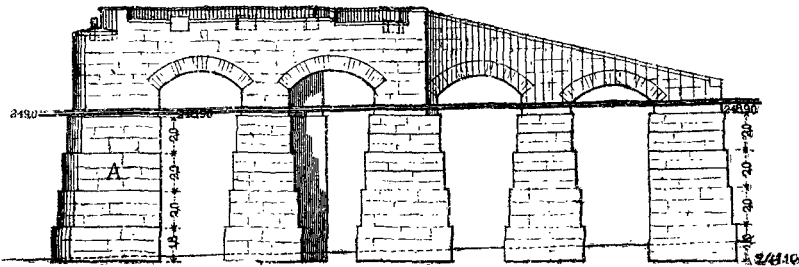
Najprzód bito rurę ochronną około 2 m głęboko, potem wstawiano w nią rurę podporową, która wskutek kształtu swego trzewika ustawiała się osiowo. Od pierwszego uderzenia baby w rurę podporową, zdarte zostały nity łączące obie części stożka rury ochronnej; od tej chwili, ostrze stożka postępowało dalej razem z rurą podporową, a podstawa pozostawała w pierwotnym położeniu. Po wbiciu rury podporowej do przepisanej głębokości, wypełniano betonem miejsce próżne między obiema rurami, oraz rurą podporową. Rura ochronna była zatem wystawiona na działanie wody morskiej, i musiała wkrótce uleść zniszczeniu; wszelako była zbyt twardą skoro beton stwardniał.

### 34. Fundowanie na filarach.

Jeżeli pokład wytrzymały leży głęboko, ale może być osiągnięty wykopem bez kosztownego pompowania wody, w takim razie zmniejszyć można koszta

fundowania, zamieniając ciągły jednolity fundament na szereg filarów, wykonanych w szybach, i łącząc je następnie za pomocą sklepień, lub żelazno-betonowych belek

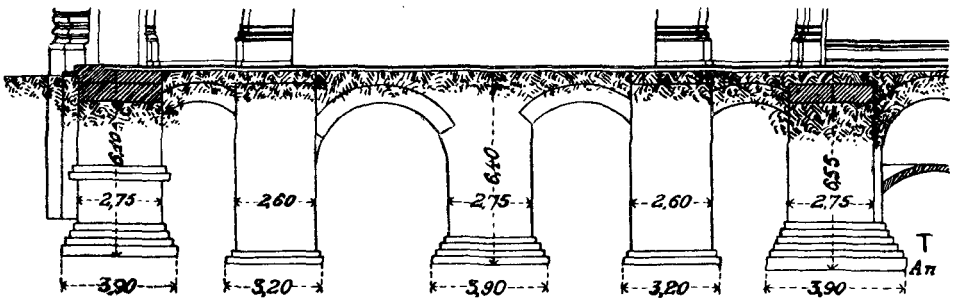
650.



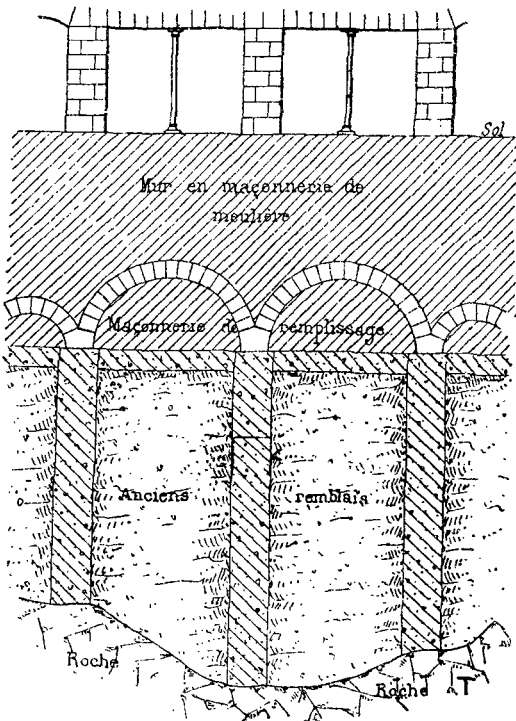
r. 650 i nast.

W miejsce oszczędzonego muru i wykopu, przybywa wówczas oprawa szybów; przytem filary wymagają lepszego

651.



652.



wykonania niż ciągły fundament, bo zwykle bywają silniej obciążane, a zarazem związanie całości budowli jest słabsze. Robota ziemna i mularska w szybach, jest kosztowniejsza niż w jednostajnym wykopie, i odbywa się w warunkach mniej zdrowotnych.

Rys. 650 przedstawia fundament przyczółka mostu przy dworcu kolei w Blankenheim według ZfB. 1883.

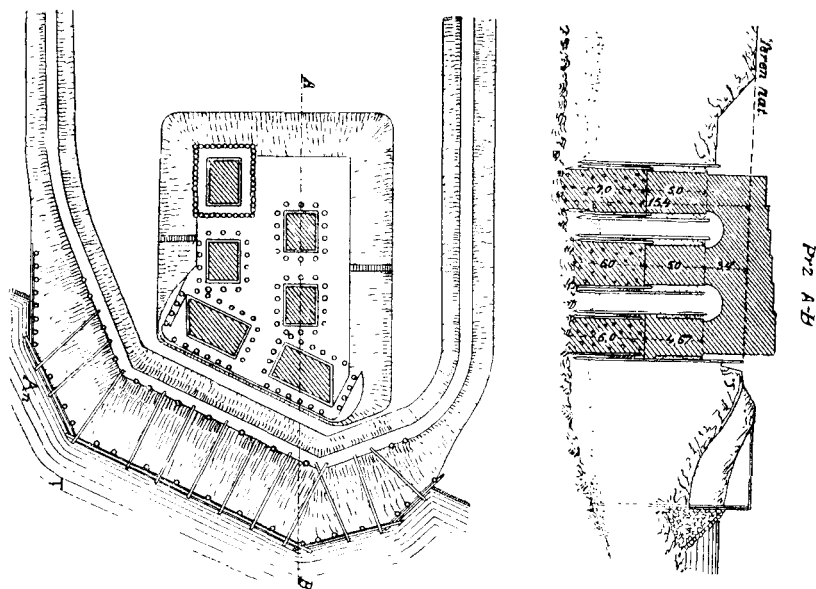
R. 651. Fundament dworca kolei w Düsseldorf ZfB. 1894 tb. 16/17.

Rys. 652. Fundament domu na słupach betonowych w Paryżu, według Debauva.

Rys. 653. Fundament przyczółka mostu według An. p. ch. 1864. Do tego fundamentu należy oprawa szybów podana pod l. 22 na rys. 397.

Rys. 654 przedstawia zasto-

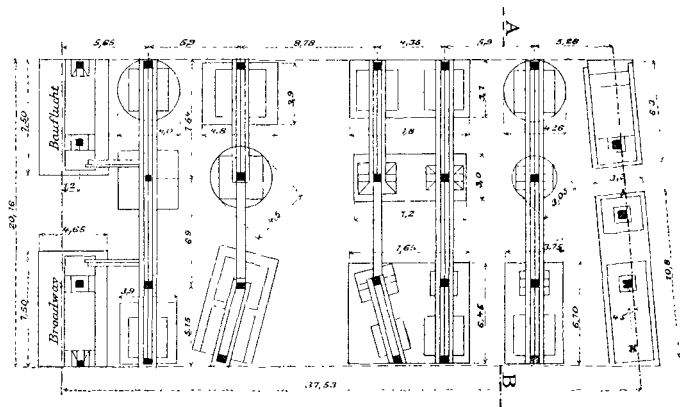
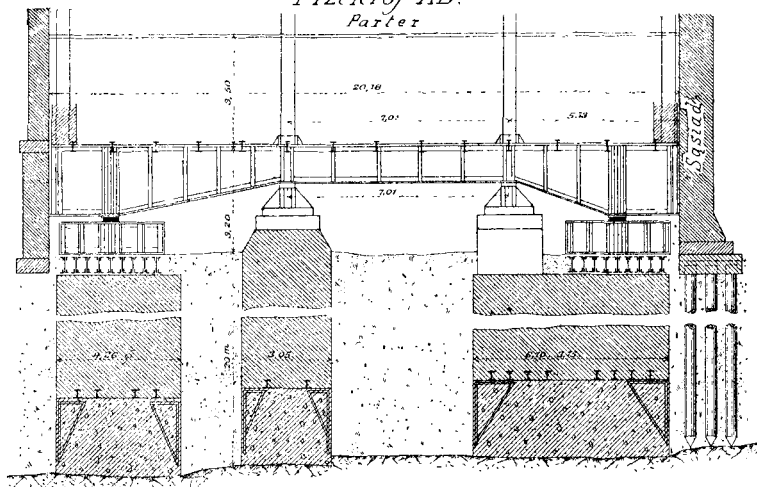
653.



sowanie filarów do fundowania na wspornikach, o którym była już mowa na str. 337; jest to fundament jednego z wysokich domów w N. Yorku (Z. f. B. 1895 tab. 28).

654.

Przekrój AB.  
Parter



W rzucie poziomym widzimy sieć filarów fundowanych sposobem pneumatycznym (l. 36), połączonych wielkimi dźwigarami blaszanymi, na których spoczywają kolumny budowli. Ten system pozwolił fundować głęboko nową budowlę, między płytkami fundamentami dwóch sąsiednich, z zachowaniem wszelkiego bezpieczeństwa. Dźwigary blaszane użyte są jako wsporniki dla oparcia kolumn obwodowych, przysuniętych tuż do płytko fundowanych murów, a pomimo tego najbliższe filary są obciążone osiowo. Kolumny wewnętrzne oparte na tychsamych dźwigarach, tworzą przeciwwagę dla zewnętrznych.

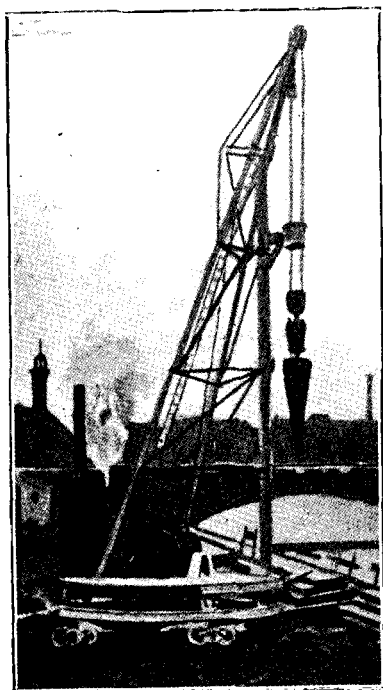
Na przekroju AB widzimy dźwigar przeszło 20 m długi, oparty na trzech filarach, a podpierający cztery kolumny.

Powierzchnie poziomych przekroi filarów, zwykle kwadratowe lub zbliżone do kwadratu, stosowane są do wytrzymałości fundamentu i dopuszczalnego obciążenia materyału. Ztąd wynikają zarazem odstępki filarów, które wynoszą pod ciężkimi budowlami dwie lub najwyżej trzy szerokości filara.

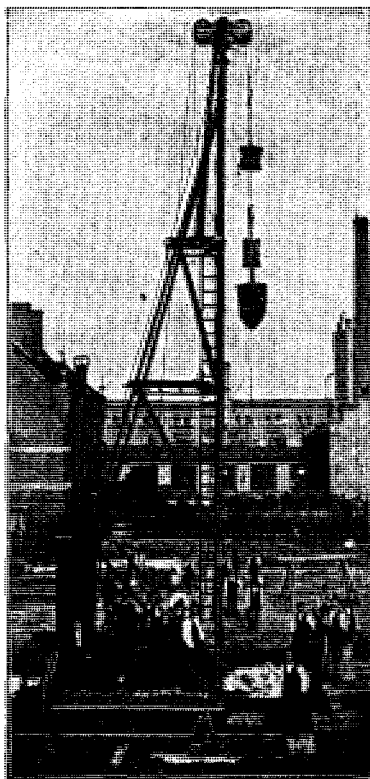
Jeżeli filary fundamentu stoją w nasypie, natenczas ruchy nasypu są dla nich bardzo niebezpieczne. Należy więc dać jak najdłuższy czas na osiadanie nasypu, przed rozpoczęciem filarów.

W pokładach wodonośnych, wykonanie szybów staje się kosztowne z powodu pompowania, które może być nawet niebezpieczne dla stateczności filarów.

655.



656.



W takich zatem warunkach, filary wykonane w wykopie, ustępują miejsca studniom zapuszczanym, lub fundacyi pneumatycznej; natomiast niezależne od naciśku wody jest wykonanie słupów tłoczonych systemu Dulac, znane we Francji pod nazwą systemu „Compressol“<sup>\*</sup>). „Słupy te wykonywane

są za pomocą silnego żelaznego kafara (r. 655), o wysokości około 15 m. Podstawa jego spoczywa na siedmiu kółkach, które biegają po kolistej szynie ułożonej na wózku kolejowym. Do podstawy przynitowane są trzy blachy węglowe, a do nich przyśrubowany maszt i zastrzały kafara. Są to rury stalowe średnicy 300 i 160 mm; zastrzały wznoszą się 3,5 m nad maszt, i są z nim połączone na zawias; do nich przymocowane są przybory robocze. Zamek do samoczynnego wychwytu, umieszczony jest na maszcie. Kafar pracuje łańcuchem powrotnym, a poruszany jest windą parową o sile 25 koni“.

R. 656. Podobny przyrząd używany przez firmę Menck i Hambrock (Altona-Hamburg), według jej kliszu udzielonego mi do druku.

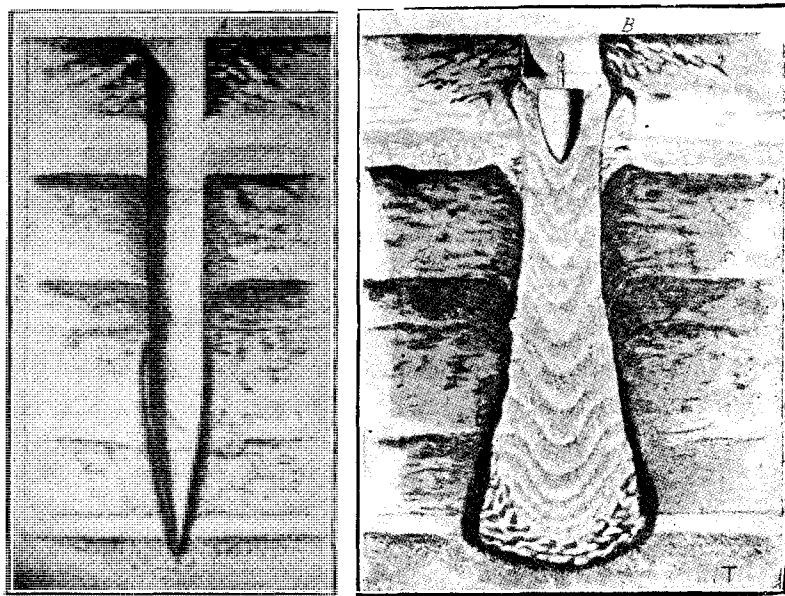
<sup>\*</sup>) Société anonyme de Fondations, Paris 1 rue Danton, przysłała na żądanie przewodnik: „Compressol, Guide pratique...“ z licznymi rysunkami. Z tego przewodnika wyjęte jest to, co w dalszym ciągu oznaczyłem cudzosłowem. Patrz także Beton u. Eisen 1905 str. 12.

„Wykonanie słupa zaczyna się od wybicia otworu rurowego (r. 657 A) za pomocą przebijaka (perforateur), tj. stożkowego żelaznego ciężaru (*P* na r. 520). Waży on 2000 *kg*, ma średnicę podstawy 0,85, spada swobodnie wierzchołkiem na dół, a wysokość spadku może wynosić 10 *m*.

„Stalowe ostrze przebijaka ma u spodu wklęsłość, w której zatrzymuje się po każdym uderzeniu grudka przebijanego materiału. Częstki wypychane przy uderzeniach zgęszczają materiał otaczający, a dla dobrego zgęszczenia bicia powinno postępować powoli. Im miększy pokład przebijamy, tem lżejsze mają być uderzenia. Głębokość wybijanych dotychczas otworów, dochodziła już 15 *m*.

„Jeżeli wyjątkowo pomimo zgęszczenia, przebijany materiał obsypuje się, albo napotykaemy w nim żyły wody, których zgęszczenie pokładu nie zdołało zatamować, można przebijany otwór uszczelnić. W tym celu wypełnia się otwór

657.



gliną, bądźto częściowo powyżej ukazującego się źródła, bądź też całkowicie do powierzchni ziemi, i ponawia się uderzenia, dosypując w miarę potrzeby więcej gliny. W ten sposób tworzy się na ścianie wybijanego otworu powłoka, czyli rurowanie z silnie ubitej gliny, bardzo szczelne“. Podobne zastosowanie gliny znane jest od dawna w technice wiertniczej. „Grubość rurowania można powiększać w miarę potrzeby, tj. w miarę ciśnienia wody, przez dodawanie większych ilości gliny, w stosunku do liczby uderzeń. W ten sposób wybija się otwory zupełnie suche, nawet w pokładach nasyconych wodą.

„Gdy trzeba fundować pośród rzeki, tworzy się małą wysepkę z palisad, na niej stawia się kafar, i bije się otwór w nasypie wysepki.

„Zatamowanie wody jest wprawdzie przemijające, ale trwa dłużej niż potrzeba do wykończenia słupa.

„W przypadkach wyjątkowo trudnych, można zamiast gliny rzucać do otworu sucho zarobiony beton, i otrzymać rurowanie z betonu bardzo silnie ubitego przez uderzenia przebijaka. Uszczelnienie jest zawsze potrzebne przy końcu



przebijania, gdy otwór przenika pokłady suche lub mało przepuszczalne, a kończy się na powierzchni wodonośnego pokładu rylniaków. Woda wstępuje wówczas nagle, i uszczelnienie otworu musi być wykonane z pośpiechem. W każdym razie, pompowanie wody nie istnieje wcale przy tem postępowaniu, czego dowiodły liczne wykonane fundamenty w pokładach zupełnie nasyconych wodą, n. p. fundamenty mostu na rzece Mozie w Liège, dla wystawy w r. 1905 (r. 659).“

Dokładne zachowanie pionu, należy badać podczas bicia, i wczas usuwać zboczenia, pochodzące od wyjątkowych oporów drzewa, lub kamieni podziemnych.

„Skoro otwór doszedł do żądanej głębokości, rzucają do niego warstwę kamieni 40 do 50 *cm* grubą; kamienie mają 10 do 20 *cm* grubości. Tę warstwę ubijają tłokiem (*B* na r. 520), o średnicy 0,6 do 0,8, ważącym 1500 do 2000 *kg*. W każdym przypadku średnica tłoka jest nieco mniejsza od średnicy używanego poprzednio przebijaka. Stosownie do żądanej wytrzymałości, potrzeba dwóch do czterech uderzeń; poczem rzucają drugą warstwę kamieni, i powtarzają uderzenia. Stosownie do kształtu tłoka, kamienie rozsuwają się na wszystkie strony, i z ostrego zakończenia otworu, które utworzył przebijak, powstaje szeroka podstawa; tem szersza im miększy grunt, im dłużej ubijamy każdą warstwę kamieni, (r. 657 *A* i *B*).

„Gdy podstawa jest ukończona, rzuca się do otworu dalsze warstwy tej samej grubości, z dowolnego twardego materiału; przytem drobne odłamy dają jednostajniejsze słupy niż grube. Rzucany materiał polewa się wapnem, gdy potrzeba małej wytrzymałości; ale w miarę potrzeby używa się lepszych materiałów, aż do betonu ze żwiru i cementu. Dając na każdą warstwę 2 do 4 uderzenia jak przedtem, postępuje się w górę aż do poziomu w którym słup ma się kończyć.

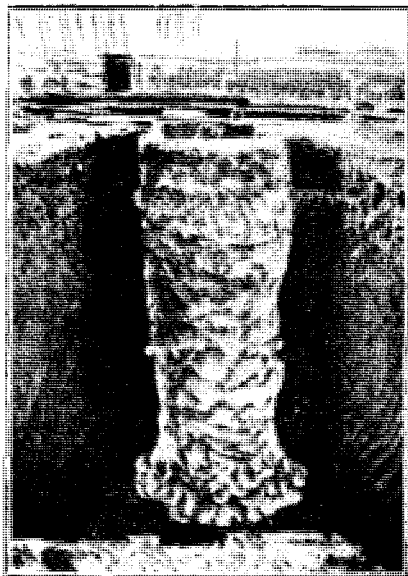
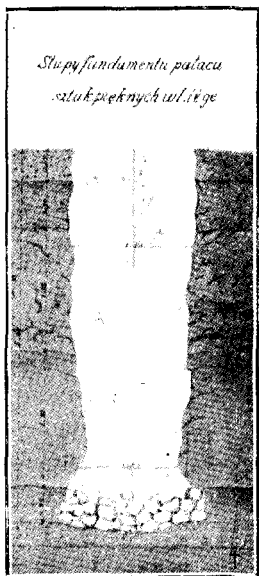
„Na zakończenie potrzeba dwóch lub trzech uderzeń baby (*E* na r. 520), ażeby ubić i zrównać wierzchnią warstwę, którą tłok przebija na wskrós. Im więcej uderzeń tłoka na każdą warstwę, tem grubszy będzie słup; średnica jego dochodzi do 2 *m* i więcej. W różnych poziomach, grubość zmienia się według ściśliwości pokładów. Beton w słupie tłoczonym ubity jest silniej, a więc lepszy jest niż być może w wielu przypadkach praktyki budowlanej.

„Rys. 658 przedstawia słup wykonany w Liège dla fundamentów pałacu wystawy sztuk pięknych (1905) i odkopany następnie dla dowodu i zdjęcia wymiarów. Średnica otworu po przebicciu była 0,9, średnica tłoka 0,6, ciężar 1500 *kg*, wysokość spadku 8 *m*. W ciągu 41 dni podczas ostrej zimy, wykonano dla tej budowy 242 takich słupów, wraz ze wszelkimi robotami pomocniczymi. Słup 8 *m* wysoki, może być wykonany w ciągu 5 do 6 godzin.

„Słupy tłoczone betonowe mogą być z łatwością uzbrojone żelazem. W tym celu, skoro się zaczyna rzucanie kamieni do ukończonego otworu, należy ustawić na obwodzie jego kilka sztab żelaznych. Te sztaby będą przez uderzenia tłoczni bardzo silnie zaciśnięte w beton, a słupy jako żelazno-betonowe, mogą być przy pomocy tych sztab połączone w jednolitą całość z wyższymi częściami budowy. W ten sposób wykonane były słupy pod fundament fabryki Forest w Brukselli, zapuszczone spodem w płynny piasek; oraz słupy pod fundamenty mostu na rzece Mozie w Liège, dla wystawy 1905 (r. 659). Jest to most łukowy żelazno-betonowy na 55 *m* światła, systemu Hennebiqua. Słupy uzbrojone za pomocą sześciu sztab okrągłych po 45 *mm* grubości, a zapuszczone w gruby żwir 5,30 pod średni stan rzeki, wykonane były pod ciśnieniem 5 do

6 m wody, bez pompowania, lub jakichkolwiek przeszkód ze strony wody. Budowa trwała nie całe trzy miesiące zimowe, od grudnia 1904 do marca 1905.<sup>4</sup>

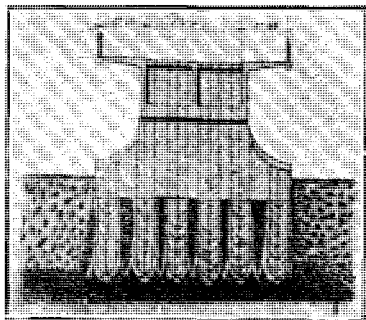
658.



podczas tłoczenia słupa badać jego grubość; co wykonać można przez wbijanie obok otworu żelaznego pręta, a w najgorszym razie za pomocą wiercenia, jakkolwiek ucierpi natem pośpiech roboty. Wiele zależy od wprawy i sumienności robotników, a trudności powyższe wra-  
stają zapewne wraz z wysokością słupa.

Fundowanie na słupach tłoczonych ma wielką wartość wewnątrz miast, gdzie głęboki wykop oraz pompowanie wody i bicie pali mogą być niebezpieczne dla sąsiednich domów. Wykonanie słupów

660.



Dulac nie wywołuje prawie żadnych wstrząśnień, a mianowicie tylko nieznaczne, podczas ubijania materiału przeznaczonego na słup.

DB. 1905 s. 305/6 opisuje zastosowanie tego sposobu do fundowania gazometru na przedmieściu Berlina, tuż obok mocno popękanego domu. Wskutek nowej budowy nie dostrzeżono najmniejszego powiększenia dawnych pęknięć. Dziennie wykonywano przynajmniej po 2 słupy 7 m głębokie.

Wytrzymałość słupa tłoczonego może być dwójaka, podobnie jak wytrzymałość pala. Może to być opór podstawy, gdy słup stoi na pokładzie znacznie twardszym od pokładów przebitych, albo też opór wytłoczenia i sprężystego ugięcia, gdy słup zawieszony jest w miękkich pokładach („opór ścian“ według przewodnika Compressol st. 19/20). W pierwszym przypadku słup może mieć największą średnicę u spodu (r. 660), w drugim powinien ją mieć u góry (r. 658).

W pierwszym przypadku, wytrzymałość słupa zależy od wytrzymałości podstawy lub betonu na zgniecenie. Ostatnia jest większa niż w wielu innych przypadkach praktyki, z powodu bardzo silnego ubicia betonu.

W drugim przypadku, ważną zaletą słupów tłoczonych w porównaniu np. do słupów Straussa, jest wielka średnica; bo wytrzymałość jednostkowa podstawy, zależy w prostym stosunku od średnicy (st. 245). Przytem łączy się opór podstawy z oporem wytłoczenia na ścianach bocznych, który jest również proporcjonalny do średnicy, a odwrotnie proporcjonalny do odstępów między słupami.

„Dla wykazania jak wielkie zgęszczenie ziemi wywołuje samo bicie otworu“ wykonywano następujące doświadczenie. Po wybiciu otworu, nie rozpoczynając tłoczenia, wybito drugi otwór tuż obok pierwszego. Opór był teraz daleko większy, potrzeba było znacznie więcej uderzeń niż przy pierwszym, ale nie dostrzeżono na pierwszym otworze żadnego odkształcenia“. (Compressol).

Wskutek wielkiego oporu wytłoczenia, słupy tłoczone przedstawiają wielki opór przeciw zbczeniom w płaszczyźnie poziomej. Jest to ważne dla stateczności każdej budowli, a własności tej nie posiadają w równej mierze nawet pale, choćby były bite w najkorzystniejszych warunkach. Wcale zaś jej nie posiada filar murowany w szybie.

Z powyższego wnoszę, że słupy tłoczone systemu Dulac, — pod względem sposobu działania najwięcej zbliżone do słupów Straussa, — są od nich doskonalsze co do głównych zalet budowlanych, wytrzymałości i stateczności. Ustępują zaś słupom Straussa tam gdzie niema odpowiednich przyrządów i wielkiej wysokości w świetle, lub tam gdzie dogodniejsze są małe średnice i małe odstęp między słupami, a przytem obawiamy się nawet małych wstrząśnień, możliwych przy wykonaniu słupów Dulac.

Przewodnik Compressol zawiera wykaz 90 budowli, fundowanych tym sposobem we Francji do r. 1905;\*) podaje także szereg przykładów w rysunkach, z których wybieram następujące.

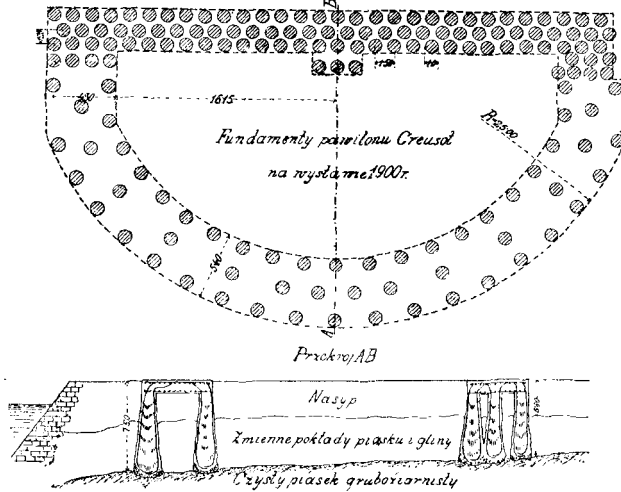
„Fundowanie pawilonu Creusot, na powszechnej wystawie 1900 (r. 661). Kształt fundamentów jest kształtem budynku i jego kopuły. W rzucie poziomym widzimy potrójny szereg słupów na całym obwodzie. Osiowe ich odległości wynoszą 1,2 do 1,5 w części prostej, a 2,20 do 5,50 w części łukowej. Pierwsza obciążona była do 16 kg, druga 9 kg/cm<sup>2</sup>. Średnia głębokość słupów wynosi 7,50,

---

\*) O pierwszym zastosowaniu w Niemczech, jest wzmianka w CBI 1904 s. 495/6.

a podstawa ich leży 5 m] pod normalnym stanem Sekwany. Słupy najbliższe rzeki, wykonane staranniej niż inne, wymagały na przebicie otworów po 2 do 3 godziny, a na tłoczenie po 7 do 10 godzin. Niektóre z nich obejmują do  $9,7 m^3$  betonu. Każdy słup uzbrojony jest czterema prętami żelaznymi o 20 mm średnicy.

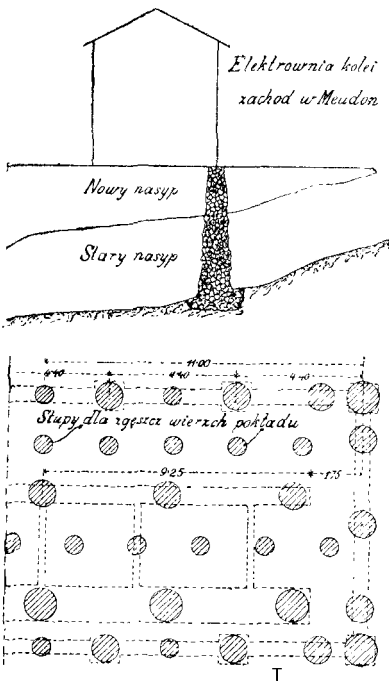
661.



Całą powierzchnię fundamentu pokrywa płyta betonu uzbrojonego gruba 0,9, której żelazne wkładki łączą się z uzbrojeniem słupów.

„Fundowanie elektrowni w Meudon (r. 662). Wierzchni pokład gruntu jest nasypem gliny 3 do 5 m grubym, wykonanym na 6 miesięcy przed rozpoczęciem fundacji. Pod nim leży dawniejszy nasyp, również z gliny, 3,5 do 6 m gruby; dalej naturalny grunt, tj. 7 m gruby pokład brył wapienia, pomieszanych z piaskiem i gliną; pod nim wreszcie leży kreda.

662.

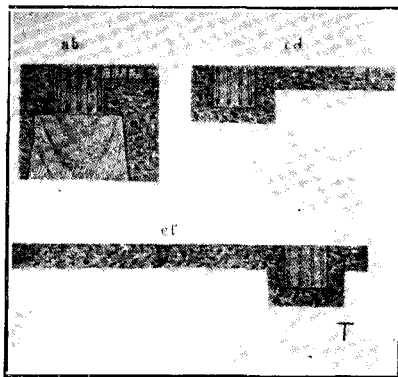
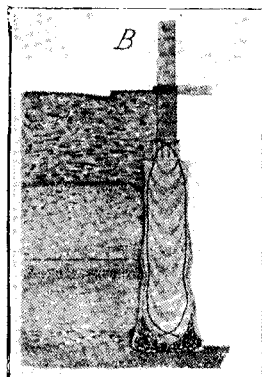
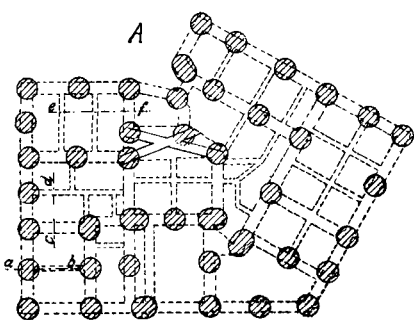


„Aby osiągnąć kredy, należałoby zapuszczać 15 do 17 m głębokie studnie; poprzestano jednak na fundowaniu na powierzchni pierwotnego naturalnego gruntu, pomimo że oprócz stateczności budynku, należało zapewnić także stateczność wspólnej płyty o wymiarach  $21 \times 8,5$  na fundament maszyn, która miała być bardzo niejednostajnie obciążona.

„Słupy wykonano na silnie rozszerzonych podstawach, i uzbrojono je prętami o średnicy 20 mm, które wiążą się z uzbrojeniem wspólnej płyty. Na całym obwodzie budynku stoją one w odstępach 4,4, pod dwoma murami wewnętrznymi w odstępach 4,25, a w poprzek 3,25; są średnio 1,10 grube i połączone w kierunkach murów żelazno-betonowymi belkami. Nadto położono 5 belek w poprzek murów wewnętrznych, a wszystkie belki połączone z płytą wspólną zapomocą osobnych wkładek żelaza. Wreszcie wierzchni nasyp utrwalony został za pomocą płytkich tłoczeń (battages superficiels), o których mówiliśmy pod l. 30“.

Rys. 663 przedstawia projekt fundowania 7 piętrowego domu, i wobec podanego powyżej opisu nie wymaga dalszych objaśnień.

Nowszy przykład fundowania domu w Wiedniu, podaje Beton u. Eisen



1908 s. 51/5. Jest tam opisane obciążenie próbne słupa tłoczonego o średnicy 1 m, i wysokości około 7 m. Pod ciężarem 166 t, a więc  $21 \text{ kg/cm}^2$  osiadł się słup na 18 mm. Gatunku gruntu nie podaje sprawozdanie.

### 35. Fundowanie na studniach.

Pod nazwą studzien rozumimy walce lub graniastosłupy nieprzepuszczalne z dowolnego materiału, wewnątrz próżne, zapuszczane wgłąb ziemi. Najczęściej odbywa się to przez podbieranie wykopu (fr. *havage*), które wywołuje zapadanie się studni; ale niekiedy także równocześnie z wykopem, przedłużamy studnię od spodu.

Gdy studnia oprze się na pokładzie wytrzymałym, wypełniamy ją betonem lub murem, a na kilku studniach obok siebie zapuszczonych, stawiamy budowlę.

Wyjątkowo trafia się, że studnia nie sięga do pokładu wytrzymałego, lecz zapuszczona jest tylko do takiej głębokości, w której tarcie na powierzchni bocznej, obok wytrzymałości podstawy, stawia dostateczny opór.

Ten sposób fundowania jest przydatny do wielkich głębokości, o ile zapuszczanie studzien jest łatwe; a więc w poziomych miękkich pokładach piasku lub drobnego żwiru, oraz w pokładach zawierających przymieszki tych materiałów, a przy nie zbyt silnym napływie wody. Natomiast w zbitym żwirze, lub w lepkiem ile który przylega do powierzchni studni, zapuszczanie jest trudne. Podziemne pnie drzewa, wielkie kamienie lub inne niespodziewane przeszkody, są powodem wielkich strat czasu; w takich warunkach zatem, fundowanie na studniach nie jest właściwe.

**a. Studnie murowane** wykonywane przez zapuszczanie, były już przed wiekami znane w Indjach; są powszechnie używane dla dostarczenia wody, a w górnictwie jako szyby. Największe do niedawna były zapewne te, które wykonał starszy Brunel w r. 1825 w Londynie, jako szyby wstępne do tunelu pod Tamizą. Mają one 14,8 m zewnętrznej średnicy, 0,92 grube mury, i są do poziomu wielkiej wody 17,7 m wysokie. Jeszcze większą jednak studnię wykonano w Anglii, dla fundowania głowicy portu w Heysham (CBI 1905 s. 519). Ma ona 17,76 m

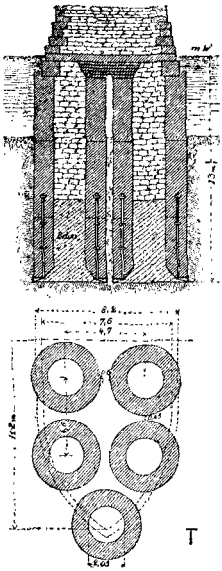
zewnętrznej średnicy, tyleż wysokości, 2,45 m gruby płaszcz z cegły na cemen- cie, i w dwóch średnicach prostopadłych usztywniona jest murami o grubości 2,20. W Berlinie zastosowano studnie przy fundowaniu Hamburgskiego dworca kolei żelaznej w r. 1846, a we Francji przy budowie bulwaru portu w St. Nazaire w r. 1854. Jednym z pierwszych wzorów zastosowania tego sposobu do budowy mostów, był most kolejowy na rzece Jumna pod Allahabad (1860/62). Ma on 14 otworów po 62,5 m, każdy filar spoczywa na 10 studniach murowanych o średnicy 4,1 m, o grubości płaszczka 1,0, zapuszczonych 13 m pod najniższy stan

wody (r. 664). Odtąd rozpowszechniły się fundamenty na studniach, mianowicie przy większych głębokościach fundowania. Jeden z najgłębszych wykonano w Indiach angielskich, dla mostu kolejowego na rzece Sutley, ma on 16 przęseł po 79,2 m, każdy filar stoi na trzech studniach zapuszczonych do 33,5 m pod poziom wody (r. 689). Będziemy jeszcze mówili o tym fundamencie w dalszym ciągu.

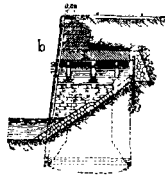
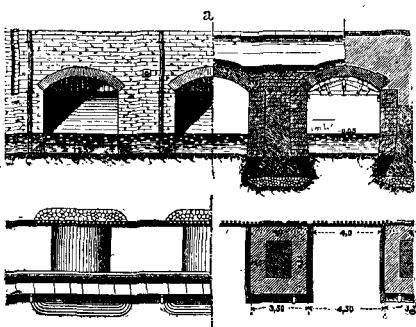
Najwłaściwszy kształt studzien jest kolisty. Przy tym kształcie opór na całym obwodzie jest jednakowy, i ważnem jest że bagrownica pracująca w środku, jest w jednakowej odległości od wszystkich punktów obwodu. Zapuszczanie studzien kolistych jest wskutek tego najłatwiejsze; zarzucają im jednak, że wskutek małych nierówności na powierzchni zewnętrznej, okazują przy zapuszczaniu ruch obrotowy (Brennecke s. 294).

Pod fundamenty bulwarów, lub innych murów znacznej długości, oraz do przyczółków, używane bywają studnie prostokątne (r. 665, 666), bo łatwiej połączyć je ze sobą niż studnie koliste. Przytem studnie prostokątne lub czworoboczne, a nawet wieloboczne niesymetryczne, dają się łatwiej zastosować do danego rzutu poziomego, niż studnie koliste.

664.



665.



R. 665 ZfB 1889 s. 258.

R. 666 Most na Dnie- strze w Zaleszczykach.

Podstawą studni muro- wanej jest wieniec (n. Brunnenkranz), tj. pierścień z drzewa, żelaza, lub betonu uzbrojonego, który wiąże studnię w płaszczyźnie po- ziomej, i zapobiega nieró- wnemu osiadaniu się ró- żnych punktów; ma przytem

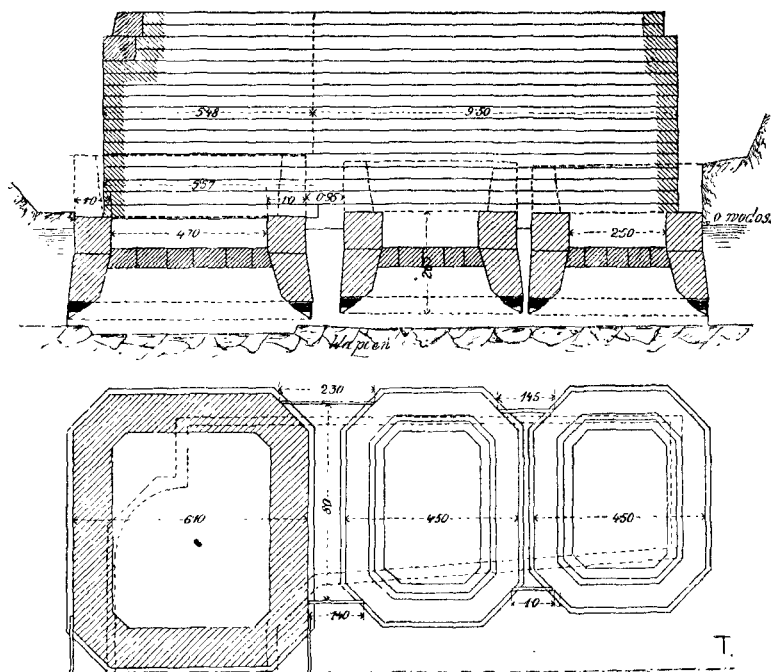
odpowiednią wytrzymałość na złamanie.

Wielkie studnie koliste łatwiej zapuszczają niż małe, opór bowiem wzrasta proporcjonalnie do średnicy, a ciężar wzrasta w wyższym stosunku, bo wraz ze średnicą powiększa się także grubość płaszczka. Przekonano się o tem przy bu- dowie kolei Oldenburgskiej; używano tam studzien do 6,5 m zewnętrznej średnicy (Willm st. 205). Filary mostu na Wiśle pod Toruniem, stoją na studniach o średnicy 5,65 do 7,22, i grubości płaszczka 0,81.

R. 667, most na Lenince, według planu c. k. kierownictwa kolei państwowych we Lwowie.

Wyjątkowy kształt który powstał przez łączenie studzien trójkami, widzimy na rys. 668, zastosowano go przy budowie bulwaru w Glasgowie.

666.

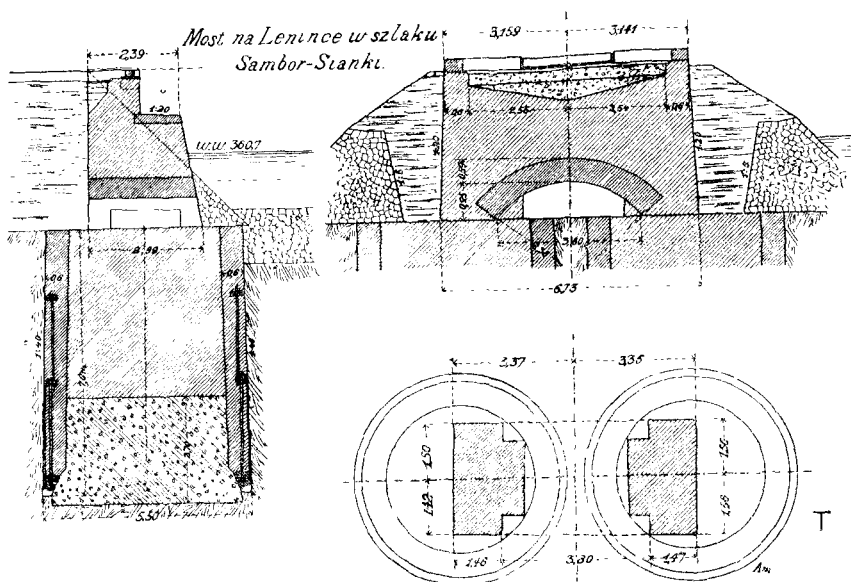


Wykonywano wreszcie wielkie studnie z kilkunastoma ścianami przedziałowymi, obejmujące cały fundament (r. 669, 670). Brenneke zestawia w następujący sposób dodatne i ujemne strony takiego urządzenia:

1. Osiągamy jednostajniejsze osiadanie budowli postawionej na studniach.

2. Zapuszczanie postępuje prędzej, bo w stosunku do oporu na obwodzie, ciężar jest większy.

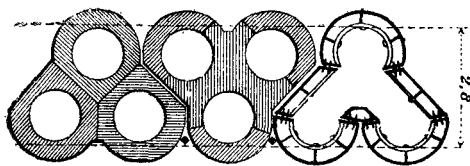
667.



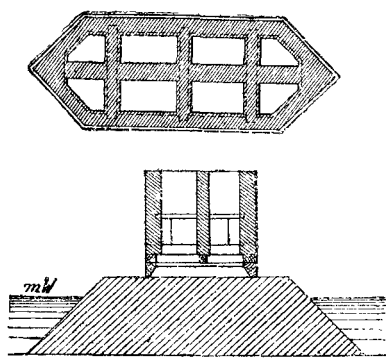
3. Pochylenie się studni mniej jest możebne.

4. O ile można wogóle wodę wypompować, środkowe przedziały przydatne są stale jako komory pomp; inne zaś można jednocześnie bez przerwy pogłębiać, murować i wypełniać betonem na sucho. Na ostatku wypełnia się betonem komory pomp; a mianowicie najprzód podwodnie, potem również na sucho.

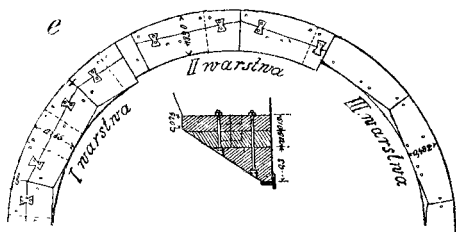
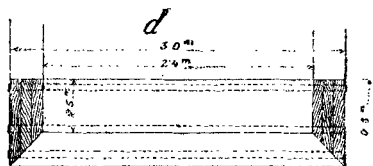
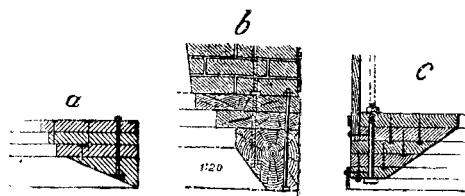
668.



669.



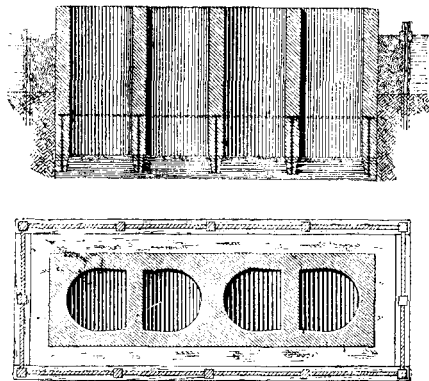
671.



Natomiast:

1. Zapuszczanie odbywać się musi z większą ostrożnością, bo jednocześnie pracuje się w kilku punktach, i w różnych odległościach od wieńca. Wieniec jest zatem w wyższym stopniu wystawiony


670.



na złamanie, a studnia na rozerwanie.

2. Fundament pochłania więcej muru, niż potrzeba w innym urządzeniu. Temu można jednak zaradzić, pozostawiając w nim próżnie.

3. Spuszczenie wielkiej studni na dno rzeki, jest trudne; mianowicie przy znaczniejszej głębokości wody.

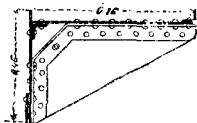
**b. Wieńce studzien** do 4 m zewnętrznej średnicy, bywają drewniane. Składane z dwóch lub trzech płaszczyzn brusów dębowych, wiązanych za pomocą śrub i gwoździ, z należyтым rozkładem szwów (r. 671 a—e). Przekrój wieńca jest trójkątny; ostrą krawędź u spodu tworzy się przez przytwierdzenie pasa blachy na obwodzie; ale lepiej użyć wzorówki  według rys. e, albo dodać kątówkę, bo połączenie samej blachy z brusami jest słabe. Rys. e przedstawia wieńce używane przy fundowaniu mostu na Wiśle pod Grudziądzem (ZfB. 1882 tb. 35).



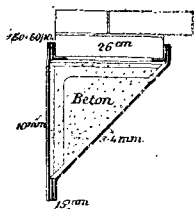
Zalecano też dodawać do wieńca u góry płaszcz z brusów pionowych (rys. c), 1,5 do 2,0 m wysoki, aby zmniejszyć tarcie; ale połączenie płaszczka z wieńcem jest słabe, a to samo osiągamy przez gładką wyprawę zewnętrzną powierzchni studni.

Gdy zewnętrzna średnica studni jest większa od 4 m, używane są przeważnie wieńce z blachy walcowanej i kątowników (r. 672). Kąt przy ostrzu dosyć mały, mniejszy od  $30^\circ$  jest korzystny, bo ułatwia wtłaczanie się wieńca w ziemię, i przystęp bagrownicy do ostrza wieńca. Taki kąt możliwy jest dopiero wtedy, gdy do zewnętrznej blachy walcowej, dodamy drugą stożkową blachę wewnętrzną (r. 673), a przestrzeń między nimi wypełnimy betonem.

672.



673.

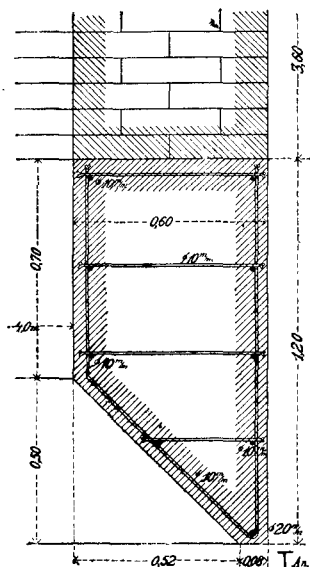


Żelazno-betonowe wieńce zastosowała firma Sosnowski i Zachariewicz przy fundowaniu mostu na Wisłoku w Strzyżowie (r. 674), i mostu na Czarnym Dunajcu w Nowym Targu (r. 675).

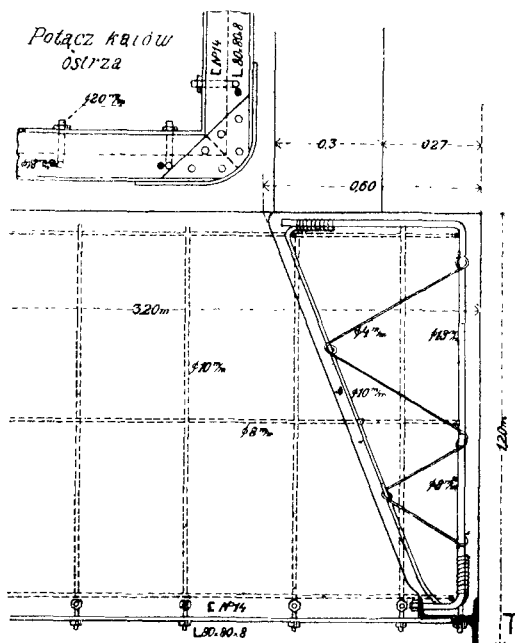
Wieńiec ma zwykle szerokość odpowiadającą tylko połowie lub trzeciej części grubości płaszczka studni. Od wieńca w górę, grubość muru wzrasta stopniowo do normalnej, i tworzy się w ten sposób stożek (rys. 666) ułatwiający bagrowanie przy obwodzie studni.

Przy studniach wielobocznych, krawędzie pionowe doznają większego oporu, i trudniej się zapuszczają niż środki ścian. Z tego powodu wieńce wieloboczne, bywają niekiedy w środkach boków wyższe i silniejsze niż

674.



675.



przy wierzchołkach. W takim razie środkowy przekrój może być obrachowany na moment zgięcia powstający wtedy, gdy prosta część wieńca zawieszona w obu końcach, unosi na sobie ciężar muru. Ta uwaga ma jednak obecnie małe zna-

czenie, ponieważ w nowszych budowlach przez wzgląd na łatwe zapuszczanie studni, używane są wieńce bardzo wysokie (r. 675, 708/9).

**c. Grubość płaszcza studni murowanej.** Przypuśćmy że studnia walcowa ma być zapuszczona w pokład przepuszczalny (r. 676). W głębokości  $t_1$  leży stan wody podziemnej, i do tej głębokości można doprowadzić wykop; następnie ma być studnia zapuszczona o dalszą głębokość  $t_2$  za pomocą bagrowania.

Wskutek wykonania wykopu i oprawy ścian jego, ściany studni do głębokości  $t_1$  nie są wystawione na ciśnienie ziemi; wszelako odstęp między ścianami wykopu i muru studni jest mały, a więc dla obrachowania ciśnienia ziemi z w poziomie wieńca, trzeba przyjąć obciążenie warstwą  $t_1$ . Według znakowania na r. 676 i tego co zapisano pod l. 33 na str. 398, mamy:

$$\left. \begin{aligned} z_1 &= \gamma_1 t_1 t g^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) \\ z_2 &= (\gamma_2 - 1) t_2 \cdot t g^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 1.$$

Te wyrażenia odnoszą się do ciśnienia na ścianę płaską (Engels CBI 1903); przyczem ciśnienie wody z obu stron równowazy się. Skoro zaś w studni murowanej mamy dwie powierzchni walcowe o średnicach  $d_1$  i  $d_2$ ,

więc zewnętrzne ciśnienie wody przeważa o  $\gamma t_2 \left( \frac{d_1 - d_2}{d_1} \right) = \Delta t_2$  na jednostkę powierzchni płaszcza. W poziomie wieńca mamy zatem ciśnienie jednostkowe

$$z = z_1 + z_2 + \Delta t_2^* \dots 2.$$

Na jednostkę wysokości pionowego przekroju studni, i w poziomie wieńca,

ciśnienie wynosi z  $d_1$ ; a opiera się temu ciśnieniu wytrzymałość na zgniecenie w przekroju  $(d_1 - d_2)$  1. Przyjmując w całej grubości muru ciśnienie jednostajnie  $\tau$ , mamy

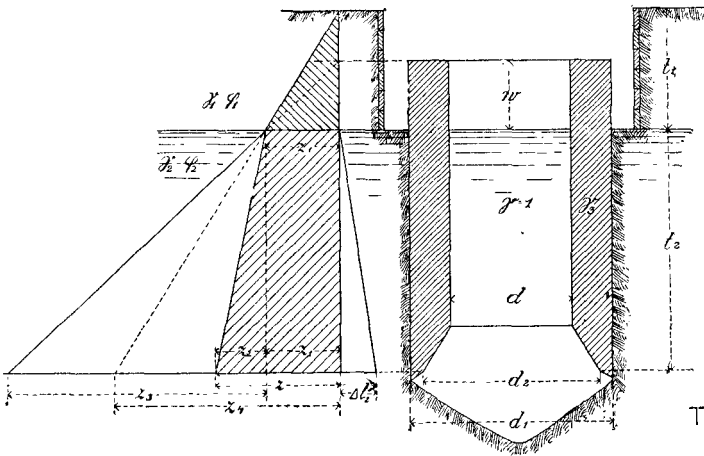
$$z d_1 = \tau (d_1 - d_2) \dots \dots \dots 3.$$

Niechaj będzie dla przykładu  $d_1 = 6 m$ , a wieńec tylko 30 cm szeroki, a więc  $d_2 = 5,4$ . Nadto według znakowania na rysunku 676 i uwag zapisanych na str. 397/8, przyjmijmy:

$$\begin{aligned} t_1 &= 2 m & \gamma_2 &= 1,8 & \varphi_1 &= 33^\circ & t g \varphi_1 &= 0,65 & t g^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) &= 0,295 \\ t_2 &= 8 m & \gamma_2 &= 2,0 & \varphi_2 &= 30^\circ & t g \varphi_2 &= 0,58 & t g^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) &= 0,333 \\ & & \gamma_3 &= 2,0 & & & & & & \end{aligned}$$

\* ) Na rys. 676 należy przesunąć strzałkę włączając  $\Delta t_2$  do z.

676.



Według tych liczb wypada z równań 1 i 2

$$z = 4,52 \text{ t/m}^2$$

a z równania 3

$$\tau = 4,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Ciśnienie jest zatem mniejsze od dopuszczalnego, nawet dla muru z cegły; tem więcej, że dla  $d_1 = 6 \text{ m}$  szerokość wieńca będzie zwykle większa od  $30 \text{ cm}$ . Jednakże aby nadać studni ciężar wystarczający do pokonania oporu przy zapuszczaniu, musimy zwykle wykonywać płaszcz bardzo gruby.

Tarcie wynosi w powyższych warunkach

$$\frac{2z_1 + z_2}{2} t_2 \cdot \pi d_1 \text{ tg } \varphi_2 = 209 \text{ tn}$$

a więc co najmniej tyle powinien wynosić ciężar studni. Rachując część  $t_2$  z ciężarem jednostkowym  $\gamma_3 - 1$ , a część  $w = 1 \text{ m}$  z ciężarem  $\gamma_3$ , oraz pomijając wewnątrzny stożek nad wieńcem otrzymamy

$$G = \frac{1}{4} \pi (d_1^2 - d^2) [(\gamma_3 - 1) t_2 + \gamma_3 w] = 209 \text{ t} \text{ a ztąd } d = 3 \text{ m}$$

czyli  $1,5 \text{ m}$  gruby mur. Wypadnie on jeszcze grubszy, jeżeli część  $w$  odpada przy końcu zapuszczania, gdy studnie kończą się w poziomie stanu wody; potrzeba wówczas obciążyć studnię tymczasowo.

Przez wypompowanie wody osuszamy teren leżący bezpośrednio przy studni, ale niższa część bryły od której zależy ciśnienie  $z_3$  w poziomie wieńca (r. 676), może być bodaj chwilowo nasycona wodą. Można więc wprowadzić do rachunku  $\gamma_2$  i  $\varphi_2$  przy obrachowaniu  $z_3$ , a  $\varphi_1$  przy obrachowaniu tarcia, jako możliwy warunek niekorzystny. W takim razie

$$z_3 = \gamma_2 t_2 \text{ tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) = 5,33 \quad z = z_1 + z_3 = 6,39 \quad \tau = 6,4 \text{ kg/cm}^2.$$

Grubość muru na wieńcu byłaby jeszcze wystarczająca, lub wymagałaby małego wzmocnienia. Tarcie wynosi  $364 \text{ tn}$ , ale cały mur ma teraz ciężar jednostkowy  $\gamma_3 = 2,0$ , i przy  $d = 3,0$  ciężar jego wynosi  $379 \text{ tn}$ .

Przez pompowanie zyskujemy zatem nie wiele co do pokonania oporu, a główna korzyść polega na ułatwionym przystępie do wieńca i usuwaniu przeszkód. Jeżeli zaś wskutek wypompowania wody powstaje pod wieńcem prąd i ziemia się usuwa, ciężar studni oznaczony w powyższy sposób może być niewystarczający do zapuszczania jej.

Na rys. 676 przyjąłszy studnię zapuszczaną na lądzie; jeżeli studnia stoi w wodzie, warunki co do zapuszczania mogą być korzystniejsze, o ile nie pompujemy wody; bo pomimo wielkiego ciśnienia poziomego, opór przy zapuszczaniu ( $\text{tg } \varphi_2$ ) może być mały. Natomiast po wypróżnieniu studni, powstają warunki podobne jak przy zapuszczaniu na lądzie.

Jeżeli pokłady są nieprzepuszczalne, woda zostanie wypompowana i wykop odbywa się na sucho, natenczas ciśnienie ziemi wypadnie nieco mniejsze, a tarcie większe niż w poprzednim przypadku; wszelako grubość płaszczu wyrachowana jak wyżej będzie mniejsza, z powodu ciężaru jednostkowego  $\gamma_3$  w całym murze.

Jeżeli jednak studnia jest u spodu szersza niż wyżej, a woda wypełni przestrzeń między ziemią a studnią, mianowicie przy zapuszczaniu pośród wody, powstaje wówczas pod wieńcem porywanie ziemi do wnętrza studni, i pomimo małego tarcia trudne zapuszczanie. Powrócimy do tego przedmiotu w dalszym ciągu.

Płaskie ściany studzien pracują jak belki pod ciśnieniem ziemi które wprost na nie działa; przytem każda ściana opiera się o dwie sąsiednie, i doznaje od nich ciśnienia podłużnego. Z obu przyczyn, powstają bliżej zewnętrznej powierzchni płaszcza siły ściskające. Przy wewnętrznej zaś powierzchni ciągnięcia i ściskania znoszą się po części, co zależy od kształtu studni. Jest to zwykle prostokąt, i rachunki odnośne nie wymagają wyjaśnienia. Ostatecznie wypadną ciągnięcia, które mogą wymagać znacznych grubości muru tylko przy użyciu cegły, przy prostokątach wązkich a długich, gdy woda ma być wypompowana, a pokłady są miękkie. Wytrzymałszy na ciągnięcie jest beton; ale w każdym razie, pomimo płaskich ścian zewnętrznych, korzystny jest wewnątrz kolisty kształt studni (r. 670 i 683), o ile nie utrudnia on bardzo przystępu do wieńca. W najgorszym razie należy zcinać lub zaokrąglać wewnętrzne kąty; podobnież zewnętrzne, dla zmniejszenia oporu przy zapuszczaniu (r. 666).

W niektórych nowszych budowlach wykonywano też płaskie mury płaszcza z betonu uzbrojonego; mianowicie gdy zamiast zapuszczania, przedłużano mur od spodu; a więc grubość płaszcza mogła być zastosowana tylko do wytrzymałości materyału, i małego w tym razie ciśnienia ziemi; o tem mowa w dalszym ciągu pod *m*.

Przy studniach zapuszczanych, wykonywane bywają mury znacznie grubsze niż wymaga przewidywane ciśnienie ziemi i opór; a to bez względu na ich kształt ale dla szybkiego zapuszczania. Różnica cen między murem a wypełnieniem studni nie jest tak wielka, żeby oszczędność w tej mierze była usprawiedliwiona. Niekiedy nawet, warunkiem miarodajnym jest tylko miejsce, potrzebne wewnątrz studni dla ruchów bagrownicy, lub dla wykonania innych robót; w tym celu zaś potrzeba w miarę głębokości 1,5 do 3 m miejsca.

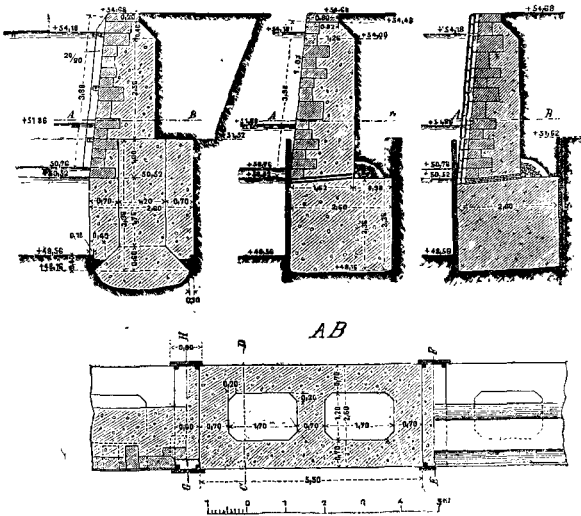
**d. Wykonanie płaszcza studzien zapuszczanych.** W dawniejszych budowlach, używano do studzien wyłącznie twardej cegły na zaprawie cementowej; w nowszych, coraz częściej widzimy beton. Można go używać w postaci bloków

przygotowywanych osobno, i tworzących wycinki pierścieni, a ustawianych na miejscu za pomocą żórawia (r. 668, bulwar Glasgow). Można też ubijać beton wprost na studni, między dwiema ścianami z desek które tworzą formę według wewnętrznej i zewnętrznej powierzchni płaszcza.

Studnie wykonane dla fundowania bulwaru portowego w Rinteln (r. 677, 678 CBl. 1902 s. 11), były prostokątne o wymiarach  $5,50 \times 2,60$  z betonu żwirowego ubijanego w skrzyniach drewnianych. Ściana poprzeczna dzieli studnię

na dwa szyby; w jednym pompowano wodę, w drugim pracował wyciąg na dwa kubły.

677.



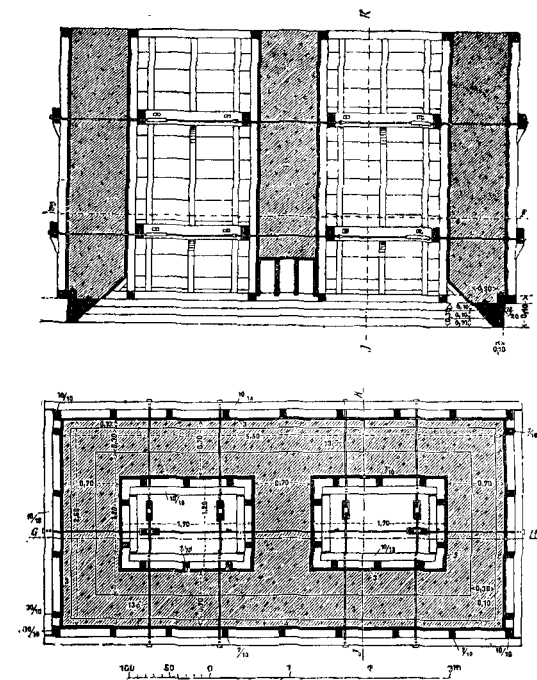
Zapuszczano je w pokład grubego i czystego rzeczno go żwiru, który wprost po wydobyciu ze studni używano do betonu. Jednocześnie zapuszczano trzy studnie, a dla każdej pracowała osobna pompa wirowa. Gdy zapuszczanie

678.

trzech studzien zbliżało się do końca, zaczynano natychmiast zapuszczać trzy następne; albowiem korzystając ze niższego stanu wody, można było z początku pracować bez pompowania.

Zapuszczenie do głębokości 3,36 w czystym żwirze, wymagało 5 dni, a więc wynosiło dziennie 0,6 do 0,7, a to w warunkach łatwych i typowych dla zastosowania studzien.

Studnie spoczywały na wieńcach drewnianych, których ustrój rozpoznać można z rysunku; sprawozdawca nadmienia, że były zbyt ciężkie. Rys. 678 przedstawia ustrój skrzyń, w których ubijano beton. Ściany ich ściągnięte były prętami żelaznymi. Dla łatwiejszego wyciągnięcia złożone były te pręty z dwóch części, i wewnątrz betonu okryte piaskiem. Żeby ubijanie betonu było wygodne, podwyższano ściany skrzyń stopniowo, w miarę potrzeby.



Odstępy między studniami 0,6 szerokie, były również wypróżniane od ręki. Zastawiano je od zewnątrz brusami bukowymi, które wbijano babą ręczną; do kierowania pionowego przybito na nich listwy. Do wypełniania odstępów betonem używano lejków, a do wypełniania studzien używano skrzyń.

Żelazno-betonowy płaszcz studni ma wielką wytrzymałość we wszystkich kierunkach, a więc w razie lokalnych przeszkód, daje zupełne bezpieczeństwo przeciw rozerwaniu studni, bez pomocy silnego ustroju wieńca. Mała grubość ścian ułatwia przystęp bagrownicy do zewnętrznego obwodu, ale mały ciężar może być powodem straty czasu.

Rys. 679, 680 przedstawia studnie żelazno-betonowe zastosowane przez firmę Sosnowski i Zachariewicz do fundowania mostu na Dniestrze w Haliczu (1908/9).\*) Mają one średnicę wewnętrzną 4,64, a płaszcz 20 cm gruby bardzo silnie uzbrojony. Na dolnych 30 cm, grubość płaszcza wzrasta do 28 cm u spodu wieńca, a to przez powiększenie zewnętrznej średnicy.

Uzbrojenie płaszcza tworzą dwie siecie 10 mm grubych drutów, pałączonych z wieńcem. Wieniec tylko 10 cm szeroki, składa się z kątówki i pierścienia blachy pionowej.

Studnie około 7,5 m wysokie wypełnione betonem, i pokryte żelazno-betonową płytą, spoczywają na pokładzie bardzo twardym; a skoro mają średnicę znacznie większą niż grubość filara, więc ciężar jego mógł być oparty na rdzeniu studni, a płyta żelazno-betonowa ograniczona do połączenia studzien.

\*) Projektował inżynier Stroński.

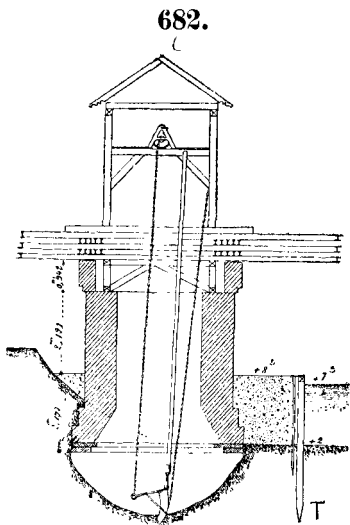


wozdawca wspomina, że aby uniknąć usuwania się cząstek ziemi pod betonem, wskutek bagrowania w studniach sąsiednich, wstrzymywano wypełnienie studzien aż do chwili, gdy zapuszczanie wszystkich studzien należących do jednej budowli oraz najbliższych sąsiednich, było zupełnie ukończone. Na spód studni rzucano około 1,5 m betonu w stosunku 1:4, za pomocą lejka. Po ośmiu dniach wypompowano wodę, i wypełniono resztę studni betonem 1:8, ubijanym na sucho.

Przy studniach prostokątnych, rozpowszechnione jest we Francji wykonanie z kamienia łamanego; w ten sposób, że mur tworzy liczne komórki, których wymiary leżą między 0,3 i 0,6. W miarę postępu roboty, wypełniają je betonem.

Mur studni musi się doskonale związać, zanim rozpocznie się zapuszczanie; z tego powodu murowanie i zapuszczanie nie postępują jednocześnie, lecz naprzemian. Jeżeli mamy wykonać wielką liczbę studzien w jednakowych warunkach, np. dla długiego bulwaru, można je podzielić na oddziały. Gdy pierwszy oddział jest zapuszczany, drugi twardnieje, a trzeci podwyższają mularze o wysokość wygodną w danym razie, tj. według narzędzi, wysokości rusztowań i innych miejscowych warunków. Przytem czas trwania roboty mularskiej, powinien być równy czasowi przeznaczonemu na twardnienie muru. Do tego zastosować trzeba siły robocze, i liczbę studzien w jednym oddziale.

**e. Zapuszczanie studzien** odbywa się przy pomocy ich ciężaru, i w miarę potrzeby dodatkowego obciążenia (r. 682). Jeżeli przytem wierzchnie warstwy, z powodu mniejszej zawartości wody stawiają większy opór tarcia niż warstwy głębsze wodą nasycone, to dolna część płaszcza studni murowanej lub betonowej, może się oderwać od górnej. Po części zapobiega temu spójność muru, ale zwykle potrzeba odpowiedniego związania w kierunku pionowym. Rozumie się że jest ono zbyt cenne dla studzien z płaszczem żelazno-betonowym.

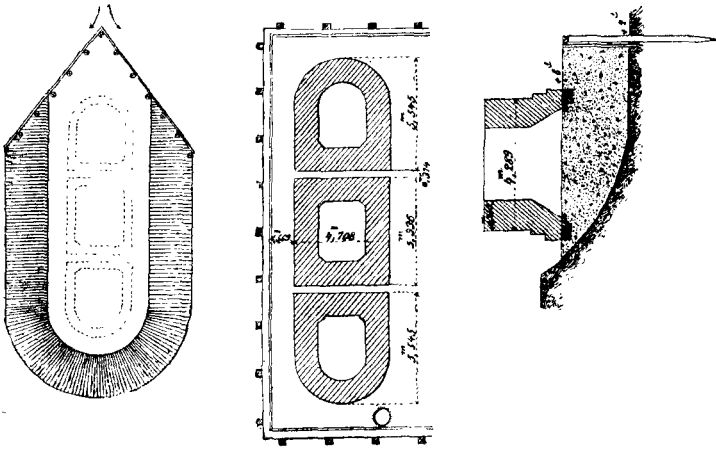


Do pionowego wiązania służą pręty żelazne, wyprowadzone od wieńca w górę, w odstępach 1,5 do 3 m mierząc w kierunku obwodu studni (r. 664, 688 i 695). Są one 3 do 6 m długie, zakończone śrubami i kończą się w jednym poziomie, w którym na murze studni leży pierścień żelazny (najlepiej z dwóch kątowników). Pręty napręża się za pomocą naśrubków opieranych na pierścieniu, a powyżej można je przedłużyć lub założyć nowe pręty dla wyższej części płaszcza.

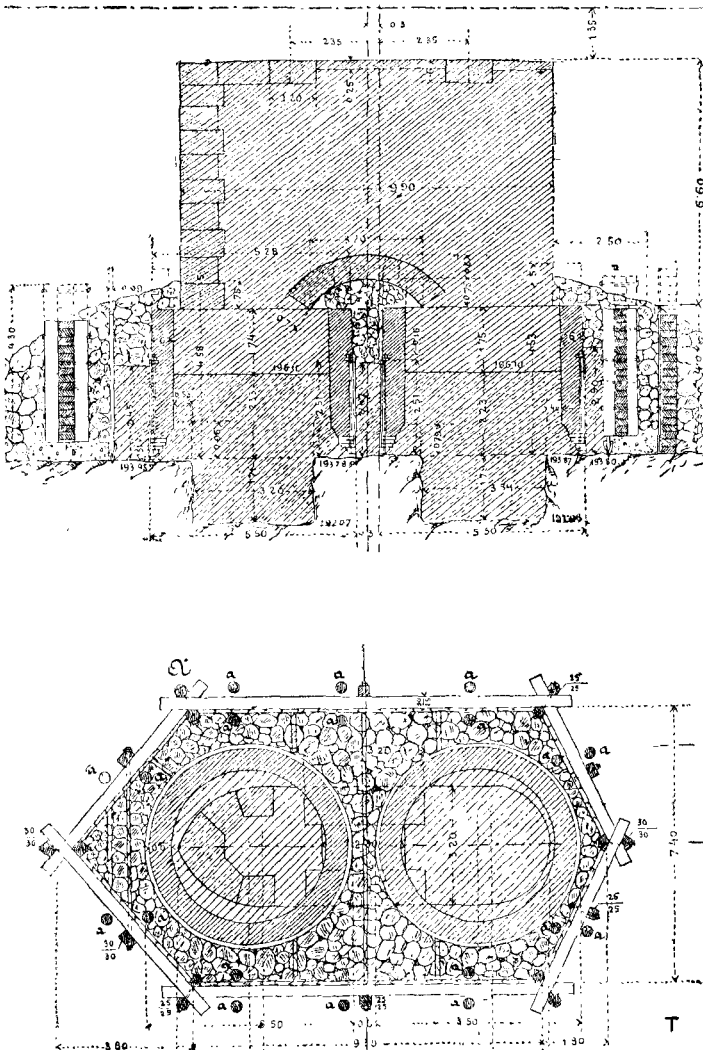
Zapuszczanie studni na lądzie, zaczyna się od wykonania wykopu o ścianach pionowych, z oprawą ciesielską; wykop kończy się w poziomie wody podziemnej. Na spodzie wykopu układamy wieńiec, i na nim wznosimy mur studni do wysokości w danym razie dogodnej; poczem rozpoczyna się dalszy wykop przy pomocy pompowania, lub bagrowania pod wodą.

W pokładach nieprzepuszczalnych, można zapuszczać studnie przy pomocy pompowania, i wykopu na sucho. Do pompowania w studniach przydatne są przyrządy zajmujące mało miejsca i dające się szybko ustawić. Z tego powodu, jakoteż dla ograniczonej wysokości ssania, mniej właściwa jest pompa wirowa, po-

683.



684.



Rys. 684 przedstawia fundowanie filara l. 10, dla przebudowania i po-

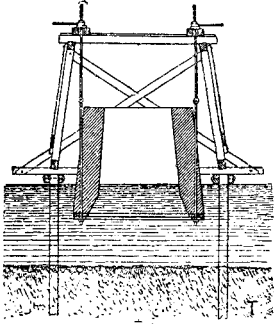
mimo wielu jej zalet w innych warunkach. Skoro więc dopływ jest tak silny, że potrzeba użyć pompy wirowej, lepiej zaprzestać pompowania i do dalszej roboty użyć bagrownicy. (Br. s. 334).

Przy wykonaniu studni pośród wody, ażeby bodaj w przybliżeniu uzyskać równie korzystne warunki jak na lądzie, można utworzyć wyspę, czyli tymczasowy nasyp, zasłonięty od prądu faszynami, narzutem, ścianą układaną z desek opartych o pale, lub palisadą (r. 683). Na nasypie potrzeba dookoła studni przynajmniej 1 m miejsca, pomimo że roboty pomocnicze odbywają się obok, na rusztowaniu lub na galarach. Nasyp wznosi się zwykle tylko nie wiele ponad średni stan wody, zabiera jednak znaczną część jej przekroju, spiętrza wezbrania, a na rzece górskiej może być porwany. Jeżeli wówczas studnia jest już dosyć głęboko zapuszczona w łózysko rzeki, porwanie nasypu może być obojętne dla postępu robót; jednakże w ciasnych korytach rzek górskich z powodu spiętrzenia wezbrań, a na większych rzekach w obec żeglugi, zastosowanie nasypu do zapuszczania studzien bywa niemożliwe.



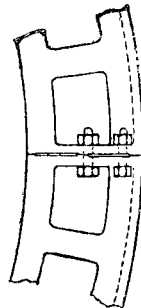
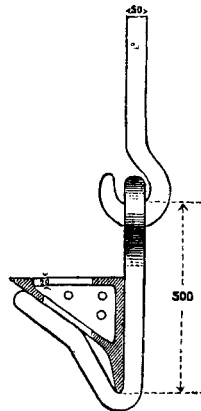
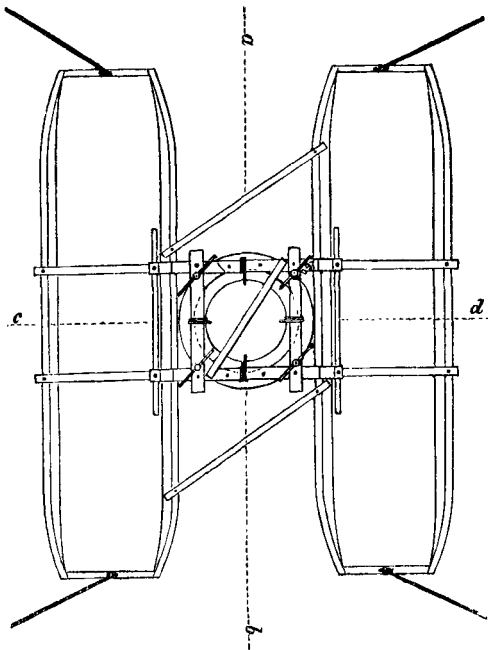
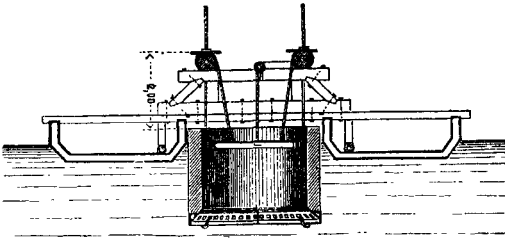
większenia mostu na Dniestrze pod Niżniowem (1895/6)\*). Zamiast nasypu, zatopiono skrzynię z belek utrzymaną przez podwójne pale, i wypełniono ją gliniastą ziemią. Pierwsze wykonanie nie powiodło się; słabe pale oparte na powierzchni skały, nie wytrzymały uderzenia prądu i zostały porwane. Przy powtórnym wykonaniu ściągnięto skrzynię w poprzek śrubami, a zewnątrz otoczono ją narzutem. Skrzynia wznosiła się tylko 1 m nad niski stan wody.

685.



Skoro zastosowanie wyspy przedstawia zbyt wielkie trudności, wówczas studnia, a najprzód jej wieńiec, zawieszony być musi na łańcuchach lub prętach żelaznych. Opieramy je na stałym rusztowaniu (r. 685), albo przy słabym prądzie a dostatecznej głębokości wody, na galarach (r. 686 CBl. 1882 s. 83). Na wiszącym wieńcu murujemy, i stopniowo spuszczaemy go wraz z murem na dno rzeki, utrzymując wierzch muru nad powierzchnią wody. Robotę mularską ułatwia tratwa

686.



T

ułożona na wodzie wewnątrz studni, i trzymana poziomo na linach. Do zaprawy użyty być musi szybko wiążący cement, a do spuszczenia muru służą przy łańcuchach wielokrążki, a przy prętach śruby. W ten sposób dochodzi studnia do oparcia na terenie.

W obu razach (r. 685 i 686), nie obejdzie się bez zastłony od prądu i pływających cięższych przedmiotów.

Bardzo często nie mamy dosyć wielkich łodzi, lub dosyć silnych przyborów, żeby zawiesić płaszcz studni według rys. 686. W takim razie dogodnie jest dodać studni szczelne dno (r. 687), żeby mogła pływać. Dno takie można wykonać za pomocą drewnianego sklepienia, na zaprawie ze smoły; po oparciu studni na terenie, trzeba wpuścić do niej wodę i dno usunąć.

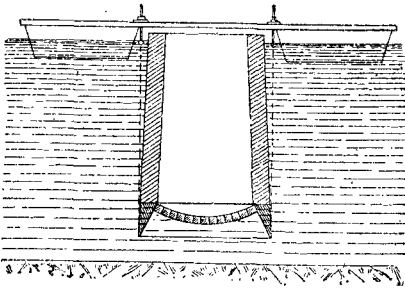
\*) Otrzymałem od Starsz. Inspek. kol. państw. p. S. Loreta.

To sklepienie powinno mieć opór na wieńcu, a nie na murze płaszcza; albowiem mur nie wytrzymałby parcia poziomego. Jeżeli  $\gamma$  jest jednostkowy ciężar muru,  $r_1$  i  $r_2$  zewnętrzny i wewnętrzny promień studni, to ciężar wypchniętej wody jest równy ciężarowi muru, skoro  $r_2 = r_1 \sqrt{\frac{\gamma - 1}{\gamma}}$ ; ale wówczas studnia prze-  
waża jeszcze ciężarem wieńca. Ze względu na ciężar potrzebny do zapuszczania, małe studnie będą cięższe, wielkie będą lżejsze niż wymaga ten stosunek promieni. Małe obciążenie galarów będzie przytem pożądanę, bo ułatwia utrwalenie osi studni. W miarę potrzeby, można w tym celu wpuścić do studni nieco wody; w ten sposób również można regulować jej zanurzenie, jeżeli jest za małe. Na galarach można wygodnie mięszać beton lub zaprawę, i wykonywać roboty pomocnicze.

Bardzo ważne ulepszenia techniki zapuszczania studzien pośród wody, dokonane zostały przy sposobności zastosowania studzien żelaznych; poznamy je w dalszym ciągu pod *i* i *k*.

W pokładach przepuszczalnych, pompowanie wody pozwala wypróżnić studnię tylko do niewielkiej głębokości; zwykle 1 lub najwyżej 2 m niżej zewnętrznego stanu wody. Jakkolwiek zatem przy małej głębokości, wykop na sucho jest bardzo wydajny i tani w porównaniu do bagrowania, jest on jednak możliwy tylko w pokładach nieprzepuszczalnych, lub w suchych nasypach. Natomiast w pokładzie przepuszczalnym, powstaje wskutek pompowania prąd, który płucze ziemię i porywa ją do wnętrza studni. Przy fundowaniu filarów dla mostu kolei państwowej na rzece Sole (1883), o ile usi-

687.



łowano wypompować wodę, wydobywano objętości wykopu 4 do 5 razy większe od tych, jakie zajmowały studnie. Przytem studnie pochylały się wierzchem przeciw prądowi rzeki, co było dowodem że prąd płukał żwir pod studnią.

Bardzo często powstają przytem ruchy ziemi, i powiększa się opór tak, że niepodobna wywołać zapadania się studni pomimo bardzo uciążliwego wzruszania ziemi pod wieńcem. Musimy zatem zaprzestać pompowania, wpuścić wodę do studni, i pogłębiać dalej bagrownicą.

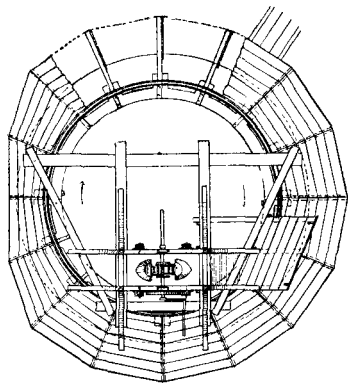
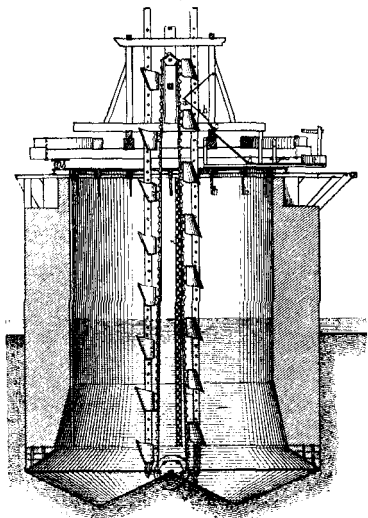
Po wyrównaniu wewnętrznego i zewnętrznego stanu wody, zapuszczanie studni postępuje prędzej. Bagrownica tworzy w środku studni kotłinę, której głębokość wynosi przynajmniej  $\frac{2}{3}$  szerokości studni; jednocześnie ostrze wieńca zcina wązki pas ziemi pozostający przy obwodzie, i ten materiał zesuwa się po pochyłości do środka.

Po wyrównaniu wewnętrznego i zewnętrznego stanu wody, zapuszczanie studni postępuje prędzej. Bagrownica tworzy w środku studni kotłinę, której głębokość wynosi przynajmniej  $\frac{2}{3}$  szerokości studni; jednocześnie ostrze wieńca zcina wązki pas ziemi pozostający przy obwodzie, i ten materiał zesuwa się po pochyłości do środka.

Najczęściej używamy w studniach bagrownic drągowych, r. 682 (według ZfB. 1876 most na Wiśle pod Toruniem), bo łatwo dają się przestawiać w dowolne punkty. Bagrownice łańcuchowe są przydatne głównie do miękkiego i drobnoziarnistego materiału, i tylko wtedy praktyczne, gdy są urządzone do przesuwania wzdłuż obwodu studni, (r. 688. Most na Wiśle pod Grudziądzem ZfB. 1882) albo do pochylenia, jak rys. 198 pod l. 6. W małych studniach używamy chwytaczy (l. 6 B). W studniach przedstawionych na r. 689 pracowano bagrownicą

Gatmell. W płynnym piasku lub w miękkim namule, bardzo są korzystne bagrownice działające prądem wody (l. 6 *D* i *E*). Gdy w środku studni zacięty zostanie pokład wytrzymały na którym studnia ma spocząć, potrzeba koniecznie podbierać ziemię na obwodzie, żeby cały wieniec oparł się na rzeczonym pokładzie. W łatwych warunkach, wystarczą do tego bagrownice drągowe, w trudnych zaś nie obejdziesz się bez użycia nurków. To się trafia mianowicie, gdy materiał jest za twardy dla bagrownicy drągowej, gdy stoimy na powierzchni skały którą trzeba wyrównać, i t. p. Również w ciągu całego zapuszczania może być chwilowo potrzebna pomoc nurków, gdy na przeszkodzie stanie wielki kamień, lub kłoda drzewa.

688.



Wysokie i ciężkie studnie przecinają mniejsze kłody drzewa ostrzem wieńca, o ile pokłady ziemi stawiają mały opór przeciw zapuszczaniu studni. W przeciwnych warunkach, zastosować trzeba jeden ze sposobów opisanych pod l. 7, ale znane są przypadki, w których nawet przy pomocy nurków, nie zdołano usunąć takiej przeszkody, i zaszła konieczność zastosowania zgęszczonego powietrza (l. 38 *B*).

Wspominałem już pod *d*, że murowanie płaszcz i bagrowanie, odbywają się na przemian; ale w każdym przypadku rozważyć trzeba, czy należy murować płaszcz częściowo, czy też odrazu na całą wysokość. Co do tego pytania, podaje Brennecke (1887 str. 170) następujące uwagi:

„Częste krótkie przerwy, więcej podnoszą kosztą robót niż przerwy dłuższe a mniej liczne. Jeżeli więc zważymy że zmiana rodzaju roboty wywołuje zawsze taką przerwę, że nadto prawie nigdy nie obejdziesz się bez dodatkowego obciążenia (r. 682, 689), które dla ponownego podwyższenia muru musi być za każdym razem usuwane, to pożądane jest wymurowanie odrazu całego płaszcz (r. 689, An. Tr. pbl. 1882 tb. CXXVII) który zaraz z początku daje silne obciążenie. W takim razie, trzeba podnosić wykop wyżej niż wymaga stan wody; ale wynikająca ztąd strata mniejsza jest od uzyskanych korzyści“. Ważniejszą jest może ta okoliczność, że wysoka studnia

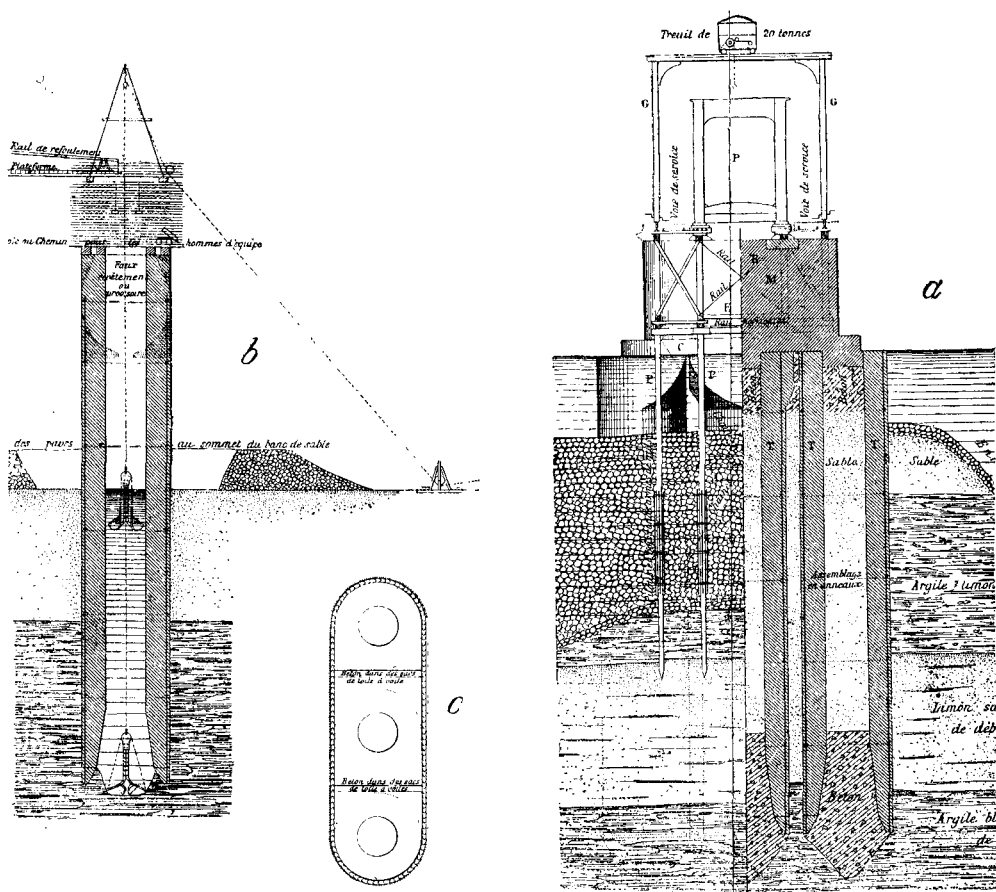
jest mniej stateczna, i przy początku zapuszczania łatwiej może się pochylić, bo jej środek ciężkości leży wysoko.

Jeżeli murujemy częściowo i musimy za każdą przerwę ponownie obciążać studnię do bagrowania, ważnem jest żeby przytem jak najmniej podnosić ciężary. W tym celu zaleca Brennecke układać je na wiszącej podłodze (r. 690). „Skoro wskutek zapadania się studni belki zbliżają się do ziemi, można przykręcać śruby, skracać łańcuchy wielokrążkami i t. p. Gdy potrzeba jednostronnego obciążenia, łatwo je otrzymać przez podparcie belek z jednej strony, a większe obciążenie z drugiej“. O ile obciążenie potrzebne jest przy końcu zapuszczania, urządzenia takiego nie można zastosować, bo wówczas wierzch studni leży pod

terenem; natomiast byłoby ono korzystne przy studniach przedstawionych na rys. 689 i nie tylko z powyższego względu, ale przede wszystkim dla większej stateczności. Studnie te były wykonane w trzech częściach (Debauve str. 218—222).

„Jeżeli odrazu murujemy całą studnię, łatwiej nadać jej dokładnie przepisany kształt, i gładko wykonać powierzchnię zewnętrzną. Przy częściowym murowaniu jest to trudniejsze; bo gdy zaczynamy murować, wierzch studni nie zawsze jest dokładnie poziomy, a z części zapuszczonej tylko brzeg wystaje z ziemi. Ażeby uniknąć większych niedokładności, należy na zewnętrznej powierzchni wmurować gładko 4 łąty, i przymocować je żelazem. Na nich

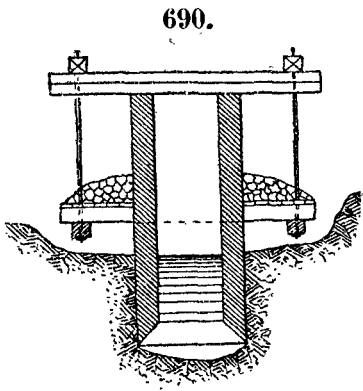
689.



narysować należy podziałki mierzone od dolnej krawędzi wieńca, a przez rozparcie lekką ramą z łąt, utrzymywać je trzeba we właściwym położeniu. Na czas bagrowania łatwo taką łątę zdjąć, a do ponownego murowania znowu założyć. Łąty ułatwiają mularzom dokładne wykonanie zewnętrznej powierzchni, a podziałki na nich wskazują głębokość i postęp zapuszczania, oraz pionowy kierunek studni“.

(Br.)  
 Przy jednostajnym przebiegu roboty, dzienne zapuszczanie studni o 0,3 do 0,5 m, uważane bywa jako zadowalniające; zapuszczanie o 1 m dziennie, uchodzi za bardzo szybkie; gdy zaś napotykamy przeszkody, mijają dnie i tygodnie, w ciągu których zapuszczanie mierzy się zaledwie na centymetry.

Powodem powolnego postępu pracy jest, że podczas bagrowania czerpiemy daleko więcej wody niż ziemi. Pompujemy zatem, tak jak w poprzednim perjodzie zapuszczania, tylko słabiej. Prąd wody porywa do wnętrza studni cząstki ziemi, i przekonano się że objętość wydobytego wykopu jest  $1\frac{1}{2}$  do 3 razy a nawet 5 razy większa od objętości wypchniętej przez studnię (Willm str. 214). Wiadomo też, że przy studniach o ścianach płaskich, stosunek ten jest wyższy niż przy okrągłych. Brennecke podaje (1906 s. 335/6) że przy zapuszczaniu w płynny piasek, drżenie wywołane przez przejazd ciężkiego wozu, może wywołać gwałtowny napływ piasku do studni. Ztąd pochodzi pęknięcie i zapadanie się sąsiedniego terenu, spostrzegane w odległości 15 do 20, niekiedy nawet do 30 m. Jest ono niebezpieczne dla sąsiednich budowli, a nawet dla nowego fundamentu szkodliwe. Z tego powodu gdy sąsiednie studnie zapuszczane są w małych odstępach i kolejno po jednej, natenczas tylko pierwsza doznaje oporu symetrycznego; każda zaś następna znajduje się po części w materiale wzruszonym przez



poprzednią, a po części w materiale naturalnym. Opór mniejszy okazuje się zatem od strony studni pierwszej zapuszczonej, i dla tego każda studnia następna pochyła się wierzchem i zbliża do poprzedzającej. Należy więc starać się o uzyskanie oporów symetrycznych; gdy np. filar ma stać na trzech studniach, należy najprzód zapuścić pierwszą i trzecią, potem środkową. Gdy filar ma spoczywać na dwóch studniach, należy zapuszczać obie jednocześnie. Wreszcie przypominam to co zapisane było na str. 459, o studniach żelazno-betonowych w Berlinie (r. 681), i na str. 463 o studniach zapuszczanych w korycie rzeki Soły.

Opisane powyżej zasadnicze wady zapuszczania studzien, starano się usunąć lub złagodzić w rozmaity sposób.

Najwięcej rozpowszechniony jest zwyczaj wykonywania studni nieco szerszej u spodu niż wyżej, ażeby zmniejszyć tarcie; widzimy to na kilku rysunkach powyżej podanych, a wspominałem już o tem pod c na str. 456. Powstaje wówczas między ziemią a ścianą studni miejsce puste, które może być powodem usuwania się ziemi, a wtedy sposób ten zamiast zmniejszyć opór, powiększy go. Mianowicie objawi się to w miękkim muł lub w płynnym piasku; a więc w takich przypadkach w których zachodzi największa potrzeba zmniejszenia oporu, sposób powyższy jest raczej szkodliwy niż pożyteczny. Stożkowatość przyjęta na całej wysokości studni (r. 681), zmniejsza rzekomo tarcie przez cały czas zapuszczania, bo przestrzeń pusta za płaszczem ciągle się powiększa; ale to właśnie ułatwia bezustannie usuwanie się ziemi. Mamy też liczne sprawozdania donoszące, że sposób ten zupełnie zawodził.

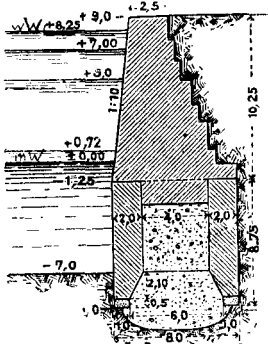
Sądzę więc że można go używać tylko u spodu studni na 1 m wysokości, w pokładach dosyć spoistych, i przy małym nacisku wody; dając przytem rozszerzenie bardzo małe, np. na 2 lub 3 centymetry, ponad wymiary wyższej części studni.

Inżynier Goerke podaje nowy sposób, obmyślany głównie dla studzien o ścianach płaskich (CBl. 1903 i 1904; patent niem. l. 128410). Otacza on studnię

płaszczem z brusów drewnianych poziomych 5 cm grubych (r. 692). Pionowe belki 25 cm grube, utrzymują brusy w stałym odstępnie od muru, a płaszcz ten kończy się około 1 m niżej dolnej krawędzi wieńca. Jest on połączony z murem i z wieńcem studni za pomocą śrub, i razem z nią zapuszczany; a więc wieńiec studni nie opiera się na ziemi podczas zapuszczania, i nie zacina jej, bo czynność ta przeniesiona jest na płaszcz drewniany.

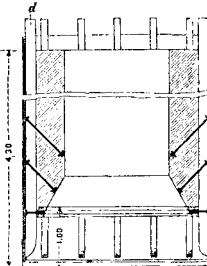
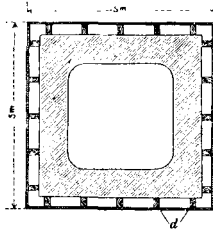
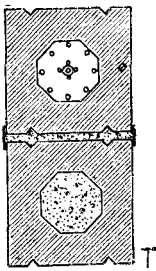
Autor systemu utrzymuje, że płaszcz zapobiega usuwaniu się materiału leżącego zewnątrz studni; że w praktycznym zastosowaniu, wybagrowana objętość nie była większa od objętości wypchniętej przez płaszcz. Jednakże działanie to zależy od gatunku pokładu przecinanego przez studnię; polega ono bowiem na oporze niewzruszonej jeszcze bryły ziemi, znajdującej się wewnątrz płaszczu, a niżej wieńca. Płaszcz ułatwia bagrowanie; bo kotlina którą tworzy bagrownica może być głębsza. Płaszcz ułatwia zapewne usuwanie przeszkód, bo pozwala je

691.



dosięgnąć pod mniejszym kątem nachylenia do pionu. Zmniejszenie tego kąta wydaje mi się przeto ważniejsze, niż odstęp płaszczu o 25 cm od ściany studni, utrzymywany przez belki pionowe; a jeżeli tak jest, należy zamienić płaszcz drewniany na żelazny; a to w postaci silnego podwyższenia wieńca wypełnionego betonem. W górę prowadzić warto płaszcz żelazny najwyżej do tego poziomu, w którym mur studni ma już pełną grubość. Taki płaszcz łatwiej zastosować do studzien kolistych niż płaszcz drewniany. To samo urządzenie widzieliśmy w ustroju studni na rys. 215, przy opisanu bagrownicy Jandina. Po ukończeniu zapuszczania, łatwo

692.



usunąć resztę ziemi pozostałą wewnątrz płaszczu, i wypełnić całą przestrzeń betonem.

Sposób Goerkego jest ulepszeniem zapuszczania studzien, przez wyzyska-

nie oporu bryły zaciętej przez dodatkowy płaszcz. Nie usuwa on jednak przyczyny złego, tj. czerpania wody i prądu, powstającego wskutek bagrowania.

Schmidtbauer (D. I. V. 1895 st. 1335) zamyka światło studni u spodu za pomocą płyty żelaznej, a przez otwory jej, przeprowadza 4 lub więcej rur od ssących pomp piaskowych. Rury te prowadzi nad płytą tuż przy sobie w osi studni, pod płytą zaś rozsuwa je i rozdziela jednostajnie na całą podstawę. W razie pochylenia się studni, można zamknąć rury działające po stronie pochylenia, a za to mocniej ssą po stronie przeciwnej i naprostować studnię (Wlm str. 214). Powyższe urządzenie nie przedstawia jednak żadnego zasadniczego ulepszenia; w razie zaś napotkania przeszkody pod wieńcem, lub potrzeby wydobycia większego przedmiotu, płyta zamykająca spód studni jest dodatkową zawadą, która musi być usunięta.

Natomiast ważne ulepszenie w zapuszczaniu studzien, dokonane zostało w Calais (1889) przy budowie bulwarów portu; opis przy rys. 217. Wzruszano tam bowiem ziemię prądem od pomp tłoczących; a więc nie czerpano wody ze studni. Studnie były zewnątrz kwadratowe, wewnątrz ośmiokątne (r. 691); największe miały zewnątrz 8 m w kwadrat i 2 m grube mury. Wieńce były betonowe bez powłoki żelaznej.

Pompowaniem można było zejść najwyżej na 1,25 m pod niski stan wody, a do zapuszczania były warunki stosunkowo korzystne, o ile na pewnej części budowy pokład ziemi składał się z czystego drobnego piasku. Głębokość zapuszczania wynosiła po części 8 m, i tę wykonano na dwa zawody po 4 m. Niektóre studnie zapuszczano 11 m głęboko, i tę robotę wykonano na 3 zawody.

Małe studnie 4, lub 4,5 w kwadrat, — zapuszczano średnio 6,5 do 7 m w ciągu 23 godzin; czyli, dla porównania z liczbami powyżej podanymi, znaczy to 2,8 do 3 m na 10 godzin roboczych. Zapuszczanie wielkich studzien na 8,75 m głęboko, wymagało średnio 45 godzin; a więc zapuszczano prawie 2 m na 10 godzin roboczych. Koszta zapuszczania wyrachowane średnio dla wszystkich studzien, wynoszą tylko 3 korony na 1 m<sup>3</sup> studni.

Studnie stoją w małych odstępach po 0,4 m; aby uzyskać symetryczny opór nadano im liczby porządkowe, i zapuszczano najprzód studnie o liczbach parzystych, potem o nieparzystych. Wypełnienie studzien betonem wykonano podwodnie, do 1,5 m pod wierzch studni. Ażeby wypełnić betonem odstępy między studniami, zamykano je z obu stron blachą. Blachy te zapuszczano prądem wody, i tym samym sposobem wypłukiwano z odstępów piasek. Dla powiększenia szczelnego połączenia betonu ze studniami, przygotowane były w przyległych ścianach po dwa wręby, widoczne na rysunku. Po wypełnieniu odstępów betonem, blachy zostały usunięte.

Wykazany powyżej pośpiech roboty, osiągnięto głównie przez to, że przy bagrowaniu nie wyciągano wody z pokładu ziemi, lecz pompy tłoczące dostarczały jej zawsze tyle, wiele wyciągała pompa wirowa. (CBl. 1890 s. 69). Inne zastosowanie tej samej zasady, poznamy pod *k* w dalszym ciągu.

**f. Wypełnianie studzien.** Jeżeli zapuszczanie odbywało się przez wykop na sucho z pompowaniem wody, to można też wypełnić studnię przez wymurowanie, pompując dalej; przytem zachować należy ostrożności opisane pod l. 14 i 23. Słaby dopływ wody w postaci źródeł wychodzących ze szczelin od spodu, można niekiedy bardzo dokładnie zatamować przez ubijanie suchego betonu szybko wiążącego, o grubości 0,5 do 1,0. Wówczas przy dalszej robocie, niema pompowania wody. Jeżeli zaś to się nie powiedzie, a więc pompowanie byłoby potrzebne podczas murowania, w takim razie „lepiej wpuścić wodę, i sypać beton pod wodą; i to nawet w takich studniach, które były zapuszczane na sucho. Czynności bowiem połączone z pompowaniem, są przeszkodą do dobrego wykonania muru. Toż samo odnosi się do przypadków, w których piasek został przez pompowanie wzruszony. Po ukończeniu zapuszczaniu, należy wypełnić studnię wodą, bo przez wpuszczenie wody i wyrównie ciśnienia, piasek może się znowu trwale ułożyć“ (Br).

Przy wypełnianiu dolnych części studzien które były zapuszczane przez bagrowanie, betonowanie podwodne jest zasadą ogólną, jak już wspomniałem na początku. Skoro wysokość bryły betonu jest równa głębokości wody w studni,

podzielonej przez ciężar jednostkowy betonu, to ciężar betonu równoważy ciśnienie wody. Ten beton, — usypany za pomocą lejka, — pozostawić należy w spokoju 2 do 3 tygodni, jeżeli do betonu używaliśmy zaprawy wolno wiążącej, i słabo hydraulicznej. W przeciwnym razie wystarczy 4 do 8 dni; poczem wy-czerpawszy wodę, wypełniamy resztę studni betonem lub murem na sucho.

Mur wewnętrzny osiada się zwykle więcej niż płaszcz; oddziela się zatem od wewnętrznej powierzchni płaszczka, i pożądane jest bardzo staranne wykonanie tego muru. Najgorszą zaś częścią tego fundamentu jest beton podwodny, bo ten osiada się najwięcej. Z tego powodu korzystnym jest ograniczenie betonu podwodnego do najmniejszej możliwej wysokości, choćby oszczędność wynikająca z różnicy cen, nie zasługiwała na uwagę. Jeżeli więc wewnątrz studni, zaczynając od wieńca, powierzchnia płaszczka wysuwa się ku środkowi i tworzy stożek, jeżeli powierzchnia tego stożka jest o tyle szorstka lub wykonana w stopniach, że daje pewność połączenia się z betonem, dostatecznego dla przecięcia prądu, to można przyjąć, że część ciśnienia wody, pokonana będzie przez ciężar płaszczka, i zmniejszyć w odpowiednim stosunku warstwę betonu podwodnego.

Stosownie do powyższego, nie należy używać piasku lub żwiru do wypełnienia studni, bo rdzeń taki będzie się więcej osiadał niż płaszcz. Znane są jednak przykłady wielkich budowli, w których nie wahano się wykonać rdzeń z piasku (r. 664 i 689). Studnie na rys. 689 są tylko u spodu na 6 m a u góry na 3,60 wypełnione betonem, zresztą piaskiem. Podobnie olbrzymia studnia w porcie Heysham wspomniana na początku tego rozdziału, jest u spodu na 4,5 m, u góry na 4 m, wypełniona betonem, a w środku na 8 m piaskiem. Co do pierwszych, inżynier przyjął zapewne że skoro piasek się osiadzie, płaszczki studzien przedstawiać będą powierzchnię dostateczną do utrzymania ciężaru mostu. Bulwar zaś w porcie Heysham 13 m wysoki, opiera się po części na płaszczku, po części na rdzeniu studzien. Urządzenia tego niepodobna usprawiedliwić (patrz l. 38 B).

**g. Powierzchnie odstępy i łączenie studzien.** Najmniejszą powierzchnię studzien potrzebną w danym razie, można otrzymać z jednostkowego obciążenia gruntu, jakie mieć chcemy na podstawie studzien; ale zależy ona także od wymiarów danych przez budowlę, od miejsca potrzebnego do pracy wewnątrz studni, oraz od zamierzonego sposobu łączenia studzien.

Studnie stawiane w małych odstępach (0,4 do 0,8), łączono dotychczas za pomocą płyt, i wspornikowo wysuniętych ciosów rys. 664 i 689, co pozwala ograniczyć się do małej wysokości ustroju. Przy studniach kolistych, ten sposób łączenia przedstawiał pewne trudności, usunięte obecnie przez możliwość zastosowania dźwigarów lub płyt żelazno-betonowych.

W małych odstępach stawiamy studnie głównie przy bulwarach, a to z ostrożności przeciw działaniu fali i zmiennych stanów wody na niepodpartą ziemię między studniami. Łączymy wtedy studnie nie tylko wierzchem, ale wypełniamy także ich odstępy na całej wysokości. Przynajmniej od strony ziemi, odstęp zamykany bywa brusami bitymi, lub zapuszczanymi prądem wody; częściej zaś zamykamy go z obu stron, wypróżniamy przez bagrowanie, i wypełniamy betonem.

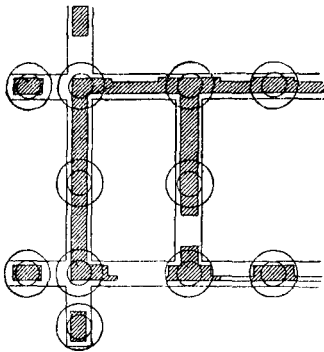
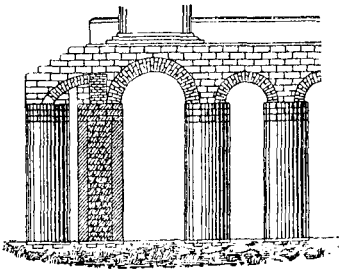
Przy filarach, względy powyższe zachodzą tylko wyjątkowo; a wówczas, jeżeli odstęp studzien jest mały, powinien być ograniczony ścianami płaskimi,



ażeby go można zamknąć i wypełnić. Częściej natomiast stawiamy studnie w małych odstępach dla małej straty powierzchni przy silnem obciążeniu, a niekiedy dla łatwego połączenia studzien.

Większe odstępy studzien trafiają się głównie w budownictwie (r. 693 Bren. s. 301), i zamykane bywają sklepieniami. Studnie są wówczas przeważnie koliste; stawiamy je pod pełnemi słupami muru, t. j. między oknami, oraz na rogach budynków. Stan wody podziemnej leży w takich razach tak nisko, że umieszczenie sklepień nad wodą nie przedstawia trudności.

693.



Jeżeli przy studniach narożnych przewidujemy parcie poziome, można je pokonać, stawiając dodatkowo dwie studnie w płaszczyznach przedłużonych lic, i opierając na nich łuki sklepień zastrzałowych (r. 693). To samo osiągnąć można jedną studnią, stawiając ją na kierunku wypadkowej, o ile kierunek ten jest wiadomy i pewny. Natomiast postawienie jednej studni jest błędem, gdy wielkości ciśnień nie są pewne, albo nawet przypuszczać wolno, że z dwóch ciśnień tylko jedno działać może.

Dla oporu sklepienia potrzeba linii prostej; a tę uzyskać można na cięciwie zewnętrznego obwodu płaszcza studni. Podobnie potrzeba dwóch lub więcej prostych na osadzenie lica budowli; wynikają zatem odsady studzien na zewnątrz od danego rzutu poziomego, a tem samem najmniejsza potrzebna powierzchnia wypada już z ustroju, po części niezależnie od dozwolonego obciążenia gruntu. Gdy studnie są prostokątne i łączone płytami, odsady powyższe mogą być znacznie mniejsze niż przy połączeniu sklepieniami. Na załączonych powyżej rysunkach widzimy odsady różnych wielkości, ale przeważnie opierają się budowle nie tylko na rdzeniach, ale i na płaszcach studzien, których wytrzymałość jest w normalnych warunkach większa od wytrzymałości rdzeni, jak już wspominałem, przy końcu ustępu pod *f*. Natomiast na fundamentach, przy czółka w Zaleszczykach (r. 666) i filara w Niżniowie (r. 684) widzimy, że czysty mur spoczywa na rdzeniach studzien, a całe płaszcze tworzą odsady. Uważano tu zatem płaszc studni za gorszą część fundamentu, przydatną tylko na osłonę; a to zapewne z powodu trudnych warunków zapuszczania. Oba te fundamenty są stonkowo płytkie, i oparte na skale; przedstawiają zatem warunki właściwe raczej do fundowania w skrzyni bez dna (l. 31) i na betonie, a nie na studniach.

Przebudowanie i rozszerzenie mostu pod Niżniowem, było konieczne z powodu powiększenia się wezbrań, i pogłębienia skalistego dna Dniestru, między filarami dawnego mostu, przez toczące się rumowisko. Rdzeń nowego fundamentu jest według rys. 684 wpuszczony 1,7 w głąb wapiennej skały, co stanowi zabezpieczenie budowy w razie ponownego pogłębienia koryta.

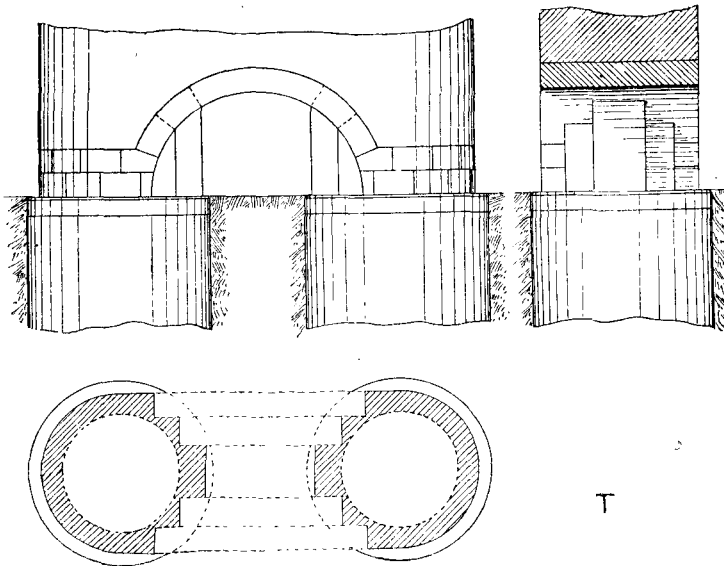
Pomijając wyjątkowe warunki i wymagania, uważać musimy fundament na studniach za fundament głęboki, o wielkiej wytrzymałości, przy którym niema mowy o rozszerzaniu podstawy. Jeżeli więc mamy łączyć studnie sklepieniami,

a głębokość fundamentu nie jest wielka, to można ograniczyć odsady studzien poza lice czystego muru do niewielkiego wymiaru, licząc się tylko z obciążeniem na podstawie studzien. Dopiero przy wielkich głębokościach, i w trudnych warunkach zapuszczania, liczyć się trzeba z możliwym zbczeniem studni, i uzasadnione są większe odsady.

Stosownie do powyższego, o ile do łączenia studzien mamy użyć sklepień, opory ich ułożyć można na studniach kolistych w rozmaity sposób.

1. Podzielić sklepienie na kilka pasów, płaszczyznami prostopadłymi do osi, i założyć częściowe opory w różnych wysokościach; mianowicie dla środkowego pasa najwyżej, zachowując wspólną wewnętrzną powłokę (r. 694). Będzie to układ wygodny wtedy, gdy nie ma ograniczenia co do wysokości ustroju. Wynika przytem ułatwienie, że całe sklepienie wykonać można na jednym buksztelu.

694.



Wynika przytem ułatwienie, że całe sklepienie wykonać można na jednym buksztelu.

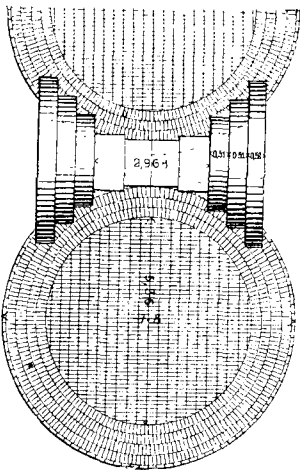
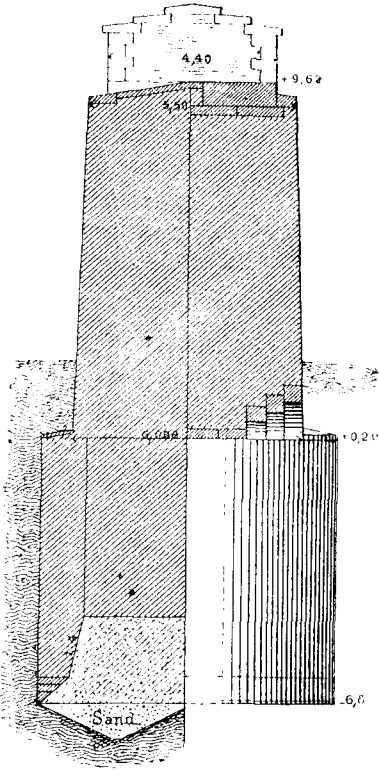
2. Przy podziale jak wyżej, założyć można opory w jednym poziomie, tworząc współśrodkowe pasy sklepień o różnych promieniach (r. 695). Ten sposób jest wyłącznie używany (ZfB 1882 tb. 35).

3. Można zciąć studnie płaszczyznami pionowymi, i zastosować ich kształt do rzutu poziomego budowli. Mianowicie gdy zapuszczanie jest łatwe, i obojętne są korzyści wynikające z kolistego kształtu studzien. Albo murujemy płaszcz od spodu r. 713.

Uproszczony sposób łączenia studzien zastosowano na Węgrzech (1897), przy budowie mostu na rzece Wadze (Czas. tech. 1898 st. 262/3). Fundament filara składa się z dwóch studzien z betonu ubijanego, których szczegóły widoczne są z rysunku 696. Według sprawozdawcy wystarczył do zapuszczania studzien 8 m głęboko, ich ciężar własny, bez osobnego obciążenia. Natomiast ku końcowi zapuszczania, stosownie do stanu wody w rzece, podwyższono studnie za pomocą bębnow betonowych, o ścianach 15 cm grubych. Po ukończeniu zapuszczania, połączono je za pomocą grodzy betonowych 15 cm grubych, wykonanych między palisadami bitymi tylko 1 m głęboko, a wznoszącymi się do wysokości wspomnianych bębnow. Po dwóch dniach spokoju usunięto palisady wewnętrzne i całą powierzchnię między grodzami wybetonowano równo z wierzchem studzien, czyli do 0,6 m nad dnem rzeki, bez pogłębienia jej. Po dalszych dwóch dniach spokoju, wypompowano wodę z tej przestrzeni, i usunięto części bębnow betonowych leżące między grodzami. Wreszcie przystąpiono do murowania na sucho części filara leżącej nad studniami.

Fundament otoczony jest oskałowaniem, i dla tego zapewne odważono się postawić część filara między studniami na naturalnem korycie, bez pogłębienia. Część ta osiada się więcej niż inne, i każdy inżynier uzna potrzebę przeniesienia jej ciężaru na studnie; co najprościej mogło być zrobione przez dodanie dźwigarów żelaznych wewnątrz betonu.

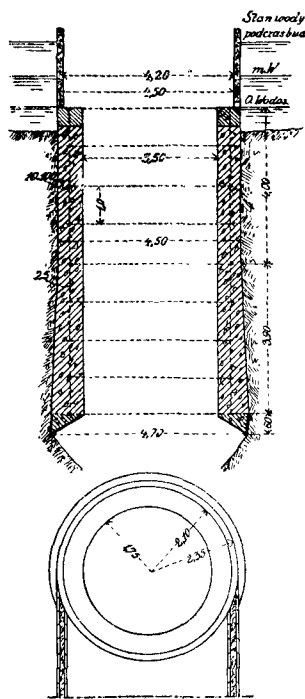
695.



**h. Koszta fundowania na studniach murowanych.** Bagrowanie wewnątrz studzien, jest z powodu ciasnoty kosztowniejsze niż w innych przypadkach. Według zestawień Willmana (st. 216—219), z kosztów fundowania kilku mostów kolejowych wypada, że przy głębokościach 4,5 do 7,0, na 1 m<sup>3</sup> bagrowania studni potrzeba 2,0 do 2,5 dniówek, a w razie przeszkód do 3,6 dniówek. Całkowite koszty fundowania na 1 m<sup>3</sup> studni wraz z materiałem, przy głębokości spodu studni 3,7 do 7,5 m pod powierzchnią wody, wynosiły 68 do 120 marek.

Opisane na str. 11 racjonalne bagrowanie w Calais, było stosunkowo bardzo tanie; bo jak wspomniałem, kosztowało tylko 3 kor.

696.



na 1 m<sup>3</sup> (tylko bagrowanie).

Tabela na str. 473 zawiera główne liczby i wymiary, odnoszące się do kosztów fundowania trzech mostów Galicyjskiej Kolei Transwersalnej 1883).

Szczegółowe wzory empiryczne, dla obrachowania kosztów fundowania na studniach murowanych, podaje Brennecke (1906 str. 186/7).

**i. Studnie żelazne** tworzą zwykle tylko powłokę właściwego fundamentu, i dla tego nowsi

autorowie dają im nazwę fundamentów rurowych (Röhregründung, fondation tubulaire); jeżeli jednak ściany są podwójne, a odstęp między niemi wy-

pełniony betonem, to studnie żelazne unoszą ciężar budowli tak jak studnie murowane. Wielka spójność i szczelność, a zarazem gładkość ścian, ułatwiają zapuszczanie. Cienka ściana studni żelaznej, ułatwia bagrowanie na obwodzie, oraz usuwanie przeszkód przy zapuszczaniu; natomiast mały stosunkowo ciężar, wymaga zwykle silnego obciążenia.

Nazwa rzeki *) i liczba studzien	S t u d n i e				K o s z t a	
	ze wnętrz- na śred- nica	po- wierz- chnia rzut poz.	Śred. głęb. za- puszcz.	śred. dzienne za- puszcz.	cał- kowite	na 1 m <sup>3</sup> studni
Soła:	<i>mt</i>	<i>m<sup>2</sup></i>	<i>m</i>	<i>m</i>	kor.	kor.
2 przyczółki razem 8 studzien } . . . .	3,7	10,75	4,08	0,31	91200	115
2 filary razem 4 studnie } . . . .	4,8	15,9	6,0	0,21		
Skawa:			3,7			
2 filary, razem 4 studnie . .	5,0	19,6	4,4	0,25	36700	114
Skawinka:						
1 filar, 3 studnie . . . .	4,5	15,9	5,0	0,46	14650	62

Jeżeli głębokość zapuszczania studni żelaznej jest mała, to przebieg i właściwości tego sposobu fundowania, są bardzo podobne do fundowania w skrzyni bez dna. Można też znaleźć przykłady, które zaliczyć można zarówno do jednej, jak do drugiej metody.

Studzien z żelaza lanego używali w pierwszej połowie XIX. wieku inżynierowie angielscy Brunel, Redmann i Stephenson, do fundowania filarów mostów. Są one kolistę, składane z pierścieni łączonych na kołnierze wewnętrzne, uszczelnione na spoeniach. Dolny pierścień jest u spodu ostro zakończony, i nieco większej średnicy od innych; często bywa też wykonywany z żelaza walcowanego. Wielkie pierścienie nie powinny być odlewane w całości, pomimo, że zmniejszenie ilości szwów wydaje się korzystne. Są bowiem niewygodne do poruszania i łączenia, a wskutek niedokładności odlewu, powstają w nich przy spajaniu szkodliwe naprężenia. Pierścienie filarów mostów pod Bordeaux (1860) i Argenteuil (1864) o średnicy 3,6 m, były odlane w całości, ale w filarach mostu na Niemnie pod Kownem (1859) przy tej samej średnicy, składają się z czterech odcinków. Wszystkie te filary były wprawdzie fundowane pneumatycznie, ale warunki ustroju są w tym razie takie same jak przy fundowaniu na studniach. Zdaje się, że obecnie średnica 2,5 m uważana jest w Ameryce za praktyczną gra-

\*) Otrzymałem od starszego c. k. radcy budowy J. Matuli.

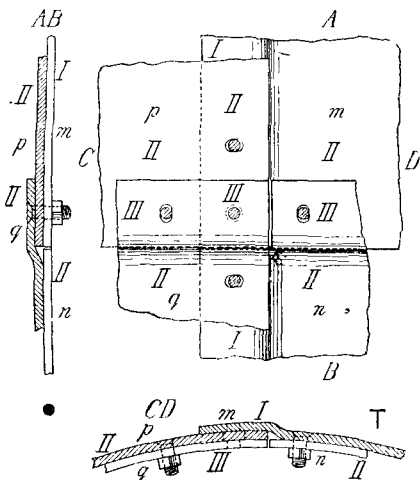
nicę. Około r. 1883 wykonano w Luisianie fundamenty filarów mostu z rur o średnicy 2,44, które zapuszczono do głębokości 38 m, za pomocą ekskawatora Milroy. Trafiały się przytem pnie drzewa, które studnie przecinały ostrzem dolnego pierścienia (Br. E. s, 66). Przy jednym z mostów w Australii (Wlm. s. 222), pierścienie o średnicy 2,44 odlane w całości, zostały następnie wzmocnione dolanami do nich pionowymi żebrami, i wzdłuż tych żeber rozłupane na trzy części. W ten sposób usiłowano uzyskać większą zgodność kształtów na szwach, i ominąć potrzebne zwykle heblowanie szwów.

Pierścienie lane pękają od wielkiego zimna, gdy są wypełnione betonem; beton nie pozwala na kurczenie się żelaza, pękają zatem miejsca słabsze. Również wskutek wielkiego gorąca, odrywają się bębny od kołnierzy wewnętrznych. Kołnierze są trzymane przez beton, i wskutek tego chłodne; nie postępują więc za rozszerzaniem się powierzchni walcowej, silnie rozgrzanej przez słońce. Obu objawom można zapobiedz, dając wewnątrz powłokę drewnianą, tak grubą, jak szerokość kołnierzy; ale wówczas beton nie wypełnia dokładnie rury, mianowicie gdy drzewo zgnije. Innym środkiem zaradczym jest wypełnienie studzien do granicy zamarzania betonem asfaltowym, zamiast cementowego.

Brennecke zaleca z tego powodu łączyć pierścienie i ich odcinki na zakładki wewnętrzne, z owalnymi otworami na śruby. Rys. 697 przedstawia

to połączenie z tą różnicą, że zakładka pionowa leży zewnątrz. Przy zapuszczaniu nie może ztąd powstać opór godny uwagi, bo kierunek zakładki jest kierunkiem ruchu. Natomiast zyskujemy, że na skrzyżowaniu obu zakładek wycinamy tylko jedną z czterech części łączonych; jeżeli zaś obie zakładki będą wewnętrzne, jak żąda Brennecke, trzeba wyciąć w tem miejscu dwie części. Na rogu blachy *n* potrzeba osobnego uszczelnienia; gdyby obie zakładki były wewnętrzne, powstałyby dwa takie punkty.

697.



Studnie z żelaza walcowanego są obecnie wyłącznie używane zamiast lanych, i przydatne do większych rozmiarów, bo nie są tak kruche. Łatwiej też zastoso-

wać je do kształtów wielobocznych, mogą być składane na miejscu budowy z blach i wzorówek, a przewóz tych części jest łatwiejszy niż części lanych.

Studnie kolistę składają się z poziomych pierścieni blachy, łączonych na kołnierze z przynitowanych kątówek albo z wzorówek T lub I. Szerokość blach dostarczanych przez walcownie, wymaga nadto dodatkowych żeber poziomych, przeciw odkształcaniu się blachy z powodów przypadkowych.

W tym samym celu wykonywano też wewnątrz płaszcz z muru ceglanoego, oparty na kołnierzach; tworzył on zarazem obciążenie.

Studnie prostokątne są znacznie cięższe i droższe od kolistych. Składają się ze szkieletu wzorówek, na którym opiera się powłoka blaszana. Podobne są zatem do drewnianej oprawy szybu. Jeżeli studnia obejmuje cały fundament, to postępowanie podobne jest do fundowania w skrzyżni bez dna (l. 31),

a różni się od niego tylko tem, że w tym razie skrzynia zapuszczana jest w głąb ziemi.

Dla sztywności w przekroju poziomym, potrzebne jest wewnątrz obcinanie kątów studni wzorówkami, albo wypełnianie ich blachą. W razie zapuszczania na sucho, można te części stopniowo usuwać.

Grubość płaszcza studni kolistej rachowana według wytrzymałości na ciśnienie, wypada słabsza od tej jaka może być praktycznie wykonana. Oznaczana bywa zatem ze wzorów empirycznych, które znajdują się w podręcznikach inżynierskich (także Br. 1906 s. 321/7). Przekroje kołnierzy i żeber dodatkowych rachowane bywają dla założenia, że wytrzymują połowę ciśnienia przypadającego na powierzchnię płaszcza leżącą między nimi.

Wymiary żelaza w studniach prostokątnych. Żebra poziome danej ściany, rachować należy jako belki oparte na żebrach ścian przyległych, wytrzymujące zarazem w kierunku podłużnym ciśnienie zewnętrzne, przypadające na te ściany. Przy odpowiednim ustroju, n. p. gdy kąty są rozparte lub wypełnione blachą, można uważać żebra jako belki stale utwierdzone. Jeżeli płaszcz blaszany oparty jest wprost na żebrach poziomych, natenczas są one jednostajnie obciążone, a obciążenie to wypada z ciśnienia jednostkowego odpowiadającego głębokości w jakiej leżą, i z przyjętych między nimi odstępów.

Jeżeli blacha tworząca płaszcz jest płaska, pracuje niekorzystnie, i musi

być obrachowana jako płyta, oparta na prostokącie żeber pionowych i poziomych. Można dużo oszczędzić przyjmując blachy wklęsłe (r. 698), jak zaleca Brennecke. Blachy takie rachować należy jako rury, wystawione na ciśnienie wewnętrzne. W takim razie blachy są przynitowane do żeber pionowych, a żebra poziome obciążone są szeregiem ciężarów skupionych.

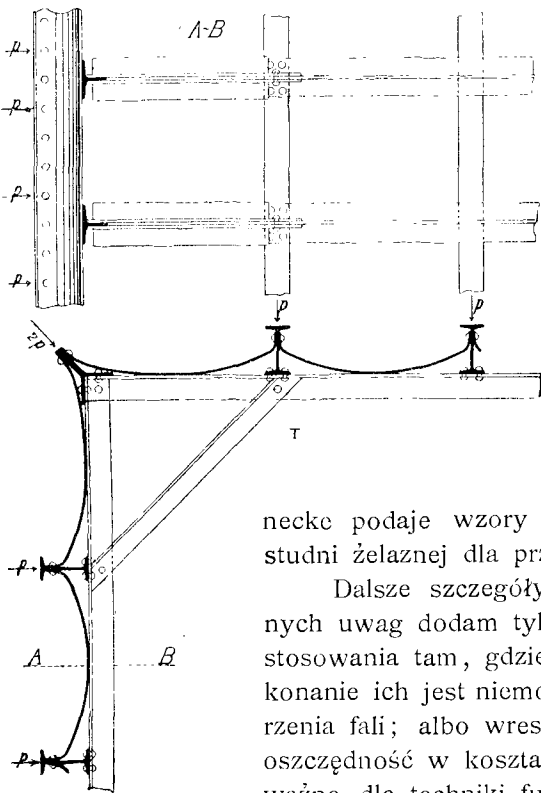
Najsilniejsze wymiary żelaza potrzebne są u spodu studni, a ku górze mogą być stopniowo coraz słabsze; należy więc powtórzyć rachunek w kilku poziomach. Brennecke

podaje wzory empiryczne do obrachowania ciężaru studni żelaznej dla przedmiaru.

Dalsze szczegóły poznamy na przykładach; do ogólnych uwag dodam tylko, że studnie żelazne mają rację zastosowania tam, gdzie mury są bardzo kosztowne, albo wykonanie ich jest niemożliwe z powodu silnego prądu lub uderzenia fali; albo wreszcie, gdy pośpiech więcej znaczy niż oszczędność w kosztach wykonania. Są one jednak bardzo ważne dla techniki fundamentów, ponieważ były pobudką do ważnych ulepszeń, i nader cennych pomysłów.

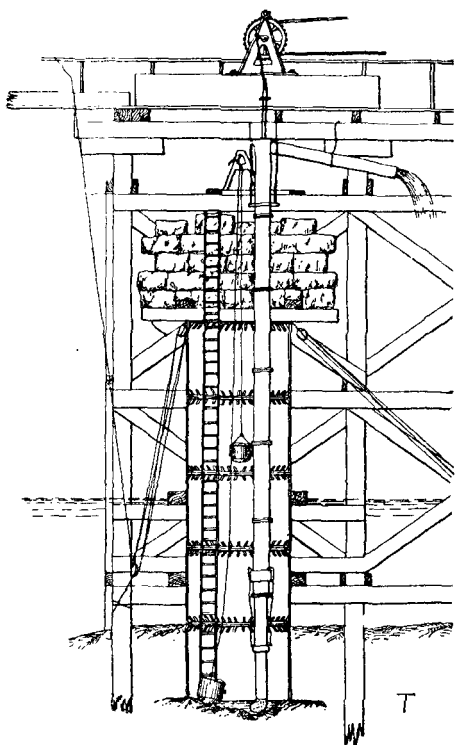
Rys. -699 przedstawia wzór urządzenia przy zapuszczaniu studzien żela-

698.



znych w zwykłych warunkach (Egg. 1874 I s. 61). Jest to fundowanie mostu kolejowego na rzece Usk w Anglii. Studnie są koliste lane. Przy pomocy maszyny parowej utrzymywano w nich wodę na tak niskim poziomie, że wykop mógł się odbywać na sucho. Ażeby przyspieszyć zapuszczanie obciążano je kamieniami, a nadto wyzyskano ciężar rusztowania i przyborów, zakładając cztery wielokrążki przymocowane do pali przy terenie. Działyły one nie tylko pionowo, ale w miarę potrzeby także ukośnie, utrzymując pionowy kierunek rury. Do tego pomagały także drewniane ramy, trzymające rurę u dołu, tuż przy terenie. Przy dwóch rurach napotkano pnie drzewa, które usunięto za pomocą nurków.

699.



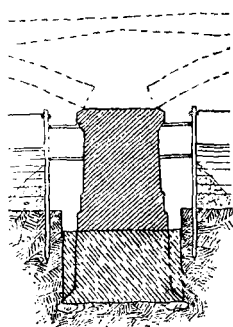
Zamiast kamieni układanych na wierzchu studni, można otrzymać obciążenie za pomocą brył żelaza lanego, kształtu kolistych wycinków, opieranych na wewnętrznych kołnierzach, albo za pomocą wewnętrznego płaszczu z muru ceglanego, który powiększa zarazem poprzeczną sztywność rury. W obu razach środek rury pozostaje wolny dla wykonania robót.

Fundament mostu Putney na Tamizie w Londynie r. 700 (ÖW. 1885), był wykonany bez pomocy wyspy lub rusztowania. Zagłębienie otoczono palisadą, którą uszczelniono od zewnątrz nasypem piasku,

i utrwalono w położeniu pionowym przez rozpory; poczem wypompowano wodę.

W ten sposób zapuszczono trzy żelazne studnie prostokątne; były to skrzynie o podwójnych ścianach blaszanych, o wymiarach 7,9/9,14/6,0. Odstęp ściany wewnętrznej od zewnętrznej wynosił 1,07, był u spodu zakończony ostrą krawędzią, i całkowicie wypełniony betonem. Po zapuszczeniu, wnętrza studzien wypełniono również betonem, a na wszystkich studniach wzniesiono filar.

700.



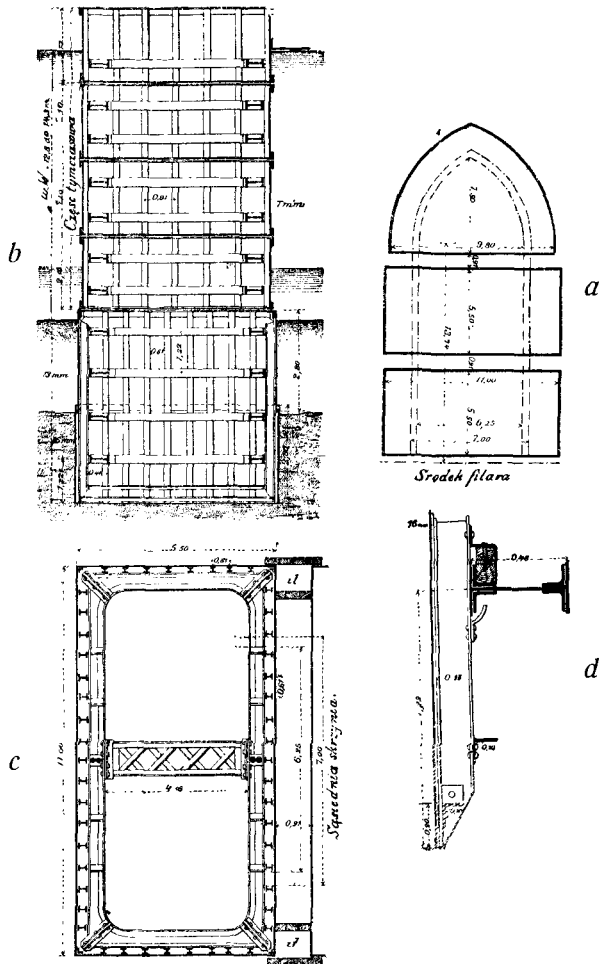
Do przebudowania mostu na Tamizie przy stacji Blackfriar w Londynie (1865/9 Wlm. 1906 tb. VII, s. 265) fundowano filary na studniach żelaznych (r. 701). Most ma 5 przęseł: 56,39, 2.53,34, 2.47,74; głębokość fundamentu wynosi 14,3 m pod poziomem dziennego przypływu, a studnie zapuszczone są 2,5 do 3 m w niebieski ił.

Dla każdego filara zapuszczono 6 studzien, których kształt i układ w rzucie poziomym przedstawia rys. *a*, zaś ustrój i wymiary jednej ze studzien prostokątnych, widzimy na rys. *b c d*. Studnia składa się z dwóch części; z dolnej stałej, wysokiej 5,5 do 7,0 m, i górnej tymczasowej, wysokiej 8,4 m, przeznaczonej na zasłonię od wody, którą następnie usunięto. Część stała składa się z dwóch bębnow,

a dolny szerszy jest od górnego o grubość blachy. Dźwigary tworzące żebra poziome, są ześrubowane w kątach skrzyni, i w połowie ścian dłuższych, oraz rozparte w tem miejscu dźwigarem kratowym.

Położenie żeber utrwalone jest belkami drewnianymi według rys. *d.*;

701.



a więc nie były one przynitowane do żeber pionowych, i wskutek tego, w miarę wypełniania studni betonem, mogły być usuwane.

Późniejsze studnie miały drewniane żebra, rozpierane też były drzewem i naprężane klinami.

Górna, tymczasowa część studni, składa się z czterech bębnow których płaszcz tworzą płyty wypukłe (Buckelplatten); żebra pionowe stoją w większych odstępach niż w dolnej części, a zresztą ustrój jest ten sam.

Dla zestawiania i zapuszczania bębnow części stałej, wykonano rusztowanie. Na jednej z podłóg wiązano bęben, następnie podnoszono go w górę aby usunąć podłogę i na czterech śrubach opuszczano go niżej; poczem stawiano na nim drugi bęben. Przystosobiono do tego podwójną ilość wieszarów śrubowych, które przedłużano za pomocą ogniów łańcucha. Gdy jedna połowa trzymała bęben, przedłużano tymczasem drugą.

W ten sposób spuszczo część stałą na dno rzeki, przy pomocy nurków odjęto wieszary, i osadzono bębny wierzchniej części skrzyni. To odbywało się bez pomocy nurków, bo wierzch skrzyni zatopionej leżał mniej więcej w poziomie nizkiego stanu wody.

Następnie rozpoczęto pogłębianie bagrownicą Hall, przyczem nurkowie usuwali materyał przy ścianach i pod kątami studni; w ten sposób zapuszczono studnię w pokład iłu, na 1,0 do 1,25. Ażeby się przekonać wówczas, czy ił tamował już dostatecznie przyływ wody od zewnątrz, pompowano wodę do wnętrza skrzyni, utrzymując w niej stan wyższy od zewnętrznego, i uważano czy ten stan opada. Skoro okazało się w ten sposób, że zatamowanie wody jest względnie wystarczające, wypróżniono studnię pompami wirowymi, i dalszy wykop wykonywano na sucho; przytem obciążano studnię bryłami lanego żelaza. W głębokości 2,5 do 3 m pod powierzchnią iłu, wytrzymałość gruntu była zawsze dosta-

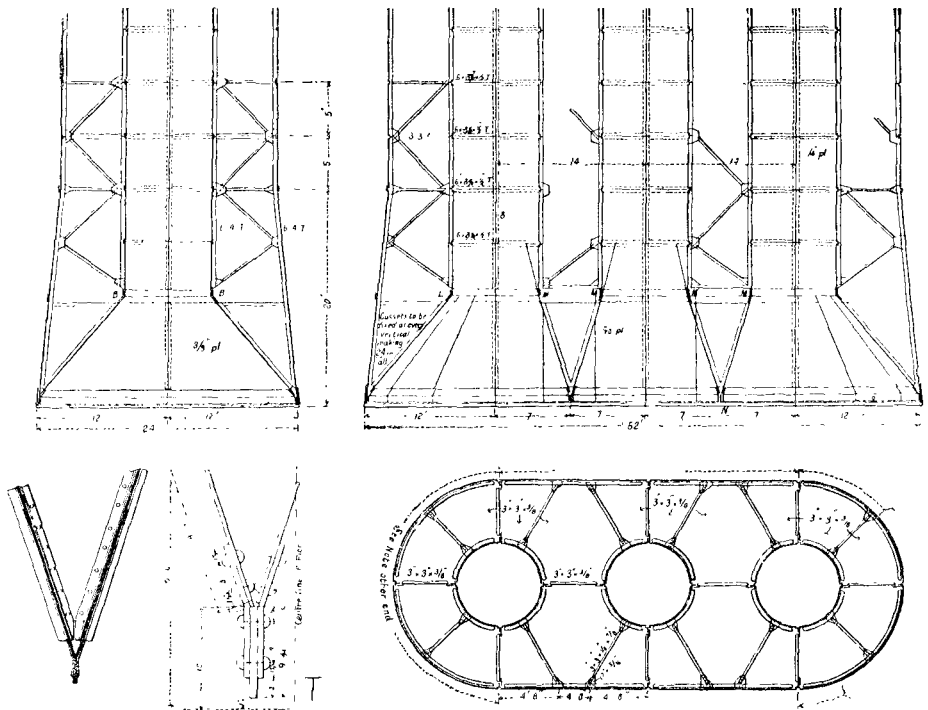


teczna; wyrównano więc dno wykopu, i stałą część skrzyni wypełniono betonem do 2,5 m niżej górnej krawędzi. Resztę wymurowano.

Zapuszczanie przerywane było kilkakrotnie przez różne przeszkody; mianowicie pale i resztki dawnego mostu, które były też powodem silnego napływu wody. Odnosny szczegółowy opis znajduje się w pierwotnym sprawozdaniu (Engineer 1876 I.).

Ażeby połączyć ze sobą studnie i rozpocząć na nich jednolity mur, zamknięto odstępy studzien z każdej strony dwiema płaszczyznami brusów, wznoszących się do wierzchu górnej części skrzyni (r. c). Odstępy między nimi wypełniono gliną, i utworzono w ten sposób grodze; przestrzeń między grodzami i ścianami sąsiednich skrzyń wybagrowano, i wypełniono betonem podwodnym do wierzchu skrzyń stałych. Wreszcie wypompowano wodę z przestrzeni pozostałej nad betonem, i usunięto przyległe ściany skrzyń tymczasowych; poczem rozpo-

702.



częto się murowanie filara, a to zwykle w poziomie około 1,2 pod niskim stanem wody.

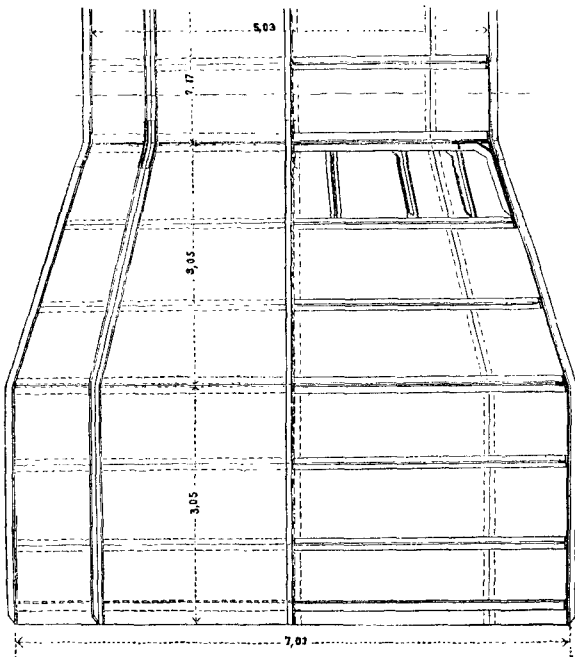
Tożsamo postępowanie zastosowano w ostatnich latach do nowych mostów na Tamizie. Część wierzchnia ruchoma, była inaczej oparta na dolnej niż przedtem i połączona z nią śrubami (CBI. 1885 s. 333). Sprawozdanie nie podaje jednak przebiegu robót, opisałem go przeto dla dawniejszego urządzenia, według Willmanna.

Studnie żelazne mostu na rzece Hawkesbury (Nowa połud. Walia w Australii) są przykładem bardzo śmiałego zastosowania tego sposobu fundowania r. 702 (Engg 1887 s. 370). Most składa się z pięciu przęseł po 126,8

i z dwóch po 124,5 m; tor leży 12,8 m nad wielką wodą, na dnie rzeki leży muł i miękki piasek, a pokład wytrzymałego żwiru znaleziono w głębokości 56,4 m pod wielką wodą. Są to zatem najgłębsze fundamenty jakie dotychczas wykonano. Każdy filar stoi na jednej studni, której rzut poziomy zgodny z kształtem filara, jest prostokątem zakończonym półkolami, o długości 15,8 a szerokości 7,3 m; do bagrowania urządzono wewnątrz trzy szyby koliste o średnicy 2,44. Blacha płaszczka ma 9 mm, a blacha szybów 6,4 mm grubości. Są one połączone kratownicą z kątówek, a u spodu zbiegają się obie powierzchnie w jedno ostrze stalowe 25 mm grube.

Przy pomocy próżnej przestrzeni między płaszczem i ścianami szybów, dolna część studni mogła pływać; została więc spławiona na miejsce budowy, i zatopiona przez wypełnienie przestrzeni próżnej betonem. W miarę jak się studnia zatapiała wskutek bagrowania, dodawano dalsze pierścienie płaszczka i szybów; a skoro osiągnięto żądanej głębokości, wypełniono szyby betonem do poziomu małej wody, i rozpoczęto na nim murowanie filara. Towarzystwo Union Bridge Compagny w N. Yorku, podjęło się wykonania tej budowy za kwotę 8,8 milionów koron.

### 703.



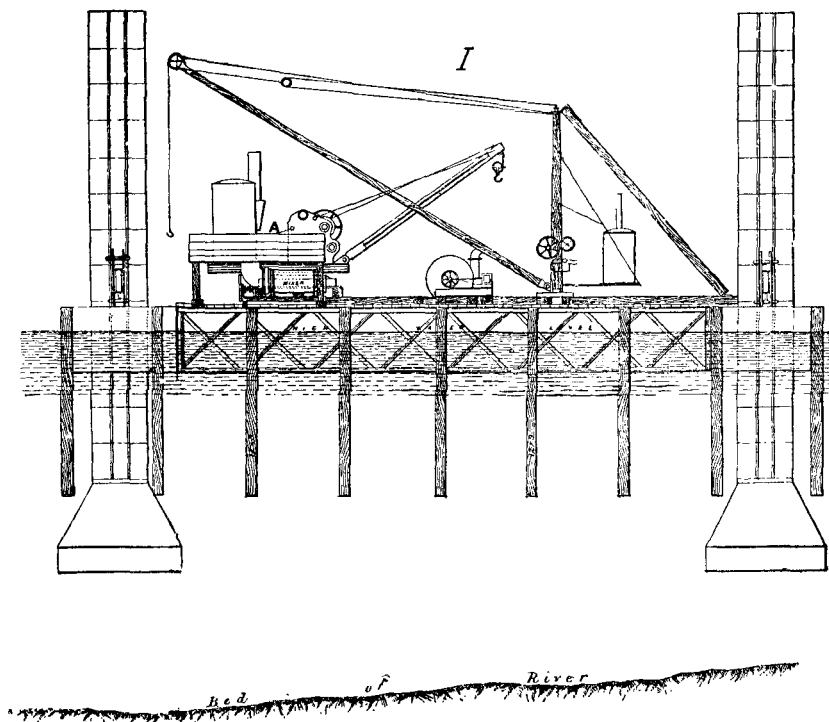
Prom na słupach (system Arrol), dla fundowania nowego mostu na zatoce rzeki Tay (r. 704 I, II). Zatoka ujścia rzeki Tay (Firth of Tay), w miejscu gdzie ją przekracza kolej żelazna, jest szeroka około 3 $\frac{1}{4}$  kilom. Głębokość w środku przy niskim stanie, wynosi około 9 m, a wysokość dziennego przypływu 4,4 m. Na dnie rzeki leży piasek i muł, a pod nimi w głębokościach bardzo zmiennych skała. Zatokę na-

wiedzają najgwałtowniejsze burze i prądy morskie. Most zbudowany w latach 1871 do 1878, zawalił się podczas wielkiej burzy wraz z przejeżdżającym pociągiem, d. 28 grudnia 1879 r. Miał 85 przęseł o długościach 8,8 do 74,7 m; nowy most zbudowany w latach 1882—85, około 20 m poniżej dawnego, według projektu inżyniera Barlow, ma tensam podział przęseł co most dawny. Jest po części fundowany na studniach żelaznych, o średnicach 3 do 7 m (r. 703); najgłębsze z nich sięgają 29 m pod poziom wielkiej wody (Engg. 1885. Wlm 1901 s. 227. CBl. 1881 s. 297).

W powyższych warunkach, największą trudność przedstawiało spuszczenie studzien na dno rzeki; o czem przekonano się już przy pierwszej budowie. Burze i prądy, utrudniały nadzwyczajnie wówczas trwałe umocowanie promów roboczych na kotwicach, oraz wszelkie roboty około zapuszczania studzien. Trudności te pokonał przedsiębiorca budowy Arrol, opierając prom na czterech ru-

chomych słupach. Do przejazdu od brzegu do miejsca budowy, słupy były podniesione w górę; rys. I po przybyciu na miejsce i dokładnym ustawieniu promu za

704.



pomocą kotwic, spuszczano słupy i opierano je na dnie rzeki; następnie opierając się na słupach, podnoszono prom w górę do odpowiedniej wysokości. Wskutek tego, ciężar tej objętości wody o którą zmniejszała się objętość wypchnięta przez prom, przenosił się na słupy; a więc ustawało wszelkie kołysanie się promu.

Zbudowano kilka promów na różne wymiary, stosownie do różnych głębokości wody w miejscach przeznaczonych na filary. Najmniejsze miały wymiary 16,8/11,0/1,8, największe zaś 24,3/20,0/2,1. — Szkic jednego z nich, przedstawia ogółowo rys. 704 II. Składa się on z 5 galarów żelaznych, tworzących razem literę H zamkniętą z obu stron; pozostają więc między nimi wewnątrz dwa otwory kwadratowe, przeznaczone na zapuszczanie studzien. Na czterech rogach pomostu znajdują się nadto otwory po  $2,5 \times 2,0$ , przez które przechodzą wspomniane słupy ruchome. W urządzeniu promu na największe rozmiary, są to rury 19,5 m długie, o średnicy 2 m, których stopy rozszerzają się stożkowo na 3,6, a w odległości 0,75 od dolnej krawędzi zamknięte są płytą, która zapobiega zbyt głębokiemu wtlaczaniu się słupa w teren.

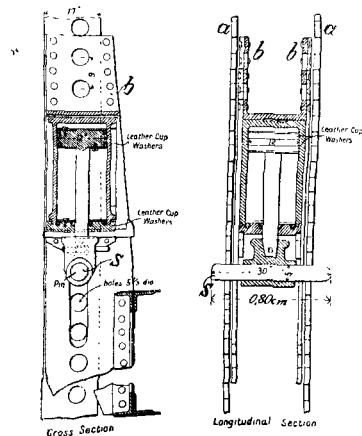
Wzdłuż każdego słupa (r. 705) przymocowane są cztery silne płyty stalowe *a*, parami z obu stron w odstępach 52 cm, a między nimi przesuwają się inne krótkie płyty *b*, przymocowane do promu. W jednych i w drugich są otwory w odstępach 225 mm, a połączenie powstaje przez przesunięcie swożnia *s* o średnicy 130 mm. Przy każdym słupie stoją dwie małe prasy hydrauliczne, służące do podnoszenia lub opuszczania promu. Podnoszono go ponad poziom przyprływu;



odbywało się również za pomocą pras hydraulicznych. Więcej szczegółów podaje Wochenblatt für Baukunde 1885 s. 354 i 363.

Podczas spuszczenia studzien, murowano w nich wewnętrzny płaszcz z cegieł, 45 cm gruby, który u spodu opierał się na wspornikach. Nadto obciążano studnię bryłami żelaza lanego, do 400 t ciężaru.

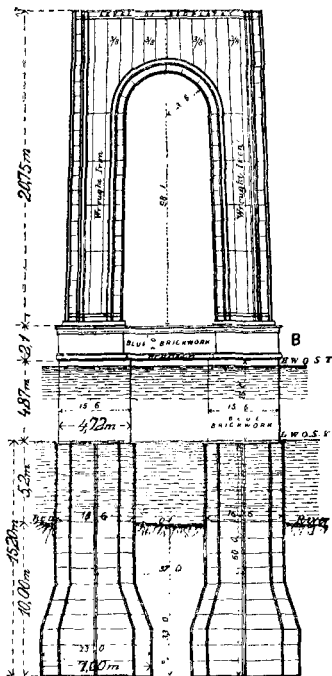
705.



Do wydobywania wykopu używano bagrownicy Milroy, a w piasku używano także po części wirowej pompy piaskowej, o średnicy 0,3. Wydobywała ona do 33 m<sup>3</sup> na godzinę, i zapuszczała studnię o 0,6 m. Rury tworzące studnie kończą się w poziomie niskiego stanu wody; na kołnierzu ostatniego pierścienia stawiano tymczasowy płaszcz blaszany, który był osłoną dla obciążającego żelaza, oraz przeciw zamuleniu, a zarazem ułatwiał utrzymanie pionowego kierunku studni. Po dostatecznym zapuszczeniu i wybagrowaniu, wypełniano studnie betonem zapomocą skrzyń, przy jednoczesnej pomocy nurków.

Skoro dwie studnie tworzące fundament filara były gotowe do poziomu małej wody, zdejmowano płaszcz tymczasowy, zamykano kłapy w galarach, spuszczano prom do naturalnego zanurzenia, i podnoszono słupy; a wtedy podczas przypływu morza, mógł prom swobodnie przepłynąć nad zapuszczonymi studniami, i udać się na inne miejsce budowy.

706.



Po usunięciu promu, wykonywano na każdej studni próbę obciążenia (około 70 t na 1 m<sup>2</sup>); a skoro wynik jej był dobry, zakładano ponownie płaszcze ochronne, i w nich wykonywano mur z cegły z powłoką z zendrówek, do 0,45 nad poziom wielkiej wody. Tu połączono walcowe części filara poziomem wiązaniem żelaznym, a wyżej jeszcze raz sklepieniem (r. 706).

Na tej samej zasadzie co opisany powyżej prom Arrola, tj. na opieraniu statków na słupach, polegały najlepsze projekty dostarczone w 10 lat później na konkurs dla regulacji Żelaznej Bramy na Dunaju.

Sądzę też że to samo postępowanie, przy odpowiednim uproszczeniu i zmniejszeniu wymiarów, może być zastosowane do zapuszczania studzien na mniejszych rzekach, i da wielką oszczędność czasu i pieniędzy w porównaniu do rusztowań na palach,

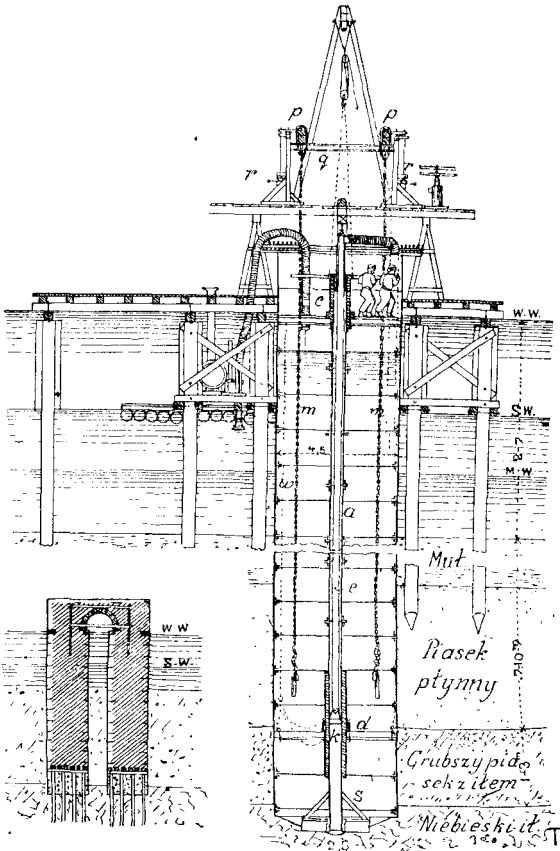
mianowicie gdy jeden prom może być użyty do kilku fundamentów. W każdym razie zasługuje ono na pierwszeństwo tam, gdzie potrzeba użyć galarów według rys. 686.

**k. System Leslie \*).** Pod e na str. 13—16 opisane są ważniejsze uśko-

\*) B. Leslie uczeń Brunela.

powstającego zawsze wskutek bagrowania, połączonego z czerpaniem wody. Zasadniczo osiągnięto już cel powyższy w Calais (r. 217 i 691), wznosząc ziemię prądem wody z pomp tłoczących. System zaś o którym wócić mamy, wspomniany również na str. 134, wprowadza warunki wprost odwrotne od tych jakie powstają przy zwykłym bagrowaniu. Tym systemem, poniekąd ulepszonym, fundowano między innymi most na Serecie pod Barbocs w Rumunii. Ze szczegółowego sprawozdania, które znajduje się w D. Bz. 1873 s. 84 (kierownik budowy Kubale),

707.



podaję następujący wyciąg, powołując się zarazem na wzmiankę zapisaną na str. 134. Każdy filar składa się z dwóch studzien o średnicy 4,5 m, z blachy grubej 17 mm; pierścienie są 1,25 m wysokie.

Według rys. 707 świder osadzony w dwóch łożyskach *c* i *d*, zawieszony jest na wielokrążku, a u góry obracają go robotnicy za pomocą drągów, ustawionych w promieniach.

Po związaniu pierwszych dwóch pierścieni studni, wstawiono świder. Kołnierze górnego pierścienia rozszerzono za pomocą czterech płyt, na nich oparto dolne łożysko *d*, osadzone w czterech belkach dębowych kolisto wyciętych, i nawzajem wpuszczonych. Żelazne kołki pionowe, którymi te belki są połączone, wiszą na łańcuchach; przez co połączenie łatwe jest do rozebrania.

Od dokładnego związania łożyska *d*, zależało powodzenie całej pracy; przytem potrzebne było połączenie łatwe do rozebrania

pod wodą, i wydobycia z cylindra częściami, albowiem dopiero wtedy można było podnieść i wydobyć świder. Z tego powodu właściwszy był żelazny ustrój tego łożyska. Przytem ramiona świdra musiały być dokładnie osiowo osadzone, ażeby pogłębiały pionowo; zboczenie bowiem świdra z pionu, prowadziło do zniszczenia całego urządzenia.

Gdy pierwsze cztery pierścienie studni były połączone i zawieszono w nich świder, natenczas za pomocą łańcuchów *m* zawieszono je na dźwigarach *p* i *q*; a windami *r* podniesiono ten bęben o tyle w górę, żeby usunąć podpierające go belki; poczem spuszczo bęben do niższego pokładu rusztowania. Podczas tego, przy zakładaniu nowych pierścieni, potrzebne były łańcuchy rezerwowe. Jednocześnie przedłużano też rurę wiertniczą, a wreszcie dodano jej górne łożysko *c* i inne przybory, widoczne na rysunku.

Po ukończeniu tych przygotowań, rozpoczęło się pompowanie wody rzecznej do wnętrza studni; a gdy wewnętrzny stan wody był wyższy od zewnętrznego o 1,25 do 2,50 m, puszczo w ruch lewar, i rozpoczęło się obracanie świdra przez 6 do 14 ludzi.

Z powodu przeszkody jaką stanowiła rura lewara i zawieszenie świdra na wielokrążku, obrót świdra możliwy był tylko o 180° tam i napowrót. Było to wprawdzie zupełnie wystarczające, ale zobaczymy w dalszym ciągu że przy późniejszym urządzeniu przeszkody powyższe zostały usunięte, i możliwy był całkowity obrót świdra.

Do utrzymania wewnątrz studni podwyższonego stanu wody, służyła jedna lub dwie pompy wirowe, których rury przewodnie były 0,21 szerokie. Przy podwyższeniu stanu wody o 1,8, jedna pompa, robiąc 560 do 600 obrotów na minutę, równoważyła działanie lewara, szerokiego również 0,21.

Prąd porywał wykop bagrownicy, wyrzucał gruby piasek, a nawet rylniki i bryły iłu jak pięść. Skoro jednak trafiły się większe kamienie lub wpadł do studni kawałek żelaza, a nie udało się wydobyć go kleszczami, trzeba było użyć do niego nurka. Wydobywanie każdego kamienia nie było jednak konieczne, dopóki nie zebrała się ich większa ilość.

Studnia była odpowiednio obciążona, i aż do końca zapuszczania kierowana łańcuchami, co okazało się niezbędną. Z początku zapuszczała się samoczynnie, razem ze świdrem; gdy jednak weszła w pokład twardszy, a mianowicie już przy głębokości 9 do 10 m a także w czystym płynnym piasku, pomimo że świder schodził 2 m niżej dolnej krawędzi studni, ta nie zapadała się wcale. W takim razie podnoszono świder około 3 m w górę, nie wysuwając go z łożysk. Do tego służyły wysokie drewniane oprawy rury wiertniczej, widoczne na rysunku. Następnie przerywano działanie lewara i wewnętrzny stan wody zniżano do równi, albo, nawet nieco niżej od zewnętrznego. Wskutek tego studnia zapadała się nagle na 1 do 1,25 m, a wtedy szybko podnoszono napowrót wewnętrzny stan wody, żeby prąd nie wrzusał piasku zewnętrznego, i nie wciągał go do studni.

Na pochyłych pokładach, mianowicie przy fundowaniu przyczółków metodą Leslie trafia się, że studnia z jednej strony już się opiera na twardym pokładzie, gdy z drugiej jeszcze jest w wodzie, lub w tak miękkiej warstwie, że wewnątrz nie podobna podnieść stanu wody. W takim razie należy tylko poruszać świder, i spuszczać go w miarę możliwości jak najniżej ręczną windą; a przytem jak najwięcej wody wrzucać do studni. Ta woda uchodzi wprawdzie pod dolną krawędzią na zewnątrz, ale zarazem porywa ze sobą wzruszony materiał, a studnia zapada się stopniowo w twardszy pokład; poczem wewnętrzny stan wody podnosi się ponad stan rzeki.

Pierwotne urządzenie systemu Leslie różni się zasadniczo od powyższego. Było ono używane tylko do studzien małej szerokości; a przytem studnie i rura wiertnicza były wykonane z żelaza lanego. Nadto tarcza świdra połączona była z płaszczem szczelnym; pomiędzy tym płaszczem i rurą wiertniczą była przestrzeń próżna, wskutek której świder mógł się w wodzie unosić i pływać. Opuszczanie świdra dokonywano tam przez wpuszczanie wody do powyższej próżni; a to nie jest tak wygodne i natychmiastowe jak przyjęte powyżej opuszczanie ręczną windą, jak tego wymaga szybki postęp wiercenia. Wprawdzie pozwala urządzenie pływające na całkowity obrót świdra; a to przy pomocy kół

zębatach; ale z tego wynika potrzeba przesuwanych kół zębatach, albowiem studnia i świder nie opadają równomiernie; powstają zatem szczegóły, trudne do zastosowania przy budowie.

Powyższa metoda natomiast, potrzebuje tylko najprostszycy środków, i w odpowiednich pokładach, jak muł, bagno, piasek płynny, piasek gruby lub ił miękki, prowadzi szybko do celu. Do głębokości 15 do 17 m, możliwy jest postęp roboty o 0,5 do 1,0 m dziennie.

Przy mniejszej głębokości zapuszczania, najwłaściwiej będzie związać odrazu ca łą studni , aby potem nie przerywa c roboty. Potrzeba wtedy wy zej podnosi  wod  i u żyć silniejszych pomp; ale można też w ścianie studni przygotowa c otwory dla rury przewodniej od pomp, i zamyka c je przy dalszem zapuszczaniu.

W powy szycy sposób fundowane były w r. 1870/1 3 filary mostu kolejowego na Serecie pod Barbocs, na szlaku Ibrai a - Galac, w Rumunii, do g łębokości 18 m pod średnim stanem wody. Po zapuszczeniu studzien w twarde ił, bito w każdej z nich po 14 pali, które weszły 4 m wg łab iłu. Na nie rzucono 2 m betonu, a gdy ten stwardniał, wypompowano wod  i murywano na sucho\*). Obie studnie jednego filara zwi zowano silnie żelazem.

W tych przypadkach w których zapuszczanie studzien zwyk lem bagrowaniem jest  latwe, powy szycy metoda będzie zapewne dro szycy, i mniej wygodna. Je żeli jednak dla powstrzymania napływu piasku lub mułu do wnętrza studni, potrzeba utrzymywa c w niej stan wy szycy od zewnętrznego, a do tego potrzeba pomp i motora, natenczas zamiast poruszania bagrownicy, taniej wypadnie poruszanie  widra; przytem pompy wzmocni c trzeba tylko o tyle jak wymaga lewar. W takich warunkach, metoda ma niezaprzeczoną wartos c.

Do powy szycy s tów sprawozdawcy doda c musz , że woda uchodząca pod dolną krawędzią studni, porusza się przy zewn trznycy ścianie, płucze ją i zmniejsza tarcie; jednakże ta utrata wody potrzebnej dla lewara, jest ujemną stron  systemu. Sprawozdanie podnosi wprawdzie że była ona po łączona ze stopniowem unoszeniem cząstek ziemi z pod dolnej krawędzi studni; ale widocznem jest że ta strata będzie stanowczą przeszkod  do zastosowania metody Leslie w pok ladzie bardzo przepuszczalnym. Ze sprawozdania wynika wreszcie, że tylko maśle różnice stanów wody i to naprzemian z obu stron, są dla zapuszczania studni korzystne; utrzymują one zapewne ruchliwos c cząstek ziemi pod dolną krawędzią studni. Dowodzi tego zarazem wynik postępowania stosowanego w Calais, przy którem osiągnięto pr dkos c przeszło dwa razy większą (str. 468), ni  metod  lewarow  pod Barbocs, obok jednakowych mniej więcej wymiarów studzien.

Drugą wad  wynikającą z urządzenia, a nie z zasady metody Leslie jest, że  wider jest stale osadzony w środku. Nie można więc przysuwa c go do punktów obwodu stawiających większy opór niż inne, tak jak zwyczajną bagrownic . Do usuwania przeszkód należy przygotowa c osobne narzędzia; rozbieranie i podnoszenie  widra jest kosztowne. W pok ladach zawierających drzewo lub kamienie, zastosowanie metody Leslie jest zatem zupełnie niemożliwe. Jest ona przydatna tylko do materya w bardzo jednostajnych, drobno-ziarnistych, raczej lepkich a nie bardzo przepuszczalnych, i nie zawierających żadnych przeszkód dla zapuszczania studni.

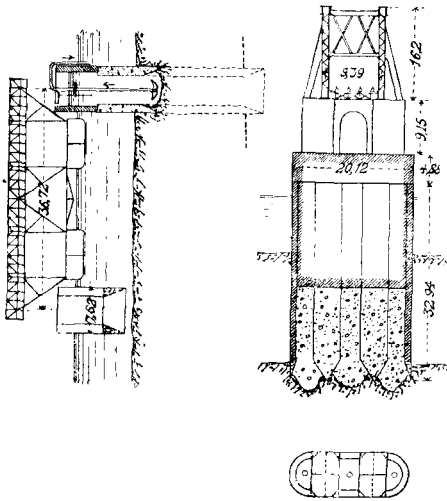
Przy budowie mostu na rzece Hooghly, pod miastem te je nazwy w Indjach, zastosowano ulepszone urządzenie metody Leslie. (Schv. Bz. 1895 t. 25 s. 1—5).

\*) Domy la c się trzeba, że woda była wypompowana dla bicia pali, że kafar pracowa  wewnątrz studni, i że wpuszczono wod  napowrót, przed rzuceniem betonu.

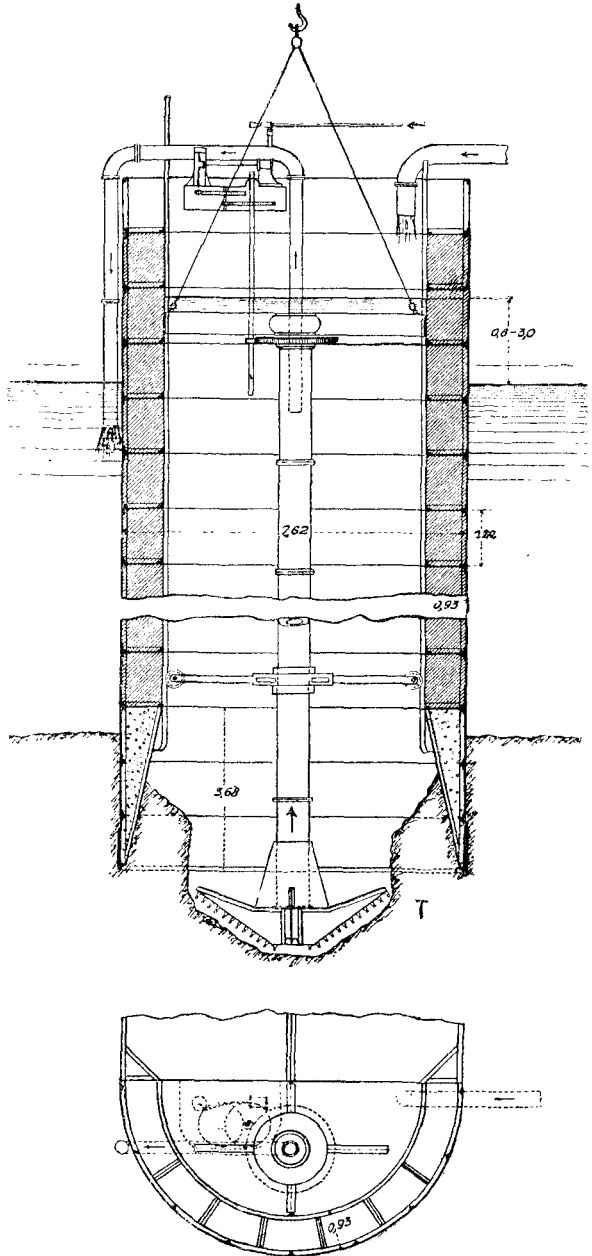


Rzeka leży tu w obszarze morskim, jest 370 m szeroka, a przy prawym brzegu około 20 m głęboka. Fala równonocnego dziennego przypływu dochodzi 5 m. Z powodu ożywionej żeglugi, należało wykonać most o małej liczbie otworów, i nie stawiać filara w części głębokiej. Przyjęto więc system wspornikowy na 3 otwory 167,5

708.



709.



36,7 167,5 m, a w ten sposób dwa filary ograniczające środkowy otwór, wypadły w płytszej części koryta. Głębokość wody wynosi w tym miejscu 8 do 9 m przy niskim, a 14 m przy wysokim stanie; na dnie leży 19 m grubego pokład mułu, pod nim 7 do 8 m twardej żółtej gliny, głębiej miększe warstwy. Oba filary fundowano jednocześnie, każdy na jednej studni pływającej, o wymiarach 20,12/7,62 (r. 708). Do wysokości 4,88 związano je na lewym brzegu, potem puszczono na wodę, i zawieszono na dźwigarach łączących dwa żelazne galary, wysuniętych w obie strony na zewnątrz tak, że zawieszono studnie miały przepisana osiąwą odległość filarów mostu, 36,72 m. Zapuszczanie i podwyższanie obu studzien, mogło się odbywać na przemian.

Rzut poziomy wskazuje podział studni na 5 komór. Dwie zewnętrzne i środkowa są u spodu otwarte, i przeznaczone dla przyrządów i robót około zapuszczania; dwie pozostałe u spodu zamknięte, dawały siłę wynurzenia (n. Auftrieb) potrzebną dla pływania studni.

Ustrój komory zewnętrznej przedstawia r. 709. Składa się ona z pierś-

cieni 1,22 wysokich, o ścianach podwójnych w odstępie 0,93, który stopniowo wypełniano murem; w ten sposób regulowano zapuszczanie i pionowy kierunek studni. Dolna część składająca się z trzech pierścieni tworzy wieńiec, i była już na brzegu wypełniona betonem.

Na rys. 709 widzimy nadto szkic przyrządu wiertniczego. W osi podwójna rura trzymana przez dwa łożyska, a przy pomocy kierownic umieszczonych na ścianach, zawieszona na żórawiu. Świder o średnicy 4,20 umocowany na niej u spodu, składa się z czterech zębatach ramion, które pogłębiają grunt według kształtu lejka. Powyższy sposób zawieszania, pozwala na swobodny obrót rury wraz ze świdrem. U góry osadzona jest za pomocą dławika lewarowa rura dla odpływu, połączona z górnym pierścieniem studni, i zanurzona na zewnątrz w rzece (z lewej strony rysunku).

W zamkniętej skrzynce przy ścianie studni, znajduje się mała maszyna parowa, która za pomocą przesyłki kół zębatach wywołuje obrót środkowej rury i świdra. Przy 100 obrotach maszyny, świder wykonywa 1 do  $1\frac{1}{2}$  obrotów na minutę. Pompy wirowe umieszczone na galarach dostarczały wody przez rurę widoczną z prawej strony rysunku, i utrzymywały wewnątrz studni stan wyższy od stanu rzeki o 0,6 do 3,0 m. Ta różnica dawała ciśnienie i prąd w rurze lewarowej, potrzebny do porywania ziemi wzruszonej przez świder, oraz zapadającej się od czasu do czasu z obwodu studni. Do napełniania rury lewarowej służył ejektor parowy umieszczony w najwyższym jej punkcie.

W miarę zagłębiania się świdra, rurowa oś przesuwiała się po lewarowej rurze odpływu i od czasu do czasu musiała być przedłużana; jednocześnie dodawano do studni nowe pierścienie.

Zapadanie się studni i opuszczanie świdra za pomocą żórawia, nie są jednoczesne; z tego powodu oś kół zębatach, widoczna na rysunku obok rury osiowej, przesuwiała się w górnym łożysku, a mechanizm zabezpieczał przytem stałe

710.

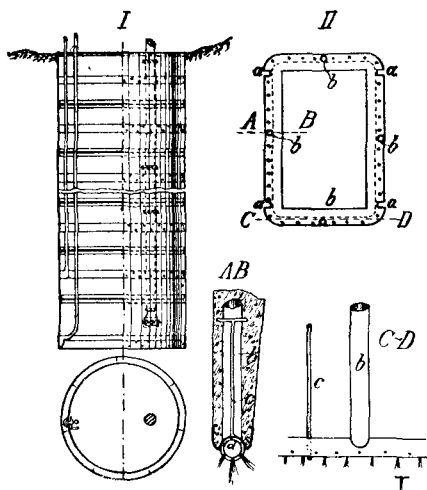
zazębenie jej z kołem umieszczonem na rurze osiowej, pod dławikiem rury lewarowej (patrz oryginał str. 3. ust. 1.).

W piasku zapuszczano 2,5 m, to znaczy 352 m<sup>3</sup> wykopu, w ciągu 3 do 8 godzin; w glince postęp był daleko mniejszy. Ostatecznie potrzebne było obciążenie studni ciężarem 800 tn, przy pomocy tego doszła studnia 3,7 wgłąb zbitej gliny, i miała wysokość 32,94 m. Dolną część wypełniono betonem, górną wymurowano cegłą; ponad studnię wznosi się mur 4,88 m wysoki. Cały ciężar filara wynosi 13 887 t, i daje obciążenie podstawy 9,8 kg/cm<sup>2</sup>.

Génie Civil 1903 s. 344, opisuje fundowanie tym systemem innego mostu w In-

djach, które nie zupełnie się powiodło. (Brennecke 1906 s. 67).

**I. Studnie systemu Casse.** W tem miejscu wspomnieć wypada o pomysłach inżyniera Casse, (A. Belges 1903 st. 458). Projektuje on studnie żelazne lub żelazno-betonowe, przeznaczone do zapuszczania prądem wody w płynny piasek, lub w miękką muł (r. 710). Zamiast wieńca, daje u spodu studni rurę dziur-



kowaną ( $d$  na przekr.  $AB$ ). Otwory jej ustawione w trzech szeregach, wyrzucają strumienie wody skierowane na dół i na boki, płuczą piasek i wywołują zapadanie się studni. Rura  $d$  połączona jest z płaszczem studni za pomocą wieszadeł  $c$ . Dla zmniejszenia oporu, umieszczone są w wyższych pierścieniach studni dalsze rury dziurkowane, wyrzucające wodę na wewnątrz i na zewnątrz. W studni prostokątnej doprowadza wodę rura tłocząca  $b$ , osobna dla każdej ściany; wskutek tego, w razie skupionego oporu, można w dane miejsce skierować cały prąd, przerywając tymczasem inne. Przy studni kolistej r. 1, można to samo osiągnąć, ustawiając rury dopływowe w różnych punktach obwodu; a więc nie tak jak na rysunku.

O ile wnosić mogą z tekstu autora, i z pobieżnych jego szkiców, bez wymiarów, jest to dopiero projekt, praktycznie jeszcze nie wypróbowany. Otwory płuczące powinny być tem mniejsze im wyżej leży rura, żeby woda nie uciekała w kierunku najmniejszego oporu. Okaże się może potrzeba doprowadzania wody do każdego pierścienia oddzielnie. Nasuwa się też wątpliwość, czy otwory dolnej rury nie będą się zatykać w razie chwilowej przerwy w tłoczeniu wody, mianowicie w mule, i w większej głębokości. Sam autor przewiduje też potrzebę pomocniczego wzruszania ziemi za pomocą grzebania, chociaż do wydobywania wykopu zaleca bagrownicę działającą prądem wody.

**m. Murowanie płaszcza studni od dołu.** Wykonanie studni przez zapuszczenie, wynika z trudności wyczerpania wody i miękkości pokładów. Jeżeli

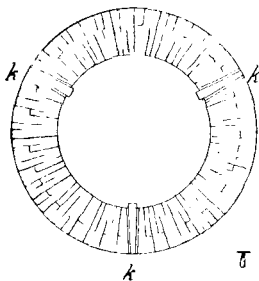
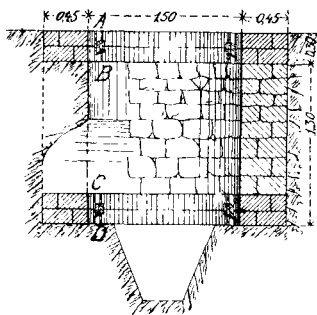
zaś szyb studni jest suchy, lub łatwy do wyczerpania, naturalniej jest, prowadzić wykonanie płaszcza z góry na dół, jednocześnie z wykonaniem wykopu; a więc pogłębiając i murując na przemian częściami. Wysokość tych części, zastosowana będzie do spójności przecinanego pokładu.

Bardzo proste postępowanie tego rodzaju znane jest w Czechach, i używane tam bywa przy wykonaniu studzien kolistych dla wody, a więc do małych średnic (r. 711).

Wykop, o ile możności dokładnie według zewnętrznej powierzchni studni, wykonywa się najprzód na małą wysokość  $AB$ ; naprzykład na grubość dwóch, albo trzech warstw cegieł rębem. Ta część wymurowana na cemencie, gdy zwiąże, zostaje naprężona klinami  $k$ . O ile na zewnątrz pozostaną miejsca próżne między ziemią i murem, należy je dokładnie wypełnić zaprawą cementową. Następnie pogłębia się wykop od  $B$  do  $C$  według światła studni, na wysokość 1,0 do 1,5  $m$ , stosownie do spójności pokładu. Pierścień  $AB$  jest zatem trzymany klinami, i na razie podparty ziemią. Z tej ziemi

wybiera się część potrzebną, żeby wstawić drugi pierścień muru  $CD$ , podobny do pierwszego, i również naprężony klinami. Podczas murowania pierścienia  $CD$ , można rozpiąć tymczasowo część  $BD$ , w miarę potrzeby. Wreszcie wybiera się częściowo ziemię na grubość płaszcza między  $D$  i  $B$ , wypełnia się ją murem,

711.

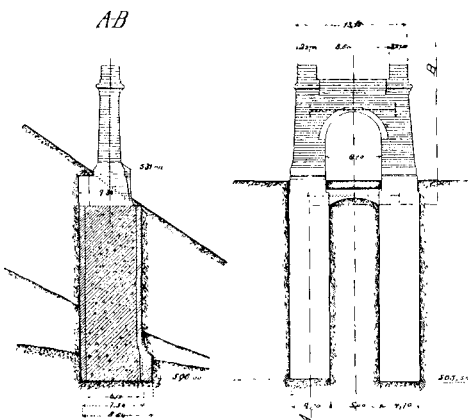


wyjmuje się kliny z górnego pierścienia i wypełnia się ich miejsce zaprawą i odłamkami cegieł. To postępowanie powtarza się tak długo, jak pozwala suchość szybu. O ile mi wiadomo, rozpieranie pierścieni nie jest używane; pierścienie wiszą zatem, wskutek naprężenia otrzymanego przez kliny.

Im większa średnica studni, tem cięższe są pierścienie *AB*, *CD*, tem trudniej utrzymać je w zawieszeniu klinami. Około 3 m zewnętrznej średnicy trzeba będzie podierać pierścienie, albo lepiej użyć przygotowanych osobno odcinków z betonu, żeby zmniejszyć ciężar pierścieni. Nowe trudności powstaną, skoro studnia nie będzie kolista.

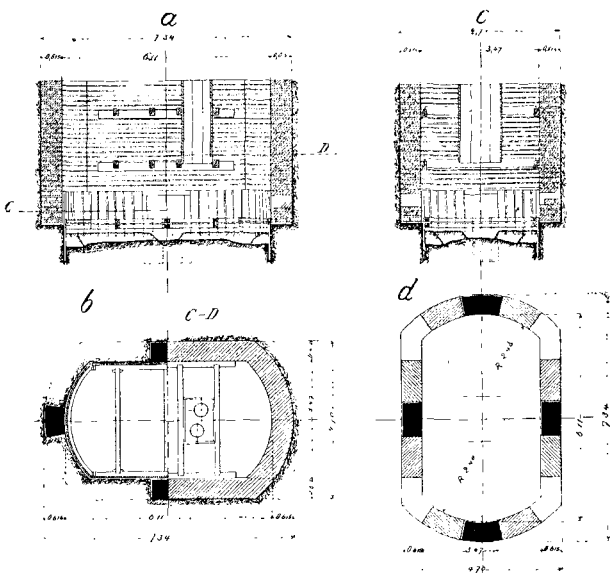
Lewy przyczółek wielkiego mostu łukowego w Bern (Szwajcaria. Schv. Bz. 1897 t. 29 s. 36), jest fundowany 28 m głęboko, na stoku utworzonym z nasypu (r. 712, 713). Z tej głębokości przypada na sam nasyp około 16 m, potem 8 do 9 m na pochyły pokład gliny i piasku, pod którym leży wytrzymały żwir.

712.



W ten żwir zapuszczony miał być fundament na parę metrów. W tych warunkach, fundowanie musiało być tak przeprowadzone, żeby nie wywołało najmniejszych ruchów stoku; nie było więc mowy o zwykłym zapuszczaniu studzien. Przytem, dozwolone było maximum obciążenia  $6 \text{ kg/cm}^2$ ; sam zaś ciężar betonu na 28 m wysokości, bez obciążenia od łuku, byłby już to maximum osiągnął.

713.




Fundament filara składa się z dwóch studzien, które wykonane zostały kolejno z cegły; ciężar muru jest zatem w przybliżeniu równy ciężarowi przeciętych pokładów. Ściany w kierunku spadku stoku są płaskie; ściany do spadku prostopadłe mają kształt odcinków łukowych; a to w celu, żeby jednostronne ciśnienie ziemi, które mogło powstać na początku roboty, było jednostajnie przeniesione z wyższego stoku na niższy.

Pierwszy pierścień muru założono tak głęboko, żeby wspomniane ciśnienie mogło się dobrze przenieść; sprawozdanie nie podaje jednak tej głębokości. Wykonano ten pierścień z czterech oddzielnych części; najprzód ścianę łukową od strony doliny, potem dwie ściany płaskie, a po stwardnieniu

ich, ścianę łukową od strony góry. Wykop wykonano dokładnie według grubości muru na dwie cegły. Po ukończeniu muru wybrano ziemię z wnętrza studni, i ściany płaskie rozparto; a wtedy zaczęło się pogłębianie i murowanie od spodu.

Dla wygody mularzy, spód wykopu leżał około 1 m niżej od spodu muru który mieli wykonać (r. 713). Na podstawie muru podłożono deski 25 cm szerokie; przed każdą z nich stała deska pionowa 1,3 wysoka, opatrzona u góry w pierścień, u dołu w trzewik, a kierowana przez dwa wysoki deski poziomej, leżącej pod murem.

Deski pionowe tworzyły palisadę; wewnątrz tej palisady wykonywano wykop, zaraz zakładano rozparcie ścian płaskich, łatwe do usunięcia, a ściany krzywe przytrzymywano krzywemi wzorówkami  (r. b).

Pogłębianie odbywało się w następującym porządku. Najprzód zesuвано nizko rozpory ścian płaskich, i zaklinowano je. Potem rozpoczęto pobijanie brusów palisady, a mianowicie w czterech miejscach na przeciw siebie leżących, oznaczonych czarno na rysunku *d*. Pobito więc w każdym miejscu po 5 brusów o 70 cm głębiej, usunięto odpowiednie deski poziome i wybrano pod murem ziemię, dokładnie na grubość muru, a 30 cm niżej głowy pobitych brusów palisady. Wybrana komora miała zatem 1 m wysokości; a skoro założono w niej na spodzie deski poziome i ubito je, pozostała przestrzeń 0,96 wysoka, którą wypełniono sześcioma warstwami cegieł rębem. W ten sam sposób wykonano części muru kreskowane na rysunku *d*, wreszcie części białe, a wówczas gotowy był nowy pierścień płaszcz 0,96 wysoki; poczem zaczęło się ponowne przesuwanie rozpór, pobijanie palisady i t. d. Mur z obfitą zaprawą przyciskano silnie do zewnętrznej ściany ziemi; nawet wtedy gdy ziemia częściowo się zapadła, i powstała jama. Wskutek układania warstw tylko rębem, murowanie było ułatwione. Warstwy rębem mają przytem tę zaletę, że łatwiej wiszą niż warstwy płaskie. W każdym pierścieniu zostawała u góry szpara 2 do 3 cm szeroka, którą starannie wypełniano zaprawą, a do zaprawy wbijano odłamki cegieł zapomocą płaskiego żelaza. Używano cegieł dziurkowanych o wymiarach 30/14/6, i zaprawy z 500 kg cementu portland na 900 litrów piasku. Postęp roboty wynosił dwa pierścienie na tydzień przy pierwszej, a trzy pierścienie przy drugiej studni. Mur wiszący nie był zatem nigdzie starszy nad 2 dni, a pomimo tego nie ukazały się nigdzie pęknięcia albo osiadania. Pierwsza studnia osiadła się podczas roboty o 25 mm, druga tylko o 11 mm.

Co drugi wieniec tworzone w ścianach podłużnych osiem małych wsporników, przez wysunięcie cegieł w czwartej warstwie; na nich spoczywały rozpory przedstawione na rysunku. Szpary między drzewem a murem zalewano rzadką zaprawą, dla lepszego rozłożenia ciśnienia. Tutaj również, nie zauważono podczas budowy żadnych ruchów.

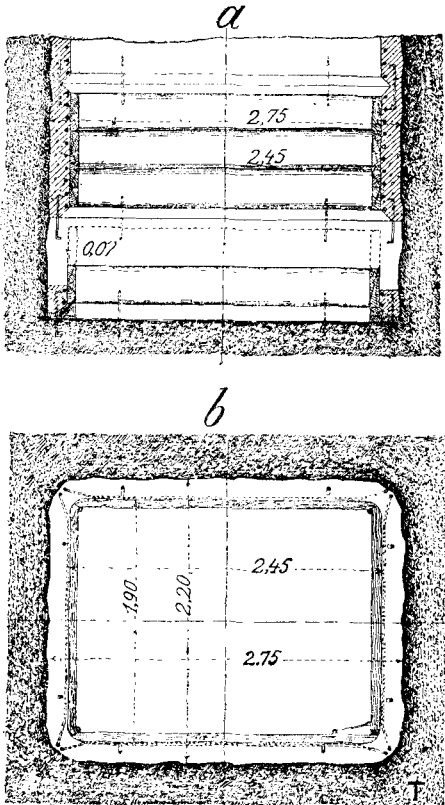
W głębokości 18 m uznano potrzebę powiększenia powierzchni fundamentu. Dokonano tego przez stopniowe wysuwanie ściany łukowej od strony doliny; przytem powiększono także grubość muru, tak, że podwoiła się przy końcu. Kilka metrów pod tem rozszerzeniem, znaleziono pokład wytrzymały; ostatni pierścień muru wykonano usuwając częściowo palisadę, poczem natychmiast rozpoczęto wypełnianie studni betonem. Przy tej robocie usuwano kolejno rozpory i ukończono ją w ciągu niewielu dni.

Okazało się, że przy wykonaniu płaszcz 2 użyto o 50% więcej zaprawy, niż potrzeba w normalnych warunkach na mur o grubości dwóch cegieł; a to z powodu, że od zewnątrz wykop nie mógł być dokładny. Pozostają między mu-

rem a ziemią miejsca puste, które muszą być wypełnione zaprawą. Zużyto więc o  $42 m^3$  zaprawy za dużo, co rozłożone na całą zewnętrzną powierzchnię studni, utworzyłoby powłokę  $7 cm$  grubą. Jest to dla muru bardzo korzystne, ale pamiętać o tem trzeba przy kosztorysie.

Postęp roboty był stosunkowo powolny, bo trzeba czekać na związanie zaprawy. Potrzeba też bardzo sumiennych mularzy, i surowego bezustannego nadzoru. Do powyższych słów kierownika budowy i autora systemu inżyniera Simonsa dodam, że postęp roboty nie był wolniejszy od zwykłego zapuszczania studzien, o ile przecinano nasyp na pochyłym terenie; zaś w poziomych pokładach rodzimych, oprawa ciesielska może być mniej silna, a postęp szybszy.

714.



Ten sam autor opisuje (Schv. Bz. 1900 t. 35 s. 65) fundowanie nowego teatru miejskiego w Bern (Szwajcaria). Fundamenty przecinają wysoki nasyp, który pod piwnicami teatru wynosi  $8$  do  $10 m$  od wschodu, a  $10$  do  $15 m$  od zachodu. Teren naturalny pod nasypem, składa się ze żwiru, piasku i gliny, w postaci gniazd bez warstwowania. Przy budowie powyżej opisanej odkryto ten pokład na znacznych powierzchniach, i to doprowadziło do wniosku, że obciążyć go można najwyżej na  $2$  do  $3 kg/cm^2$ . Postanowiono więc fundować na studniach, w sposób powyżej opisany, używając do płaszcza betonu uzbrojonego, zamiast cegieł. Ztąd wynikła mniejsza grubość ścian, więcej miejsca dla robotników, i możliwość zastosowania studzien o przekroju prostokątnym (r. 714).

Zaczynano od wykonania wykopu do głębokości  $0,9 m$ , z początku o wymiarach nieco mniejszych niż przekrój studni, a potem regulowano go dokładnie

do pionu. Na spodzie wykopu ułożono wieniec drewniany (rys. a), a na nim ustawiono pierścień odzierzy z brusów  $7 cm$  grubych, zostawiając do ściany wykopu  $15 cm$  miejsca na beton. Do betonu użyto drobnego mocno piaszczystego żwiru, i  $350 kg$  cementu portland na  $1 m^3$ . Uzbrojenie tworzą pręty okrągłe  $12 mm$  grube, w odstępach po  $100 mm$ ; w kątach szybu są one odgięte na zewnątrz (rys. b). W ten sposób wykonano płaszcz na głębokość wykopaną, i pozostawiono tę część  $4$  dni do stwardnienia.

Przy pogłębianiu, kopano według wewnętrznego lica odzierzy, i według wytrzymałości pokładu ziemi oznaczono wysokość każdego pierścienia. Brusy odzierzy były  $30 cm$  szerokie, a ukośnie ścięte ścianki betonu wynosiły  $2$  razy po  $7,5 cm$ . Najniższy pierścień na jeden brus wynosił przeto  $45 cm$ , pierścień na dwa brusy miał wysokość  $75 cm$ , i t. d. po  $30 cm$  więcej na każdy brus. Naj-

wyższe pierścienie obejmowały cztery brusy, tj. wysokość 1,35 m. Wieniec przenoszono zawsze na spód wykopu.

Pionowe pręty 35 cm wysokie zagięte na końcach, tworzą wiązania między kolejnymi pierścieniami (r. a). Po wykończeniu wykopu na nowy pierścień wbijano te pręty do połowy długości w ziemię przez odpowiednie wycięcia w wieńcu. Górną połowę obejmował następnie beton, a dolną odślaniano przy wykopie dla następnego pierścienia.

We dwa dni po ukończeniu pierścienia, rozpoczynano następny; a betonowanie trwało jeden dzień. Czas pozostawiony na twardnienie był zatem krótki; ale liczący na to, że każdy pierścień odzierzy tworzył rozparcie, i mógł wytrzymać ciśnienie ziemi; odzierz zdejmowano dopiero po siedmiu dniach. Ubijano też beton bardzo silnie; w przestrzeni 15 cm szerokiej za odzierzą, potrzebne były do tego zakrzywione sztabki żelazne.

Skoro studnia osiągnęła powierzchni naturalnego terenu, sondowano w nim około 2 m głęboko, według znalezionej materjału oznaczono dozwolone obciążenie jednostkowe, a ztąd potrzebne rozszerzenie podstawy.

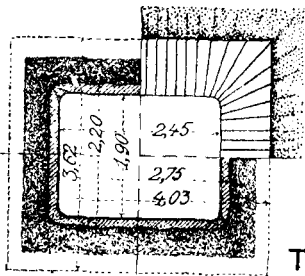
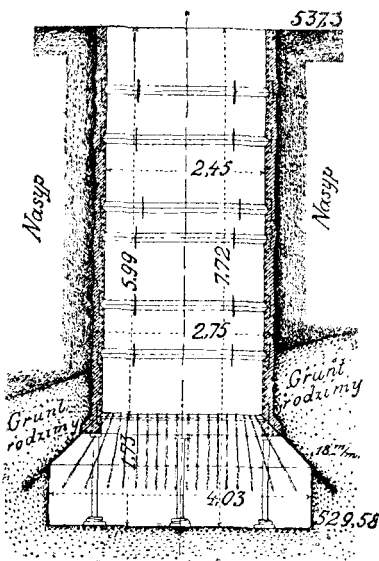
W obwód szybu bito pręty żelazne pochyło na 45°, i tak długie, żeby wychodziły 30 do 40 cm poza obrachowany obwód rozszerzenia, r. 715. Główki tych prętów związano za pomocą silnych belek betonowych, a gdy te stwardniały, wykonano wykop według przekroju studni, na całą potrzebną głębokość. Następnie podparto płaszcz studni dokoła, jak przedstawia rysunek, i wykonano swobodnie wykop na całe rozszerzenie.

Zapuszczono ogółem 9 pojedynczych, i dwie podwójne studnie. Najmniejsze miały wymiary 2/2 m, największe 3,3/4,6 m. Ostatnie były podwójne, ze ścianą przedziałową 30 cm grubą, z betonu uzbrojonego. Najmniejsza głębokość studni wynosiła 6,5 m, największa 10,0 m. Rozszerzona podstawa miała powierzchnię 2 do 3 1/2 razy większą od przekroju studni.

Studnie wypełniano betonem, biorąc 150 kg cementu na 1 m<sup>3</sup>; przytem wręby między pierścieniami płaszcz łączyły go doskonale z rdzeniem. Studnie sąsiednie łączono belkami z betonu uzbrojonego; nie używano do tego sklepień, obawiając się parcia poziomego na mury obwodowe; natomiast belkami były wszystkie studnie doskonale ze sobą sprzężone.

Pod względem ustroju, przedstawia powyższy sposób różne korzyści, i tak: daje dobre rozparcie szybu. W razie napotkania miejscowego osypu, łatwo go utrwalić. Znajdowano np. gniazda sypkiego żwiru, zupełnie bez piasku; żeby go utrwalić, wybijano otwór w ostatnim gotowym pierścieniu, i zalewano gniazdo

715.

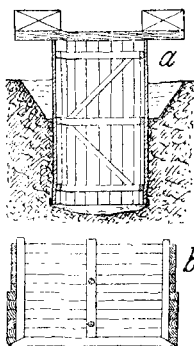


płynną zaprawą cementową. Zewnętrzna powierzchnia płaszczu jest bardzo szorstka, i doskonale związana z ziemią; nie ułatwia więc przeciekania wody, a przeciw osiadaniu się studni, stawia bardzo wielki opór.

Płaszcz z betonu uzbrojonego jest kosztowny, ale stanowi część filara, i z ceną filara należy go porównywać. Pomimo tego, osiągnięto przy teatrze Berneńskim oszczędność w porównaniu z innymi sposobami fundowania; wynosiła ona przeszło 15%. Przyjęta grubość płaszczu 15 cm, znaczy w tym razie minimum; bo z powodu nierówności i okruchów, wykonano zapewne przeszło 20 cm. Sposób ten ma tem większą wartość, im głębszy fundament; mianowicie cenny jest wtedy, gdy nie znamy dokładnie wytrzymałości gruntu, i nie umiemy naprzód oznaczyć potrzebnego rozszerzenia podstawy. W Belgii, wykonano tym sposobem w kopalni węgla szyb kołisty, 100 m głęboki (Schv. Bz. t. 35 st. 229).

**n. Studnie drewniane** są niekiedy używane w budownictwie; mianowicie do przecinania bardzo miękkich pokładów, niekiedy nawet nie dochodząc do poziomu wody. Mają na celu oszczędność wykopu, i ułatwienie wykonania szeregu filarów, zamiast ciągłego fundamentu. W powyższych warunkach, szczelność ścian nie jest potrzebna. W najprostszej postaci (r. 716 a), składają się z desek pionowych 4 do 5 cm grubych, osadzonych na zrębie z lekkich belek, rozpartych poziomo w miarę potrzeby. Dla większej głębokości mogą też być złożone z brusów poziomych u spodu grubszych, stosownie do ciśnienia (r. 716 b), i odpowiednio uszczelnionych w razie zapuszczania pod wodę.

716.



W obu razach, ustrój studni i wykonanie fundamentu, mało się różni od fundacji w skrzyni bez dna; zwykle też nazywane są te studnie skrzyniami. Dla zapuszczania ich, potrzeba silnego obciążenia.

Przy fundowaniu galeryi narodowej w Berlinie (1866), wytrzymały pokład żwiru leżał w głębokości 7 do 8 m, ale woda ukazywała się dopiero w głębokości 4 m; studnie miały zatem tylko 3 do 4 m wysokości. Ich poziome wymiary były 2,8 x 5,2; w narożach nawet 3,5 x 6,6. Pomimo tego ciśnienie było małe, i wystarczyły deski 4 cm grube. Bagrowano za pomocą worka, najwyżej do głębokości 2,5 m. Betonem wypełniono 1,3 do 1,6, potem murowano kamieniem wapiennym, a filary połączono sklepieniami (ZfB. 1869 s. 269).

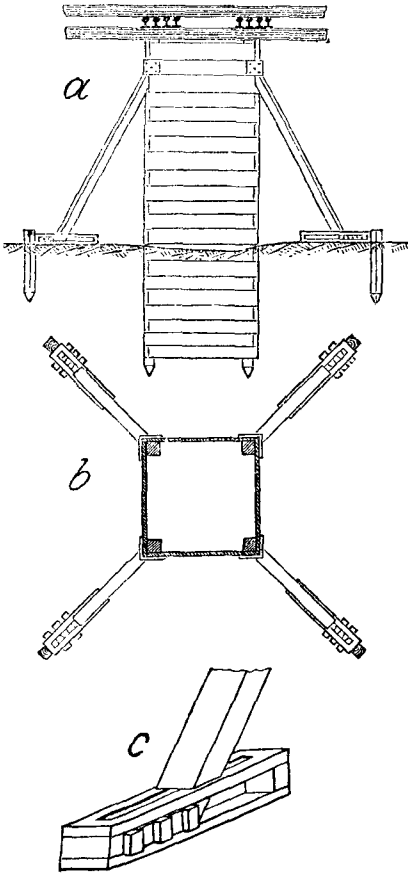
Przy budowie gmachu dla urzędu patentów w Berlinie, zastosowano ustrój ruchomych zastrzałów według rys. 717, żeby zapobiedz pochylaniu się studzien (CBl. 1892 s. 319). Głowy zastrzałów mają wycięcia dwuścienne do kąta prostego, którymi trzymają pionowe krawędzie studni. Zarazem przypierają one do dwóch kawałków brusów, przymocowanych do ścian studni. Stopy zastrzałów, wpuszczone są w szpary podstawek zbitych z brusów, i trzymane we właściwym miejscu przez szereg klinów; podstawki zaś przypierają do palików. Na początku bagrowania zastrzały są luźne; a skoro się studnia zaczyna pochylać, dosyć jest pobić kliny z odpowiedniej strony. W miarę zapuszczania studni, usuwa się kliny częściowo.

Przy budowie kolei we Francji (An. d. Tr. pbl. 1891 s. 21), zastosowano studnie o ścianach podwójnych, a przestrzeń między ścianami wypełniono beto-



nem i murem. W ten sposób uzyskano większy ciężar, i większą sztywność (r. 718). Zewnętrzne ściany są pionowe, wewnętrzne pochyłe, a poziome wiązanie

717.



na całą szerokość studni, łączy i usztywnia te ściany. Jest to ustrój znacznie lepszy od poprzednich.

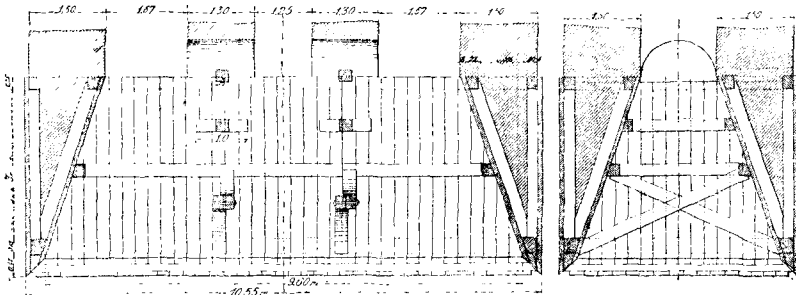
Willmann podaje że w Ameryce, przy budowie kolei Chicago - Quincy, zastosowano studnie drewniane koliste, wiązane jak beczki; a więc z grubych klepek, umocowanych na żebrach poziomych z wzorówek  $\perp$ ; rozumie się że żebra leżą wewnątrz.

Ciekawe zastosowanie studzien drewnianych do budowy olbrzymich wymiarów, a możliwe tylko przy małej wartości drzewa, widzimy na fundamentach mostu na rz. Hudson pod Poughkeepsie w Ameryce Północnej rys. 719 (An. Tr. p. 1888). Studnie te przypominają ustrojem żelazne studnie mostu Hawkesbury, a zarazem kaszyce używane do utrwalania pali wysokich.

Rzeka ma w tem miejscu 15 do 18 m głębokości, około 15 m wysokości wezbrań, i prędkość 1,5 m. Na dnie leży piasek i muł, pod nim w znacznej głębokości wytrzymały żwir. Most dwutorowej kolei ma w środku 5 przęseł po 160 i 167 m osiowej długości, w których dolna krawędź ustroju żelaznego wznosi się 39,7 m nad poziom w. w. Wraz z dwoma zjazdami w spadkach, długość mostu wynosi 1548 m.

Fundament całego filara tworzy jedna studnia. Studnie związane są z pełnych ścian belkowych  $2 \times 30$  cm grubych. Mają długość 30,5 m, szerokość u spodu 18, u góry 15 m, i są 35 m wysokie. Pełnemi

718.



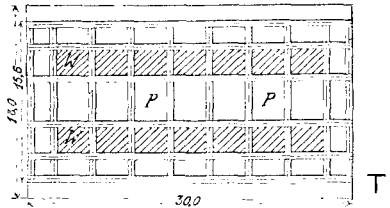
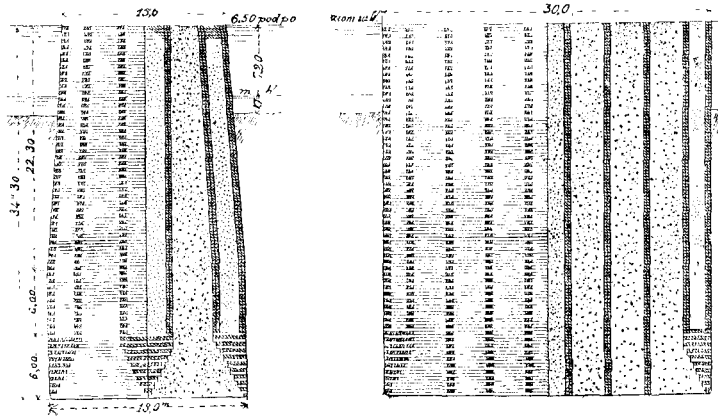
ścianami są w rzucie poziomym podzielone na 45 pól, a cały ten zrąb drewniany dźwiga ciężar budowy. Ściany podłużne parami zbiegają się u spodu w krawędzie; przedziały *P* były stopniowo wypełniane betonem, a po części żwirem; przedziały *W* służyły za szyby robocze.

Studnia związana przy brzegu, splewiona na miejsce budowy, i umocowana na kotwicach, zapuszczana była przez bagrowanie. Skoro stanęła na pokładzie wytrzymałym, wypełniono betonem szyby robocze, i wyrównano jej górną powierzchnię przy pomocy nurków.

W najgłębszym miejscu, dolna krawędź studni leży około 39,5 m pod poziomem m. w., wierzch wszystkich studzien 4,5 m pod tym poziomem. Na wyrównanej powierzchni studzien, stawiano

silnie zbudowane drewniane skrzynie pływające, których podstawy pozostały pod budowlą, a ściany boczne służyły za osłonę dla wykonania murowanej części filara. Ta część kończy się około 10,5 m nad poziomem m. w.; na niej postawiono 8 słupów stalowych, które według powyższego są około 29 m wysokie, i dźwigają żelazny ustrój mostu systemu Gerbera. (Widok mostu CBI. 1887 s. 271. An. d. Tr. pbl. 1888 st. 2145. Engg. 1887 II. st. 216).

719.



### 36. Fundowanie przy pomocy zgęszczonego powietrza.

**a. Ogólny opis i warunki zdrowotne.** Skrzynia *A* u góry zamknięta u spodu otwarta (r. 720 *a*), ma być podstawą fundowanej budowli. Przy pomocy jednego ze sposobów opisanych w rozdziale o zapuszczaniu studzien (l. 35 *e*), postawiono ją na dnie rzeki pośród wody. Wtłaczając do skrzyni powietrze, można wodę wypchnąć i skrzynię wypróżnić; przytem jeżeli pokład jest przepuszczalny, woda ustępować będzie pod dolną krawędzią skrzyni; zaś w pokładzie nieprzepuszczalnym, może zająć potrzeba wyprowadzenia wody inną drogą. Jeżeli następnie możliwy będzie wstęp robotników do wnętrza skrzyni, i wydobywanie z niej wykopu, to pogłębianie i zapuszczanie skrzyni może się odbywać na sucho. Tę skrzynię będziemy odtąd nazywać skrzynią roboczą (caisson, Senkkasten).

Podczas zapuszczania, odpowiednio do położenia skrzyni w coraz większej głębokości, utrzymywać w niej musimy coraz większe ciśnienie powietrza, a zarazem równoważyć je musimy za pomocą dostatecznego obciążenia, które daje nam mur budowli, wznoszonej jednocześnie na stropie skrzyni (r. *b*). Ciężar muru i skrzyni ma zatem równoważyć ciśnienie powietrza, i pokonywać tarcie. Zwykle jednak przewyższa on obie te siły, bo tarcie nie jest zawsze wiadome,

a przytem przyspieszyć chcemy zapuszczanie. Nadwyżka ciężaru jest ciśnieniem na ostrze skrzyni.

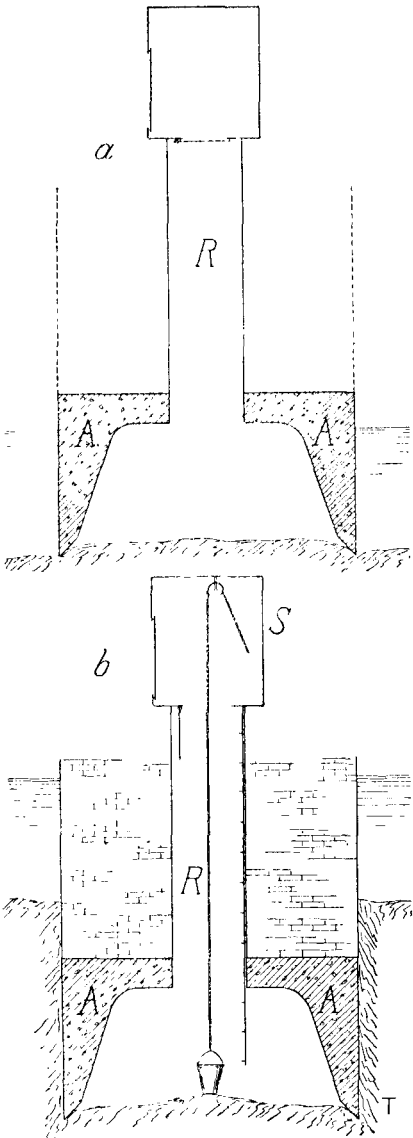
W twardym pokładzie ciśnienie na ostrzu bywa wielkie, i może ulegać znacznym zmianom; w miękkim pokładzie, ciśnienie to musi być małe, a dla dobrego postępu roboty powinno być o ile możliwości stałe. Tego warunku trudno dopełnić podczas szybkich zmian stanu wody; zmieniamy bowiem ciśnienie powietrza według stanu wody, ale nie zawsze możemy równie szybko zmieniać obciążenie skrzyni. Powrócimy do tego przedmiotu pod *e* 4.

Fundament przestaje się zapadać, skoro ciężar jest za mały, albo ciśnienie powietrza za wielkie. Wypuszczając powietrze, możemy wywołać dalsze zapadanie się fundamentu; a odczytując jednocześnie manometr, oznaczyć możemy ciśnienie powietrza, przy którym ruch się rozpoczyna. Ciśnienie to jest równe sumie ciężaru budowli i tarcia; a skoro ciężar jest znany, możemy na podstawie takiego spostrzeżenia obrachować średni opór tarcia, na powierzchni bocznych ścian fundamentu zapuszczonych w ziemię (D. Ing. Ver. 1877 s. 433).

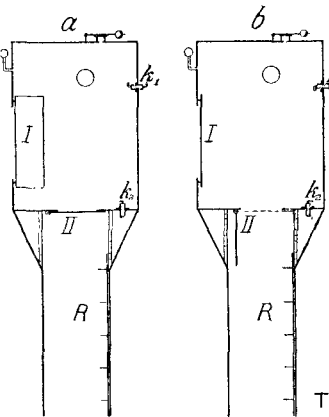
Do powyższych czynności potrzebny jest szyb roboczy *R*, wyprowadzony ze stropu skrzyni, zakończony komorą *S*, czyli tak zwaną szluzą powietrza (écluse à air — Luftschleuse rys. 721). Ma ona dwie kłapy i dwa

kurki, małe okno i manometr do odczytywania zewnątrz. Kłapa I i kurek *k*<sub>1</sub>, łączą ją z powietrzem zewnętrznym, kłapa II i kurek *k*<sub>2</sub>, dają połączenie z szybem roboczym *R*. Kłapa I jest otwarta (r. *a*), jeżeli ostatni raz używano szluzy do wyjścia

720.



721.



na zewnątrz; kłapa II jest w takim razie zamknięta. Można więc wejść do szluzy, zamknąć za sobą kłapę I i kurek *k*<sub>1</sub>, i wpuścić powietrze zgęszczone z szybu, przez kurek *k*<sub>2</sub>; a skoro ciśnienie się wyrówna, można otworzyć kłapę II i zejść do szybu po drabinie; przytem zamykamy za sobą kłapę II. Przy wychodzeniu z szybu, postępujemy w odwrotnym porządku. Jeżeli wreszcie potrzeba użyć szluzy dwa razy w jednym klerunku, np. do wejścia, wówczas za drugim razem znajdujemy kłapę I zamkniętą; a jeżeli nadto przypadkowo kłapa II jest otwarta (r. *b*), trzeba najprzód dać znak, żeby robotnik wewnątrz będący zamknął kłapę II;



Czas szluzowania nie był powyżej liczony do czasu pracy; a między dniówkami jednej doby potrzeba 4 do 6 godzin odpoczynku, i 8 godzin snu na dobę.

Kurek zabezpieczający przeciw zbyt szybkiemu wpuszczaniu powietrza, regulowany według ciśnienia, opisuje ZfB. 1899 s. 434.

Dniówki krótsze jak 1 godzina, uważane są jako praktycznie niemożliwe. Jako wyjątek wspomnieć należy, że przy moście na East-River pod Williamsburgiem (1903 r. 753) zmieniano robotników co 45 minut. Ztąd wnosić można, że w pokładzie przepuszczalnym, granica zastosowania metody pneumatycznej leży przy 30 do 35 *m* głębokości. Przy moście na Mississippi pod St. Louis (r. 788) osiągnięto 33 *m* przy pomocy  $3\frac{1}{2}$  *atm* przyrostu ciśnienia; przyczem ograniczenie dniówek do 1 godziny okazało się niezbędnym. Przed zastosowaniem tego ograniczenia, z ogólnej liczby 352 robotników zachorowało 30, a z tych 12 umarło. Natomiast wiadomo, że w morzu i w ubiorach nurków, pracują ludzie z łatwością do 45 *m*, a dla połowu gąbki dosięgają nawet 50 do 60 *m* głębokości (Oest. Z. 1896 s. 487). W pokładach zbitych i nieprzepuszczalnych, wystarcza też często ciśnienie znacznie mniejsze od słupa mierzonego do powierzchni zewnętrznej wody.

O ile wiadomo, największą głębokość osiągnięto dotychczas fundacją pneumatyczną przy moście na rzece Barrow w Irlandyi (1905). Przy 7 filarach wynosiła głębokość więcej niż 30 *m* pod poziomem wielkiej wody, a w jednym przypadku doszła do 35,7 *m*. Ażeby poprzestać na mniejszem ciśnieniu niż wymaga ta głębokość, nie wypychano wody ze skrzyni roboczej, lecz wyciągano ją w górę za pomocą ejektora działającego prądem powietrza. W ten sposób ograniczono ciśnienie do 2,8 atmosfer. Ogółem oszczędza się w ten sposób ciśnienie powietrza, równe oporowi który napotyka w pokładach ziemi woda napływająca do skrzyni (DJV. 1905 s. 593). Ten sposób postępowania zalecany już był w r. 1883; pożyteczny on być może także przy mniejszych głębokościach, o czym mówić będziemy pod g. 6.

Obszerne przepisy zdrowotne, podaje Brennecke (str. 302/4) i Zschokke (str. 335/7); z tych przytoczę następujący krótki wyciąg.

1. Do pracy w zgęszczonym powietrzu można używać tylko zupełnie zdrowych ludzi, wieku lat 20 do 40, gdy przyrost ciśnienia ma być większy niż 2 atmosfery; nie starszych zaś jak lat 50, gdy przyrost ciśnienia nie przekracza dwóch atmosfer.

2. O przyjęciu robotnika rozstrzyga lekarz, i pod jego nadzorem znajdują się robotnicy przez cały czas robót w zgęszczonym powietrzu.

3. Przed wejściem do szluzy potrzebna jest mała ilość zdrowego pożywienia. Używanie napoi alkoholowych przed pracą i podczas niej, ma być surowo zakazane. Nałogowi alkoholicy są od roboty wykluczeni.

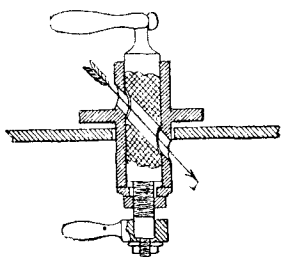
4. Dla robotników urządzić należy internat, w którym mają mieszkać, otrzymują pożywienie, i są pod nadzorem. Potrzebny jest rygor wojskowy, z wykluczeniem za nieposłuszeństwo przepisom.

5. Wpuszczając zgęszczone powietrze do szluzy, doznajemy gnienienia w uszach, które stopniowo zamienia się w dotkliwy ból. Aby temu zapobiedz, należy wciągnąć w płuca jak najwięcej powietrza, zamknąć usta, zacisnąć nos i pchnąć powietrze z płuc do nosa; ciśnienie w uszach ustaje natychmiast, ale tę czynność powtarzać trzeba często, aż do wyrównania ciśnienia. Powiększanie ciśnienia należy kilka razy przerywać, mianowicie dla osób nieprzyzwyczajonych.

Robotnicy którzy doznają silnego bólu w uszach, i nie mogą go usunąć pomimo kilkakrotnej próby, nie mogą być przyjęci do pracy w zgęszczonem powietrzu. Do wpuszczania powietrza używać należy odpowiednio ciasnych kurków (r. 722), a przechodzenia przez szluzę dozwalać tylko w obecności dobrze wyuczonego i sumiennego dozorca.

6. Powietrze włączane powinno zawierać mało wody, a mieć temperaturę najwyżej 18°C. Powinno być o ile możności czyste, a więc czerpane z otwartego powietrza, a nie z wnętrza budynku pomp, i filtrowane przez watę. W przestrzeni o zgęszczonem powietrzu

722.



nie wolno palić tytoniu. Szluzy należy w lecie okrywać i chłodzić przez polewanie wodą; w zimie należy je ogrzewać od zewnątrz. Dla należytej wymiany powietrza, rura doprowadzająca powinna być spuszczona na spód skrzyni roboczej, jak najdalej od szybów i szluz.

7. Robotnicy potrzebują lekkiego ubrania wełnianego, i nieprzemakalnego obuwia. Przy wychodzeniu ze szluzy, powinni przed wypuszczeniem powietrza cieplej się okryć niż przedtem. W razie zasłabnięcia po wyjściu, odsyła się chorych natychmiast z powrotem do zgęszczonego powietrza; w tym celu urządza się osobną komorę dla chorych. O każdym przypadku choroby zawiadamia się lekarza.

**b. Fundowanie pneumatyczne na rurach.** Wynalazca metody pneumatycznej Triger, proponował zastosowanie jej do znanego już wówczas zapuszczania rur żelaznych; a więc na kilku rurach chciał stawiać filar. Przytem obmyślił on pierwszy urządzenie szluzy powietrza. Zanim jednak dokonane zostało pierwsze zastosowanie nowej metody do fundamentów, angiłk Pott wynalazł sposób zapuszczania rur żelaznych, przez rozrzedzanie w nich powietrza. Wskutek tego, ciśnienie atmosfery włączało rurę w ziemię. Pott przygotowywał wielkie kotły z powietrzem rozrzedzonym, i łączył je przewodem z zapuszczaną rurą; następnie przez otworenie kurka, rozrzedzał powietrze nagle wewnątrz rury, a ta zapadała się w ziemię. Tego sposobu używał on kilkakrotnie do zapuszczania rur o średnicach 0,35 do 0,76; poczem w r. 1849, miały być w ten sposób zapuszczane rury o średnicy 2,15 m, dla fundowania mostu na rzece Medway pod Rochester. Skoro jednak przy zapuszczaniu napotkały rury kłody drzewa i wielkie kamienie, których sposobem Potta niepodobna było usunąć, bo spód rury nie był przystępny, zmieniono postępowanie i zastosowano sposób Trigera. Inżynier kierujący budową Hughes, urządził podwójne szluzy powietrza; wskutek tego robota ziemna mogła postępować bez przerwy, bo używano szluz naprzemian. Ażeby zrównoważyć wewnętrzne ciśnienie zgęszczonego powietrza na wierzch rury, czyli powstającą ztąd siłę wynurzenia (n. Auftrieb), oraz żeby pokonać opór tarcia ziemi, obciążano rury żelazem układanem na pokładzie z belek. Zapuszczanie odbywało się pośród rusztowania opartego na palach; a po zapuszczeniu do żądanej głębokości, wypełniono rury betonem. Mianowicie dolną część w zgęszczonem powietrzu, a gdy beton związał, odjęto szluzy i wypełniono resztę w powietrzu otwartem (Alg. Bauz. 1858).

Odtąd rozpowszechnił się ten sposób fundowania głównie w Anglii i Francji; przytem powiększono średnicę a zmniejszono liczbę rur.

Inżynier francuzki Cézanne wykonał w ten sposób fundamenty 7 filarów mostu kolei państw. na rz. Cissie w Segedynie (1857). Każdy z nich składa się z dwóch rur o średnicy 3 m, stojących w odległości osiowej 4 m (r. 723). Rury są lane, i składane z bębnow o wysokości 1,8. Połowę całej rury złożono odrazu na brzegu; spławiono ją, postawiono na miejscu, i za pomocą obciążenia wtłoczono w ziemię w miarę możliwości. Następne bębny dodawano kolejno, w miarę zapuszczania rury przy pomocy zgęszczonego powietrza. Dla każdego bębna, przerywano robotę i zdejmowano szluzę, z wielką stratą czasu.

Dla pokonania oporów przy zapuszczaniu, obciążano rury; ale obciążenie działało słabo, lub nie działało wcale; inżynier Cézanne użył więc innego sposobu. Wywołał robotników na zewnątrz, i wypuszczając nagle powietrze, wpuszczał do rury wodę; prąd jej wzruszał ziemię, i wywoływał nagłe zapadanie się rury. Było ono wprawdzie zbyt szybkie i niebezpieczne dla rusztowania, ale przy późniejszych fundacjach korzystano z tego doświadczenia (Cz. Han. 1870 s. 433/40). Jednym ruchem kurka, można w ten sposób wywołać lub powstrzymać zapadanie się rury; ale potrzebny jest zbiornik zgęszczonego powietrza, żeby ponownie szybko wypchnąć wodę.

Rury Segedyńskiego fundamentu są 22 m wysokie, a tylko 8 m zapuszczone w koryto Cissy; jest to dosyć mało, bo Cissa pogłębia swe koryto przy jednym wezbraniu o 5 m, przez zwykajne przerzucenie nurtu. Toteż po ukończeniu zapuszczania rur, bito w nich pale około 8 m głęboko, i wzmacniano stateczność rur za pomocą palisady i narzutu, jak wskazuje rysunek.

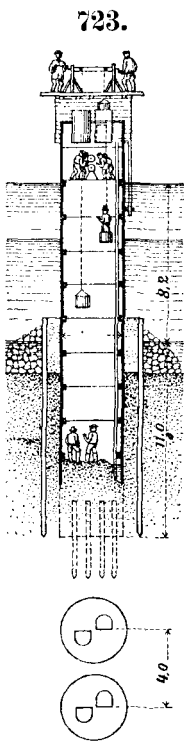
Nowsze fundamenty rurowe opisuje Brennecke (1906 s. 340/1 wedł. Eng. Record 1898 s. 556 i 1899 t. 39 s. 421). — Eng. N. 1901 s. 222/4 podaje fundowanie 20 piętrowego domu na rurach. Przytem rysunek szluzy roboczej bardzo prostego ustroju. Podobnież Eng. N. 1900 s. 339/41.

Fundamenty rurowe mają tę wspólną wadę, że wysoki wążki walec trudno zapuszczać dokładnie pionowo. Trudność ta wzrasta, skoro obciążenie umieszczone jest wysoko, a przez to ogólny środek ciężkości także wysoko leży. Jeżeli zaś zmniejszamy tę trudność składając rurę częściowo z kolejnych bębnow,

jak pod Segedynem, wynika ztąd przy każdym bębnie wielka strata czasu, i potrzeba silnego żórawia do podnoszenia szluzy.

Zasadnicze ulepszenia wprowadził do fundamentów rurowych inżynier angielski Brunel, przy fundowaniu olbrzymiego środkowego filara mostu na rz. Tamar pod Saltash (1853—56). Filar ten znajduje się między dwoma głównymi przęsłami, mającemi po 135,7 m między podporami.

Ze względu na potrzeby żeglugi, niweleta mostu leży 30,48 m nad wysokim stanem wody, głębokość wody podczas dziennego przypływu wynosi 21 m, a pod pokładem około 6 m namułu, leży popękana skała, na której opiera się fundament filara, i obciąża ją do 10,94 kg na 1 cm<sup>2</sup>. Fundament był wykonany w jednej rurze blaszanej (r. 724). Brunel zbudował w tym celu podwójny bęben o średnicy zewnętrznej 10,67 m, wysoki 10,4. Odległość ścian współśrodkowych wynosiła 1,40, a utrwalona była przez 11 ścian w promieniach ustawionych. Dolny brzeg blach ucięty był według pochylenia skały, które zbadano przedtem



za pomocą wierceń, wykonanych wewnątrz żelaznej rury 1,83 m średnicy, 25,9 m wysokiej.

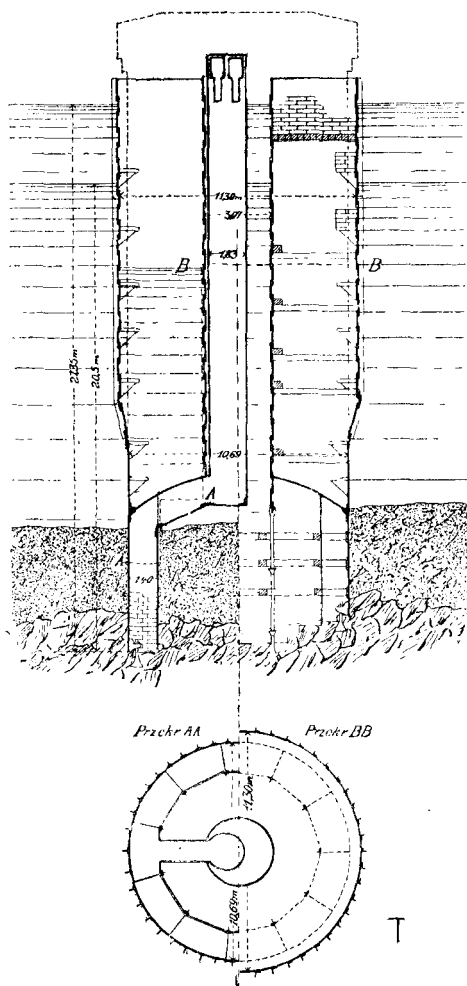
Rurę zapuszczano do skały, potem wybierano muł i wypompowano wodę, żeby zbadać nieprzepuszczalność mułu. Następnie wymurowano przestrzeń do poziomu koryta rzeki, i wyciągnięto rurę. Według wyników otrzymanych ze 175 wierceń, kazał Brunel wykonać model powierzchni skały.

Opisany powyżej bęben około 6 m wysoki był zamknięty pokrywą blaszaną

kształtu sklepienia, a z niej wyprowadzono dwie rury ustawione jedna w drugiej, wychodzące nad powierzchnię wody. Mniejsza połączona była z pierścieniem bębna, i zamknięta u góry szluzą; większa u góry otwarta, dawała wstęp pod pokrywę bębna. Zewnętrzna powłoka bębna zakończona była kołnierzem, do którego przymocowano śrubami dalszy płaszcz walcowy o średnicy 11,3, wychodzący nad wodę, wysoki 15,3 m.

Całość ważąca 170 t, związana była na ładzie. Przy pomocy przestrzeni zamkniętej leżącej nad pokrywą mogła ona pływać; została więc spławiona na miejsce między dwoma statkami, i postawiona na dnie przez obciążenie wodą wpuszczoną do wspomnianej przestrzeni. Woda wstępowała także pod pokrywę, i do obu rur. Przez wtłaczanie powietrza do rury zamkniętej szluzą, wypchnięto wodę z pierścienia, wybrano muł znajdujący się w pierścieniu, a przez dalsze obciążanie wodą, zapuszczono bęben do powierzchni skały. Następnie wypełniono pierścień 2 m wysoko, starannie wykonanym murem. Brunel spodziewał się, że ten mur, stojący na nieprzepuszczalnej skale, zamknie szczelnie przystęp wody do wewnętrznej przestrzeni pierścienia; a przedłużeniem jego będzie zewnętrzna powłoka bębna, i płaszcz

724.



blaszany. To przypuszczenie zawiodło go jednak (Ö. Z. 1879. s. 44). Skała była popękana i nieuszczelna; wskutek tego cztery pompy parowe nie były w stanie zupełnie wypompować wody z części środkowej; zniżyły ją tylko o 16,5 m. Zaszła więc konieczność zastosowania metody pneumatycznej do całej podstawy filara, a możliwość zastosowania jej polegała na przygotowanej pokrywie, na otwartym szybie wyprowadzonym nad wodę, i na obciążeniu wodą. Wszelako przedłużył się czas trwania budowy, i wzrosły jej koszty. W maju 1855 r. był już ukończony granitowy pierścień podstawy, a dopiero w marcu 1886 wyprózniono i wymurowano skrzynię pod pokrywą, a w październiku wyprowadzono



mur nad wodę. Mianowicie wypompowano wodę obciążającą, wpuszczoną do przestrzeni nad pokrywą, odjęto pokrywę, i wymurowano resztę filara pod osłoną płaszczu. Wreszcie przy pomocy nurków odśrubowano i rozebrano płaszcz, który mógł być następnie użyty do innego celu.

W porównaniu zatem do dawniej wykonanych fundamentów na rurach, wprowadził Brunel następujące zmiany i ulepszenia:

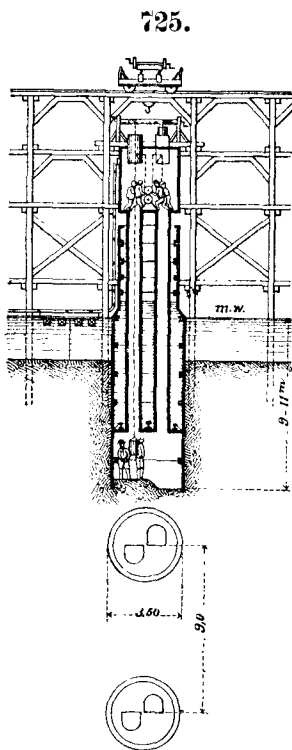
1. Cały filar fundował na jednej rurze; przez co oszczędził na robotach połączonych z zapuszczaniem rur.

2. Przez zmniejszenie przestrzeni wypełnionej zgęszczonym powietrzem, oraz powierzchni ścian tej przestrzeni, zmniejszył zarazem straty powietrza, i oszczędził na pracy pomp.

3. Wskutek niskiego położenia pokrywy, mógł korzystać z obciążenia wodą, zamiast bardzo uciążliwego obciążenia żelazem, umieszczonym wysoko nad wodą. Przez to zniżył ogólny środek ciężkości, i powiększył stateczność rury.

4. Oszczędził żelaza, odejmując płaszcz po ukończeniu roboty.

Ten bardzo piękny pomysł obejmuje już większą część ulepszeń, które zastosowane były przy późniejszych fundamentach do chwili obecnej. W całości zastosowany on być może tylko na podstawie nieprzepuszczalnej, naturalnej lub sztucznej, i tam, gdzie przy zapuszczaniu opór na podwójnej ścianie pierścienia jest mały; a więc obciążenie wodą może go pokonać. Innymi słowy, potrzebna tu jest wielka głębokość wody, mała głębokość zapuszczania, wielka średnica rury.



Przykład częściowego zastosowania pomysłu Brunela, widzimy na fundowaniu mostu kolei żelaznej na Niemnie pod Kownem, które wykonał Cézanne (1859 r. 725). Dolna część rury żelaznej lanej, jest zamknięta pokrywą, i tworzy skrzynię roboczą. Z pokrywy wyprowadzone są dwa szyby połączone u góry w jedną komorę dla wyciągu, a w stropie tej komory osadzone dwie szluzy, używane naprzemian dla kubłów z wykopem. Część rury powyżej pokrywy, tworzy płaszcz otwarty, wychodzący nad wielką wodę; przestrzeń między płaszczem a szybami, przeznaczona jest dla obciążenia wodą; według pierwotnego sprawozdania (ZfB. 1863), napełniono wodą całą wysokość płaszczu. Podwyższenie szybów, było niezależne od podwyższania płaszczu, ale ten mógł się wznosić tylko do spodu komory szluz. Gdyby nadto powietrze zgęszczone wprowadzano wprost do komory

roboczej, a otwory szybów w pokrywie, mogły być zamykane kłapami, możnaby uniknąć wpuszczania wody do komory roboczej, podczas podnoszenia szluz i podwyższania szybów (Br. s. 339). Przy wyższym urządzeniu przerwy w robocie były znacznie skrócone, w porównaniu do fundacji pod Segedynem.

Dienny postęp zapuszczania wynosił na Niemnie 0,4 do 0,6; po ukończeniu zapuszczania, wypełniono betonem skrzynię roboczą w zgęszczonym po-

wietrzu; gdy beton związał, wypompowano wodę znajdującą się w płaszczu, odjęto pokrywę i szyby, i wymurowano filar w otwartem powietrzu.

Przy fundowaniu mostu na Sekwanie pod Argenteuil (1861/4 Debauve), warunki nie były korzystne dla obciążenia wodą (r. 726 s. 505); kierujący budową inżynier Jullien, użył przeto obciążenia betonem. Rurę wyprowadził nad powierzchnię wody, i na niej osadził komorę szluz. Wewnątrz rury umieścił szyb roboczy, oparty na stożkowej skrzyni roboczej. Szyb kończył się u góry około 2 m niżej podłogi szluz, a przestrzeń między rurą a szybem przeznaczona była na beton.

Przecinane pokłady były po części nieprzepuszczalne, wskutek tego woda nie mogła się przez nie przecisnąć; wyprowadzono zatem z komory roboczej, przez szyb i komorę szluz na zewnątrz rurkę *P*, przez którą woda mogła także wypływać do rzeki. Spód tej rurki był zawsze w wodzie zanurzony. Komora szluz składa się z trzech części. Środkowa część walcowa, jest u spodu otwarta; do koła niej dwie inne tworzą pierścień, podzielony ścianą pionową na dwie równe części. Każda z nich ma dwie kłapy, dla połączenia z komórką środkową, i z zewnętrznym powietrzem. Kubły z wykopem, przybywające do komórki środkowej wstawiano do jednej połowy pierścienia otwartej od wewnątrz, a jednocześnie z drugiej wystawiano je na zewnątrz i wypróżniano. Tą samą drogą wprowadzano beton na obciążenie, a potem do komory roboczej i części szybu. Osadzenie szluz na rurze o wielkiej średnicy, było korzystne dla ich stateczności; ale można ją osiągnąć nie zamykając wielkiej rury, bo przymusowe betonowanie w zgęszczonem powietrzu przestrzeni leżącej wewnątrz płaszczu, nie jest w tym razie ulepszeniem. To też Zschokke donosi (st. 270), że przy fundacji filara na trzech rurach, którą wykonał we Francji, powrócił do betonowania w płaszczu otwartym, a szluzę osadzał na szybach.

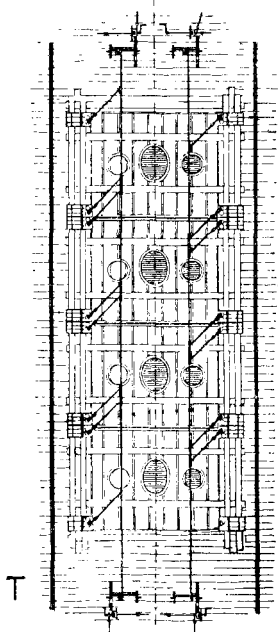
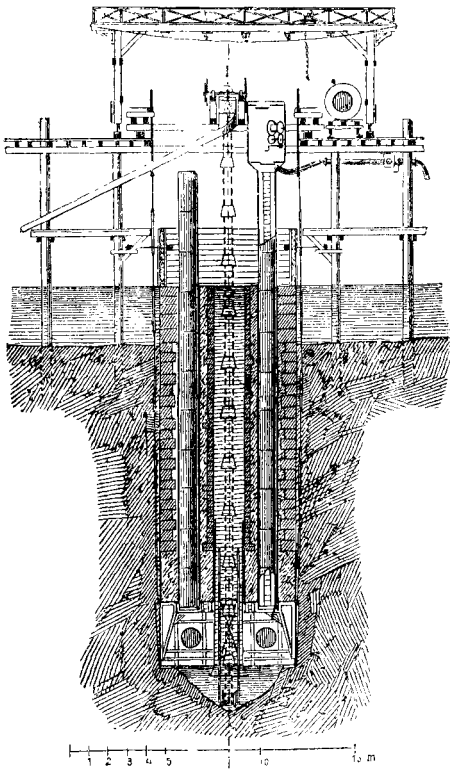
**c. Fundament na jednej skrzyni.** Z powodów wymienionych na str. 500, fundamenty rurowe są obecnie mało używane. Dążymy dziś do oszczędności żelaza, a mianowicie przyborów wymagających szczelnego wykonania. Dążymy także do oszczędności robót pomocniczych, a wreszcie zależy nam na pośpiechu. Skutkiem tych wymagań jest, że w każdej nowszej fundacji pneumatycznej widzimy trzy główne części składowe. Skrzynię roboczą obejmującą cały fundament, szyby robocze, i szluzę. Niekiedy dodajemy jeszcze płaszcz blaszany, jako przedłużenie bocznych ścian skrzyni roboczej. W porównaniu do fundowania na rurach, otrzymujemy w ten sposób mniejszą objętość przestrzeni wypełnionej zgęszczonem powietrzem, oraz mniejszą powierzchnię ścian których nieszczelność może być powodem strat powietrza.

Do takich urządzeń zaliczyć można opisane powyżej fundowanie mostu pod Saltash przez Brunela; tam jednak, skrzynia robocza (w kształcie pierścienia), była wynikiem szczególnych warunków miejscowych; zaś jako zasadnicza część składowa, ukazała się ona po raz pierwszy przy fundowaniu mostu na Renie między Strasburgiem a Kehl (1859), zwanym przez wszystkich autorów mostem pod Kehl. Fundacja ta wykonana była według projektu i pod kierunkiem inżyniera Fleur-St.-Denis. Skrzynia jest 3 m wysoka, (r. 727 Rż.), i obejmuje prostokąt 23×7. Składa się ona z czterech równych części ześrubowanych, albowiem przypuszczano że zajdzie potrzeba rozdzielenia ich, i zapuszczania oddzielnie.

Każda część ma w środku szyb roboczy otwarty, i dwa szyby przechodowe zamknięte szluzami. Ściany boczne i poprzeczne, mają kształt silnych wspor-

ników, a do 3 m w górę przedłużone są za pomocą blaszanego płaszcza, który miał zasłaniać świeży mur od zetknięcia z ziemią, i zmniejszać tarcie. Strop skrzyni tworzą podłużne belki żelazne, przytwierdzone czołem do ścian poprzecznych. Na stropie spoczywa fundament filara, a ciężar jego wywołuje zapadanie skrzyni. Powyżej blaszanego płaszcza, mur ma okładziny z ciosu.

727.



Dokoła fundamentu ustawiono rusztowanie z czterech szeregów pali, związanych kleszczami; na nich oparto dwa piętra podłogi. Na rusztowaniu zawieszona była skrzynia za pomocą prętów śrubowych, których naśrubki oparte były w poziomie górnej podłogi. Przy pomocy tych śrub spuszczano skrzynię na dno rzeki, murując ciągle wewnątrz płaszcz. Przytem rusztowanie i śruby nie były zbyt silnie obciążone, bo mur wykonywano tylko w miarę potrzeby dla zrównoważenia siły wynurzenia, którą okazywała skrzynia.

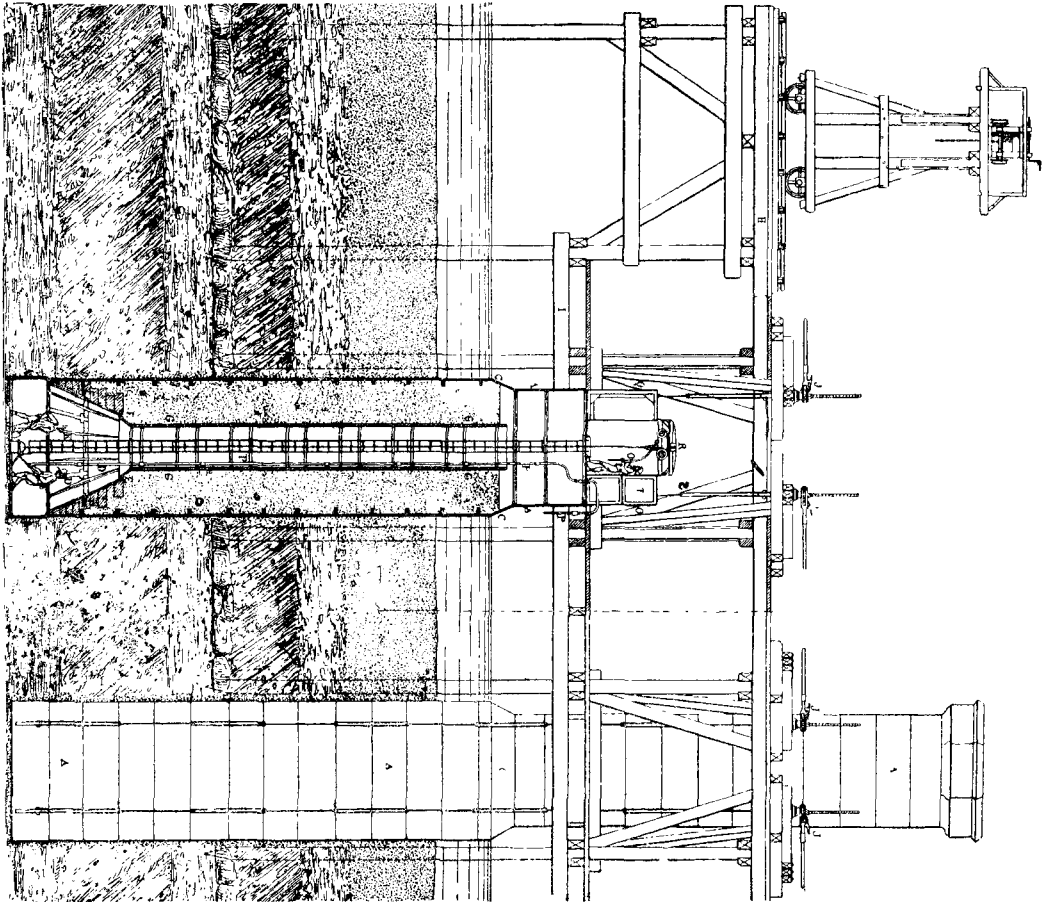
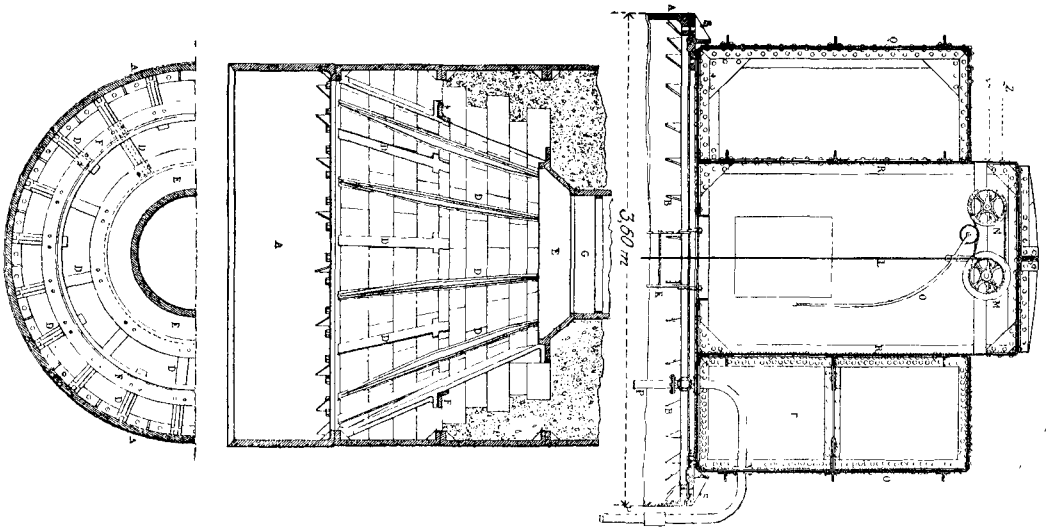
Skoro skrzynia stanęła na dnie, wprowadzono do niej zgęszczone powietrze, i rozpoczęto robotę ziemną. W miarę zapuszczania skrzyni, postępować musiał mur fundamentu, oraz podwyższanie szybów. Skoro zaś skrzynia dosięgnęła żądanej głębokości, wypełniono ją betonem w zgęszczonem powietrzu i podobnież część szybów przechodowych.

Już przy pierwszym fundamencie spostrzeżono, że podział na 4 części i ściany przedziałowe są w skrzyni roboczej zbyt słabe, a nawet szkodliwe, o ile mamy na oku postęp roboty. To też otwory przełazowe w tych ścianach, początkowo zamykane klapami, zostawiano potem otwarte. Spostrzeżono zarazem że robota ziemna postępuje prędzej niż mularska, i zmniejszono liczbę szybów przechodowych.

Przy tej fundacji po raz pierwszy wydobywano wykop przez szyby otwarte, a więc w ciśnieniu atmosfery. Szyby te eliptyczne 2,28 szerokie, wypełnione były wodą do poziomu wody zewnętrznej,

która wskutek przepuszczalności pokładu ziemi, przesiąkała do szybu pod skrzynią. U spodu kończyły się szyby 40 cm niżej dolnego brzegu skrzyni, a ciśnienie

726.

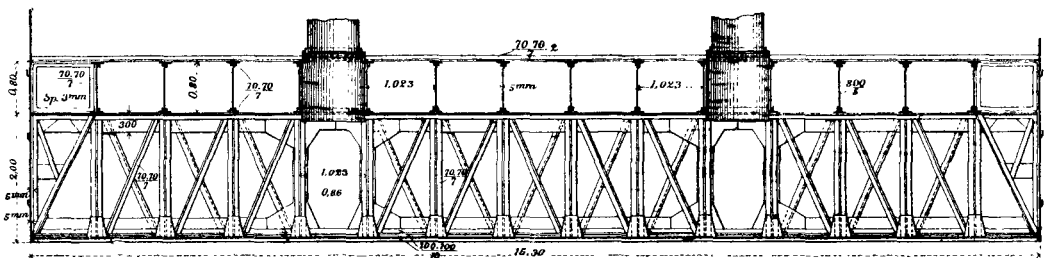


nie powietrza utrzymywano w takiej mierze, żeby szyby zanurzone były w wodzie. W każdym szybie roboczym pracowała bagrownica łańcuchowa i tworzyła u spodu szybu bagno, do którego robotnicy pracujący w skrzyni rzucali wykop. Na górze wypadała bagrowizna z kubłów do podsuniętej rynny, i spływała do galarów stojących obok rusztowania. Ten sposób wydobywania wykopu z pozoru bardzo prosty i wygodny, połączony jest jednak z niebezpieczeństwem wybuchu powietrza przez szyb roboczy; o czym mówić będziemy pod *g* 5; z tego powodu mało był używany przy późniejszych fundacjach.

Wydobywanie wykopu odbywa się zatem w zgęszczonym powietrzu, tak jak przechodzenie robotników. Przy małych fundamentach wystarcza jeden szyb i jedna szluzka do obu celów; ale skoro tylko miejsce pozwala, należy dać dla przechodu ludzi osobną szluzę, ze względu na bezpieczeństwo. Przy wielkich fundamentach, jeden szyb roboczy wystarczy zawsze wobec nowszych ulepszeń szluz dla wykopu; natomiast ze względu na większą liczbę robotników, potrzebne są dwie szluzki przechodowe.

1. Skrzynia żelazna. Skrzynię zastosowaną pod Kehl zmieniono przy późniejszych fundamentach o tyle, że odrzucono zupełnie ściany poprzeczne, na cały fundament wykonano jedną skrzynię, wysoką tylko 2,20 a potem tylko 2 m a nawet mniej. Belki stropu położono w poprzek, z wierzchu na ścianach bocznych, i na blaszanej pokrywie skrzyni; wskutek tego były one pod ciężarem fundamentu w przybliżeniu stale osadzone na wspornikach ścian bocznych, gdy pod Kehl trzymały się ich czołami. Odstępy belek wypełniono betonem, gdy pod Kehl były one puste, a dopiero później wypełnione sklepieniami z cegieł (Ö. Z. 1898). Oszczędzano też na grubości blach w pokrywie i w płaszczu skrzyni, a poprzeczne płaszczyzny wsporników ścian bocznych wykonywano z kątownek, bez pełnej blachy (r. 728. Zschokke tb. X most Garibaldiego w Rzymie). Wskutek tego, mur wypełniający ściany boczne może być ciągły, gdy przedtem skła-

728.



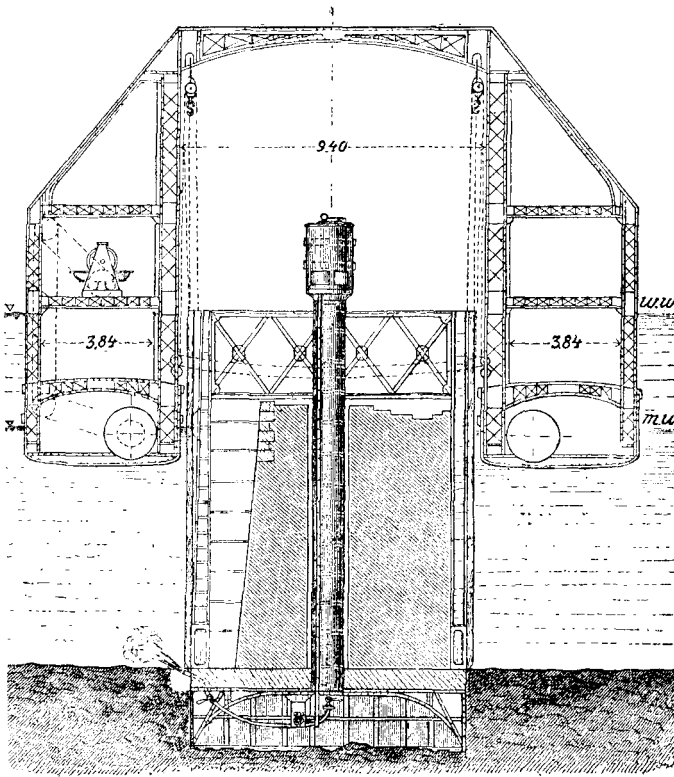
dał się z szeregu brył nie mających ze sobą żadnego związku. Połączenie muru z żelazem jest korzystne dla wytrzymałości sztywności i szczelności skrzyni, ale ustrój przekroju poprzecznego wymaga jeszcze ulepszenia.

Ze względów ustroju bowiem, nie podobna uniknąć wewnątrz skrzyni pochylonych ścian bocznych. Wskutek tego, gdy przy wielkiej utracie powietrza, skrzynia się zapada, wchodząca do niej ziemia działa jak klin, i ściany boczne wystawione są na oderwanie od stropu. Przytem niepodobna podbierać ziemię tak jednostajnie, żeby uzyskać wszędzie jednostajny opór; nie podobna też zupełnie jednostajnie obciążać skrzynię. To też pod Kehl beton zwierzchu pękał, bo skrzy-

nia się gięła; usztywniano ją wewnątrz ciesiołką (Oest. Z. 1898 s. 528 D. J. V. 1877 s. 433 tab. 11), a powtórzyło się to później przy

wielu innych budowach, gdy skrzynie miały wielkie wymiary. Przy trzech fundamentach mostu Alexandra w Petersburgu, wsporniki były oderwane od stropu (Br. str. 196).

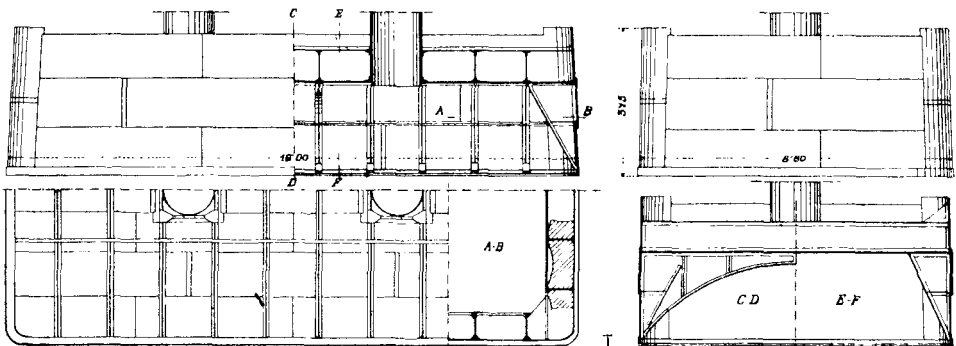
729.



O ile mi wiadomo, pierwszy to inżynier Hersent zastosował ustrój skrzyni do opisanego powyżej działania sił. Przy fundowaniu bulwarów w Antwerpii (1877 r. 729), a potem wiaduktu St. Leger (rys. 730 1881 AP 1882 II), utworzył on skrzynię z szeregu dźwigarów poprzecznych w odstępach 1 m, których dolny pas łukowy ogranicza strop, i łączy go ze ścianami bocznymi w jedną całość; w miejsce dźwigarów podłużnych, dał pokład betonu.

Ten kształt dolnego pasa nie był wprawdzie naśladowany przez innych inżynierów, ale myśl się przyjęła. Brennecke zaleca również uważać dźwigary poprze-

730.



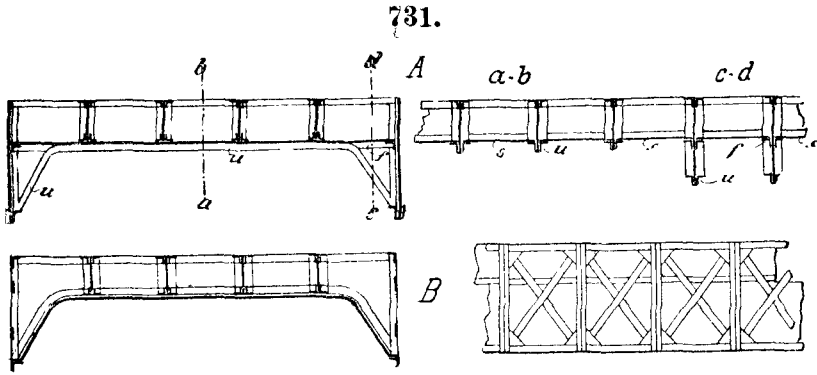
czne jako główne, a na nich opierać podłużne jako drugorzędne (r. 731). Kształt dźwigara według Brenneckiego, przedstawia wprawdzie wsporniki, ale kątówki tworzące dolny pas, bieżą bez przerwy od jednego ostrza do drugiego. Pionowe ramiona tych kątówek są na rys. A obrócone na dół, dla lepszego połączenia z blachą stropu; zaś na rys. B blacha ta poprowadzona jest po wewnętrznej ścianie

wspornika, i sama przez się tworzy szczelne zamknięcie skrzyni. Wreszcie zewnętrzna ściana pionowa jest dźwigarem kratowym.

Zapisać tu jednak wypada, że powyższy ustrój skrzyni żelaznej, zastosowany do działania sił, nie zawsze da się pogodzić z potrzebami wykonania fundamentu; mianowicie gdy skrzynia ma być roz-

bierana, niezbędne są wsporniki niezależne od stropu, o czym mówić będziemy w dalszym ciągu.

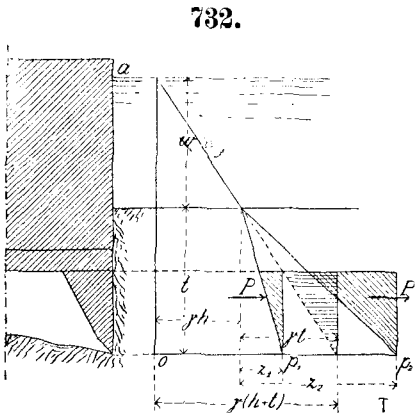
Nowsze urządzenie przy fundowaniu bulwaru



w Antwerpii opisane jest w *Génie civil* 1898 t. 33 s. 270.

Statyczne obrachowanie skrzyni. Przy prawidłowym postępie zapuszczania w głąb ziemi, strop skrzyni podparty jest przez zgęszczone powietrze; dźwigary poprzeczne nie pracują zatem wcale lub bardzo słabo, i tylko wtedy gdy opór zapuszczania skupia się na obwodzie skrzyni. Tożsamo odnosi się do zapuszczania w wodę skrzyni zawieszanej na łańcuchach, lub pływającej przy pomocy płaszcza; ciężary są bowiem mniej więcej jednostajnie rozłożone na stropie.

Siły działające na ściany boczne skrzyni, są również małe przy poprawnym postępie zapuszczania (r. 732).<sup>1</sup> W pokładzie nieprzepuszczalnym, ciśnienie powietrza  $op_1$  może być mniejsze od ciśnienia słupa wody  $w + t$ ; w pokładzie płynnego piasku lub mułu może być odwrotnie ( $op_2$ ). W każdym razie, nadmiar ciśnienia powietrza  $P$  przedstawia nam powierzchnia trójkąta zakreskowanego na rysunku. Przytem pomijamy ciśnienie potrzebne do wynagrodzenia strat powietrza. Moment siły  $P$  względem dolnej powierzchni stropu jest tak mały, że opierają mu się z łatwością nawet przynitowane wsporniki.



Większe siły powstać mogą w dźwigarach poprzecznych tylko w przypadkach wyjątkowych; a mianowicie przy nagłej utracie powietrza, w pokładzie słabo przepuszczalnym; wówczas bowiem woda nie wypełnia skrzyni dosyć szybko, i ciśnienie wewnątrz skrzyni znacznie się zmniejsza.

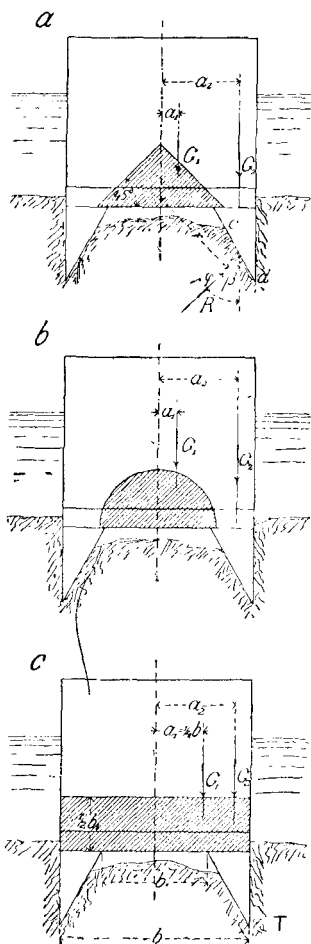
Drugi przypadek wyjątkowy tafia się przed zgęszczeniem powietrza, przy zapuszczaniu skrzyni w wodę, gdy staje ona na dnie. Skrzynia zmniejsza w rzece przekrój wody, i wywołuje pogłębienie. Przeciw pogłębieniu można koryto rzeki zabezpieczyć; jeżeli tego jednak nie dokonano na czas, lub ze względu na koszt,

skrzynia się zapada. Na ten przypadek przeprowadzimy statyczne obrachowanie według Brenneckeego, przypuszczając że skrzynia nie jest trzymana na łańcuchach, że zewnątrz skrzyni koryto rzeki jest pogłębione aż do ostrza, a wewnątrz ziemia wypełnia większą część światła skrzyni (r. 733).

Rzeczywistego obciążenia dźwigarów poprzecznych nieumimy określić; możemy tylko przyjąć największe obciążenie możliwe wyjątkowo, skoro dolna część muru oddzieli się od reszty, i spocznie na dźwigarach.

Jeżeli mur wykonano z cegły (r. *a*), największe możliwe obciążenie  $G_1$  przedstawia bryła o przekroju trójkątnym, ograniczonym według wysokoków cegieł.

733.



Wierzchołki przy podstawie trójkąta, przyjęc można o 1 lub  $\frac{1}{2}$  cegły na zewnątrz od brzegów stropu w świetle. Reszta muru  $G_2$  przenosi się na wsporniki.

Mur z kamienia łamanego (r. *b*) ma wiązanie mniej jednostajne niż ceglany; więc przekrój bryły obciążającej przyjęc można w kształcie półkola, o średnicy nieco większej od szerokości stropu w świetle.

Jeżeli wreszcie skrzynia obciążona jest betonem, wówczas z powodu większej jednostajności betonu od muru, przypuścić można że obciążenie pochodzi od bryły prostokątnej (r. *c*). Wysokość jej przyjmuje Brennecke  $\frac{1}{2} b$ , ale zarazem sądzi że to założenie daje zbyt silne dźwigary; możemy zatem przyjąć wysokość  $\frac{1}{2} b_1$ . Resztę muru  $G_2$  wraz z ciężarem wsporników, przenosi na środek wsporników.

Stosownie do założenia że wewnątrz skrzyni jest woda, część muru leżącą pod poziomem wody rachować będziemy z ciężarem jednostkowym, zmniejszonym o jednostkę. Siłę  $R$ , jako ciśnienie ziemi wtłaczającej się do skrzyni, przyjmujemy w połowie  $cd$ , i pod kątem  $\varphi$  do prostopadłej; przez co uwzględniamy tarcie.

Siłę  $R$  oznaczmy z warunku

$$R \cos \beta = G_1 + G_2, \quad 1)$$

a moment zgięcia względem środka dźwigara jest (r. 733*a*)

$$M_s = G_1 a_1 + G_2 a_2 - Rr. \quad 2)$$

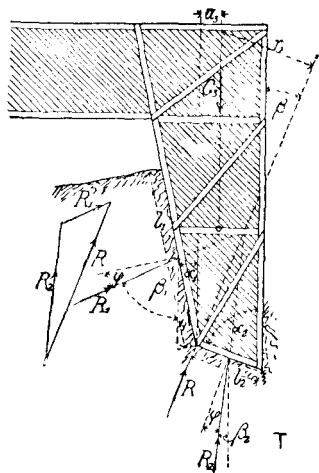
Wszystkie pomocnicze wielkości otrzymamy z rysunku pomijam, więc rachunek trygonometryczny podany przez Brenneckeego.

Jeżeli wsporniki są u spodu tępo ucięte dla wzmocnienia ostrza (r. 734), mamy dwie niewiadome  $R_1$  i  $R_2$ . Rachunek jest możliwy tylko wtedy, skoro zrobimy założenie co do ich prawdopodobnego stosunku; np. że są proporcjonalne do  $l_1$  i  $l_2$ , oraz do wstaw kątów  $\alpha$ . Wówczas

$$R_1 : R_2 = l_1 \sin \alpha_1 : l_2 \sin \alpha_2 \quad \dots \dots \dots 3)$$

$$\text{i } R_1 \cos \beta_1 + R_2 \cos \beta_2 = G_1 + G_2 \quad \dots \dots \dots 4)$$

734.





Ponieważ wszystkie kąty lub wprost ich funkcje mogą być odmierzone z rysunku, więc z równań 3 i 4 obrachujemy  $R_1$  i  $R_2$ , a następnie ich wypadkową  $R^*$ ).

Dla obrachowania wspornika potrzebny jest moment zgięcia względem środka jego w płaszczyźnie stropu. Oznaczając ciężar wspornika przez  $G_3$ , i według znakowania na rys. 734, mamy

$$M_m = G_3 a_3 - R r_1. \dots \dots \dots 5)$$

Z powyższego widzimy, że korzystne są niskie skrzynie, szerokie wporniki i ostrze bardzo wytrzymałe przeciw wygięciu w kierunku poziomym.

Momenty  $M_s$  i  $M_m$  mogą być wielkie dla wielkiego  $G_2$ ; a więc przy wielkiej głębokości wody. Wtedy jednak dajemy nad skrzynią płaszczyznę aby mogła pływać, i obciążamy ją tylko tyle, wiele potrzeba do zanurzenia; a dopiero po zapuszczeniu w ziemię, wznosimy mur wyżej.

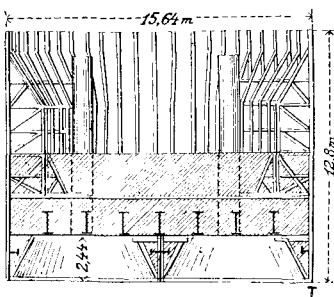
Podczas zapuszczania w pokłady nasycone wodą, ciśnienie ziemi, — zwykle większe od ciśnienia wody, — równoważy większą część siły  $R$ . Przytem pierwszej nim dojdzie do zupełnej utraty powietrza, ziemia wypełnia skrzynię i podiera strop.

Pokłady nieprzepuszczalne są zwykle tak twarde, że możliwe jest tylko niewielkie zapadanie się skrzyni; a więc  $R$  jest małe, przeciw odkształceniu się wsporników działa opór równy ciężarowi słupa ziemi, i powstaje pod ostrzem oddziaływanie pionowe.

Wielkie momenty  $M_s$  i  $M_m$  mogą też powstać wskutek wielkiej wartości  $G_1$ , bez względu na  $G_2$ ; a więc w bardzo szerokich skrzyniach. Z tego powodu w nowszych budowlach unikano wielkich skrzyń, i dla jednego fundamentu zapuszczano raczej kilka skrzyń mniejszych, tworząc następnie między nimi szczelne połączenia, podobnie jak przy fundowaniu na studniach.

Jeżeli jednak fundament nie jest dosyć wielki, żeby mógł być z korzyścią podzielony na kilka skrzyń, można ten sam cel osiągnąć przez dodanie trzeciej ściany podłużnej; albowiem według rys. 733, momenty w dźwigarach poprzecznych zmniejszają się w stosunku sześcianów z szerokości skrzyni. Ściana podłużna może mieć przekrój trójkątny tj. z blachy wypełnionej betonem, jak na rys. 735, albo też może być dźwigarem kratowym podpartym zastrzałami kratowymi, w płaszczyznach dźwigarów poprzecznych. Na dolnym pasie takiego dźwigara oprzeć można mur, i wysuwając go w obie strony prowadzić do stropu, nie używając blachy. Rys. 735 przedstawia skrzynię wykonaną przez Brennecke'go dla przyczółka mostu Aleksandra w Petersburgu. Środkowa ściana podłużna nie dochodzi do końców skrzyni, i w środku pod szybem roboczym jest także przerwana. W trzech miejscach zatem, zostawiono otwarty przechód z jednego przedziału do drugiego.

735.



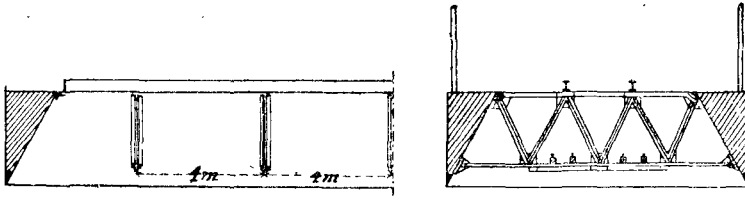
Ustrój skrzyni odmienny od poprzednich, wykonała firma Holzmann i Sp. we Frankfurcie n. M. (r. 736), dla fundowania mostu na Menie między Moguncją i Castel. Wsporniki blaszane są wypełnione

\*) Analityczne opracowanie tego zadania podaje Soukup w Allg. Bauz. 1904 s. 94/6.

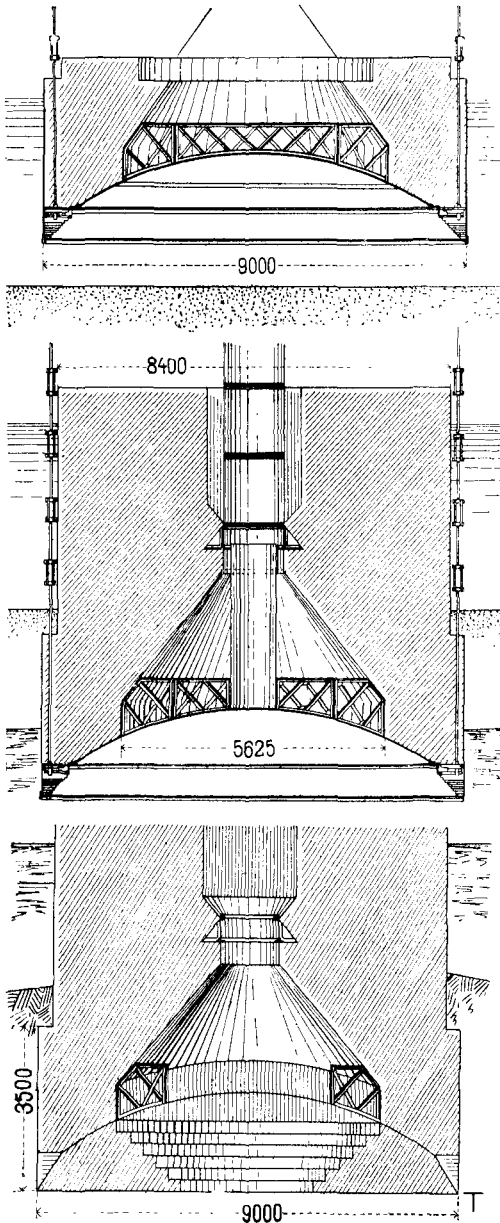
betonem, a poprzeczne dźwigary kratowe 2,2 wysokie znajdują się wewnątrz, i zajmują całe światło skrzyni w odstępach po 4 m. Na dolnym pasie dźwigara leżą dwa tory robocze, które konieczne były dla wynagrodzenia przeszkody

w ruchu wykopu, utworzonej przez dźwigary. Brennecke podnosi słuszny zarzut, że te dźwigary zajmują światło skrzyni. Skoro

736.



737.



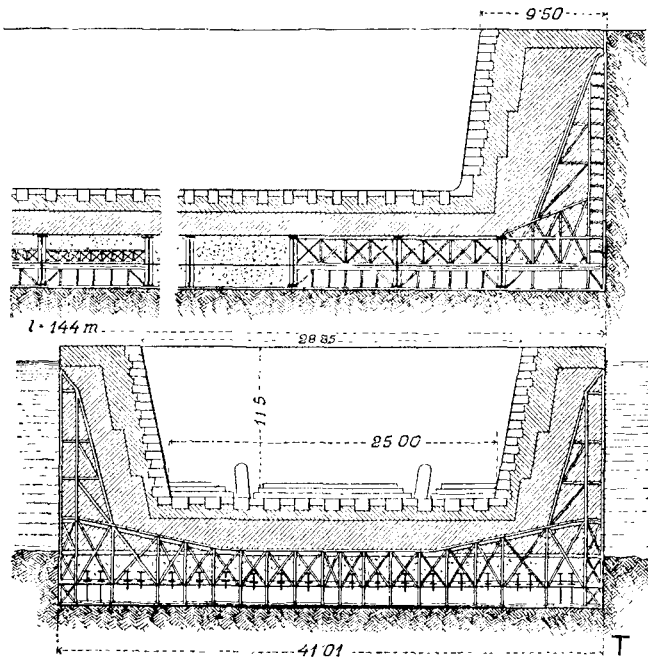
przy nagłym uchodzeniu powietrza światła gasną, lub powstaje mgła w której światła nie widać, robotnicy powinni nawet po ciemku wygodnie i szybko dostać się do szybu pod szluzą; dźwigary zaś są w takim przypadku przeszkodą. Ta przeszkoda jest wprawdzie mała, bo w drodze do szybu robotnik nie napotka więcej jak jeden lub dwa dźwigary; ale przytem połączenia dolnego pasa ze wspornikami nie są właściwe. Ten pas, jako ciągniony, powinien być wprost połączony z ostrzem wsporników, albo z blachą wypełniającą ostrze. Główną zaletą i celem tego ustroju skrzyni jest, że po ukończeniu zapuszczania, dźwigary poprzeczne mogą być rozebrane i wydobyte na zewnątrz; ztąd wynika oszczędność żelaza.

Ten sam cel osiągnął Brennecke bez zajęcia światła skrzyni, przez urządzenie przedstawiony na rys. 737. Przez wysuwanie warstw muru zaczynając od obwodu, i na dwie strony od sklepionego łuku leżącego w środku skrzyni, utworzył dwa puste stożki, w których u wierzchołków umocował rury dwóch szybów. Strop skrzyni roboczej jest blaszany pełny, 5 mm gruby, łukowy, i łączy się dosyć nisko z żelaznym ostrzem, dając w środku skrzyni 2 m wysokości w świetle. Zewnętrzne ściany pionowe są 4 mm grube, i służą tylko do spławienia skrzyni na miejsce budowy. Część blaszanego stropu zamykająca rzeżone próżne stożki, ma być

po ukończeniu zapuszczania rozebrana, i powtórnie może być użyta; podobnie dźwigary nad nią leżące, o ile nie są wmurowane. Z tego powodu blachy tej części stropu łączone są na śruby, a szwy są w odpowiedni sposób uszczelnione. Strop zamyka przystęp wody do próżnych stożków, przez co zmniejsza się ciężar obciążający rusztowanie. Dźwigary nad stropem pracują wspólnie z blachą stropu, i zapewne bardzo słabo; według zdania autora są to raczej ściągacze. Stosownie do potrzeby, przestrzenie próżne nad stropem mogą być wypełnione zgęszczonym powietrzem lub wodą. Wypełniając je wodą zmniejszamy siły działające w blasze i w dźwigarach.

Po ukończeniu zapuszczania, usuwa się najprzód środkową część blaszanego stropu, poczem można skrzynię wygodnie wymurować, następnie inne części żelazne usunąć, i dolne węższe rury szybu, zawiesić tymczasowo w górnych. Reszta próżnej przestrzeni ma kształt wygodny do wypełnienia betonem, bądź to w zgęszczonym bądź też w otwartym powietrzu; powrócimy do tego mówiąc

738.



o szluzach. Autor wykazuje wreszcie, że projektowany przez niego ustrój daje w porównaniu z innymi znaczną oszczędność żelaza (Br. str. 202).

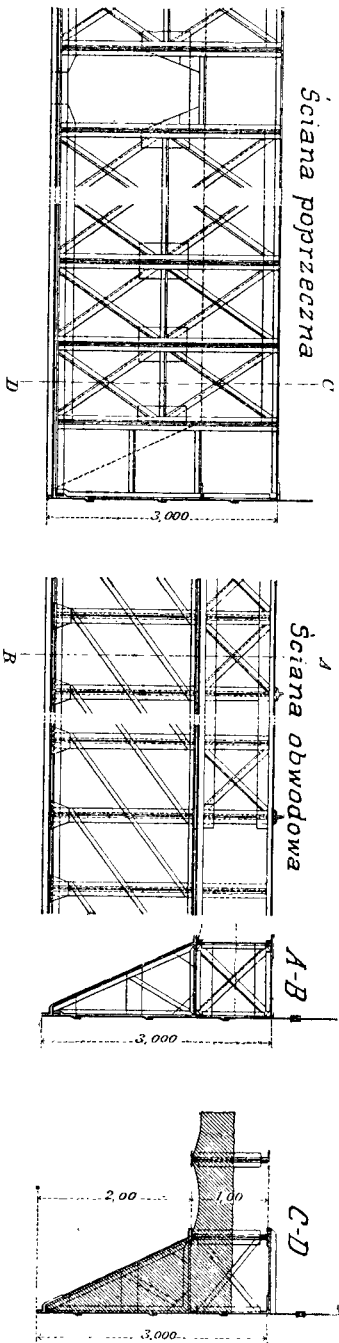
Największą znaną dotychczas skrzynię roboczą wykonał Hersent przy fundowaniu doków w Tulonie (r. 738). Była ona 144 m długa, 41 m szeroka, a komora robocza tylko 1,9 wysoka w świetle. Dźwigary kratowe poprzeczne, w odstępach po 8 m, umieszczone całkowicie nad stropem, były wysokie w środku 4,5, a przy ścianach obwodowych 7 m. Dwa podłużne dźwigary kratowe, dzielą strop skrzyni na 3

równe części. Na całym obwodzie wznosi się 17 m wysoki płaszcz, usztywniony kratowymi żebrami, które u spodu na wysokości komory roboczej mają pełne ściany blaszane. Te ściany dzielą całą skrzynię na 18 części szerokich po 8 m, i dają oparcie słabym stosunkowo dźwigarom podłużnym, na których spoczywał mur stropu. Każdy przedział miał własne dwa szyby przechodowe, i szyb roboczy; wszystkie zamknięte szluzami. W każdym przedziale mogła więc robota postępować niezależnie od innych, mniejszą stosunkowo siłą maszyn.

Wskutek zgęszczania powietrza w każdym przedziale z osobna, powstały w skrzyni momenty zgięcia, których niepodobna było równoważyć przez obciążenie stropu murem, bo ten postępował bardzo powoli. Przytem robota ziemna była bardzo mała, bo miała na celu tylko wyrównanie podstawy fundamentu; główna zaś bryła ziemi, usunięta była przedtem przez bagrowanie. Wy-

równanie i pokonanie momentów pozostawiono zatem dźwigarom kratowym, i porzeczano na tej ostrożności, że pracowano zawsze jednocześnie w dwóch przedziałach leżących symetrycznie względem środka; a po ukończeniu roboty ziemnej w jednym przedziale, wypełniano go natychmiast betonem. Debaube (str. 324) daje obszerny opis tej budowy, z którego wynika że wspomniane trudności były pokonane bez zarzutu; jednakże była to praca w warunkach bardzo uciążliwych, a skrzynia była bardzo kosztowna. Użyto do niej około 2500 t żelaza; czyli 430 kg na 1 m<sup>2</sup> rzutu poziomego, a z tych 400 kg pozostało w fundamencie po odjęciu płaszcza.

739.



Odtąd nie wykonywano już tak wielkich skrzyń. Względy ustroju doprowadziły zatem do tego samego wyniku co powyżej względy statyczne (str. 510); dzielimy wielki fundament na kilka części, i zapuszczając skrzynie w odstępach około 1,0 m, wykonywamy między nimi szczelne połączenia. Przy późniejszej budowie arsenału w Saïgon, inżynier Hersent podzielił fundament o wymiarach 167,5 × 30 m na 2 równe części; każda z nich miała 10 przedziałów (An. d. travaux publ. 1885 s. 1383).

Przy nitowaniu skrzyń żelaznych, dbać należy przedewszystkiem o wytrzymałość; natomiast nitowanie tak szczelne jak przy kotłach nie bywa wymagane, bo trudno w tym razie sprawdzić szczelność zaraz przy odbiorze skrzyni. Bardzo korzystne jest podkładanie pasków szczelnego materiału na wszystkich szwach; po ukończeniu zaś nitowania, dobrze jest pokryć wszystkie szwy gorącą smołą, a strop z wierzchu warstwą płynnej zaprawy z tłustego wapna, kilka cm grubą.

Odrzucenie blachy stropu (Zsch. s. 325—328). Mur wypełniający skrzynię, nie może być szczelnie połączony z blachą stropu. Murowanie jest w tym razie z natury rzeczy niewygodne; blacha jest gładka, a niekiedy ma pokost. Jeżeli zaś między mur i blachę dostaje się woda, to mur nie opiera się swym ciężarem ciśnieniu wody razem z murem stropu, i może być stracony dla równowagi budowli. Jeżeli zaś odrzucimy blachę, wówczas łatwo osiągnąć szczelność.

Odrzucenie blachy jest możliwe, jeżeli zapuszczanie skrzyni odbywa się na lądzie, a korzyść osiągnięta według powyższego jest ważna przy fundo-

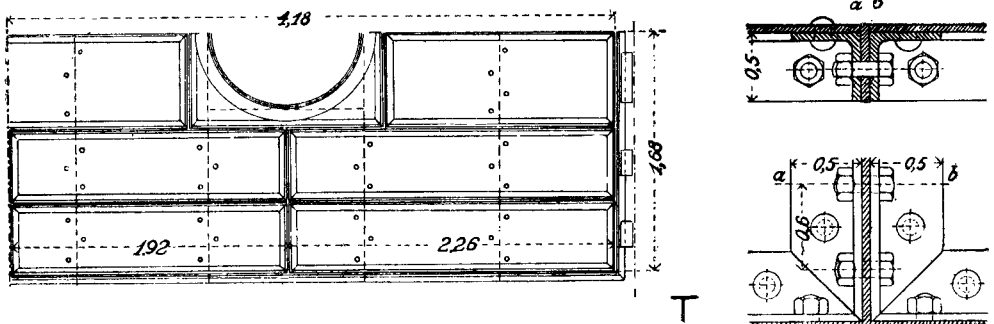
waniu doków, szluz, i t. p. budowli, których części środkowe słabo obciążają grunt, a opierać się mają ciśnieniu wody od spodu.

Skrzynię bez blach według rys. 739 wykonał Zschokke przy fundowaniu

przedłużenia doku w porcie Livorno. Wymiary jej są  $45,16 \times 30,8$ ; a za pomocą czterech kratowych ścian poprzecznych, podzielona była na pięć części jednej długości. Szytwnie poziome umieszczone w przekątnych, zapobiegały odkształceniom skrzyni i pękaniu muru, który nigdzie nie jest przecięty pełną blachą. Przytem wszystkie części żelazne są należycie okryte betonem.

Odrzucenie blachy stropu nie jest natomiast właściwe, gdy skrzynia z rusztowania ma być zapuszczona w wodę i zawieszona na łańcuchach. W takim razie bowiem nie chcemy zbyt silnie obciążać łańcuchów i rusztowania, a więc potrzebny jest szczelny strop, który daje odpowiednią siłę wynurzenia. Przytem nie byłoby właściwem wystawiać strop murowany lub betonowy, wprost na działanie tej siły i powstające z niej momenty. Wreszcie jeżeli chodzi o wysoki filar, lub inną budowlę dosyć ciężką, korzyści opisane powyżej, wynikające z odrzucenia blachy stropu, mają znaczenie drugorzędne. Jeżeli zaś i w takim przypadku potrzeba uzyskać szczelność stropu, należy w taki sposób przymocować blachę stropu, żeby mogła być następnie usunięta. W tym celu należy obrąbić arkusze blachy kątówkami leżącymi wewnątrz skrzyni roboczej, (r. 740 Zschokke str. 327), i łączyć je między sobą, oraz z belkami stropu za pomocą śrub. Śruby służące

740.

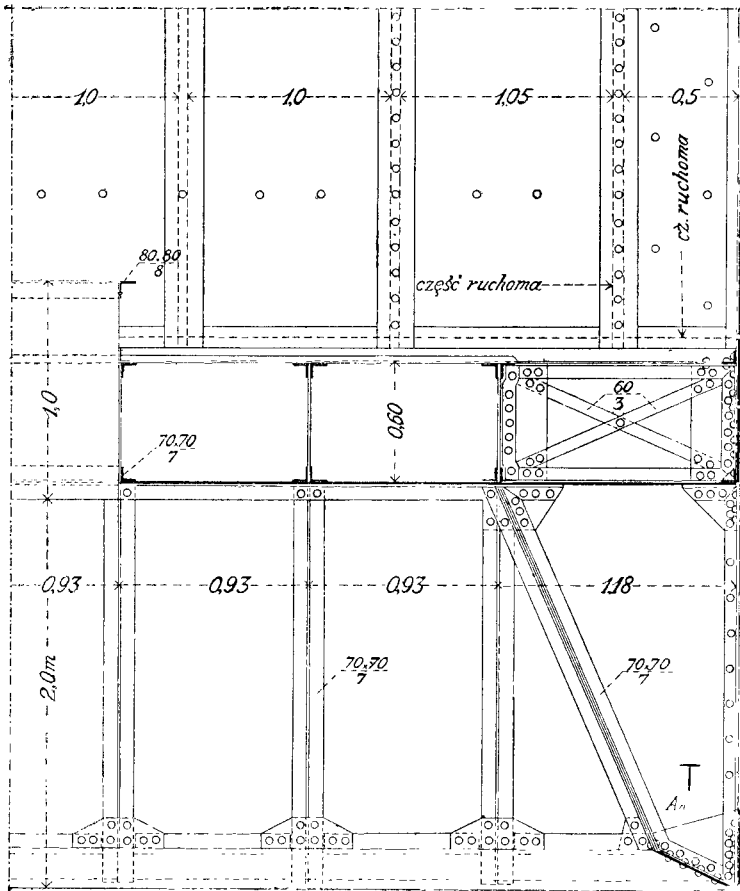


do połączenia blach ze stropem będą stracone. Do uszczelnienia szwów wystarczają cienkie łąty drewniane, ale pewniejsze są paski pilśni lub kauczuku. Układ szwów i wymiary arkuszy obierać należy tak, żeby je można wydobyć przez szwy roboczy.

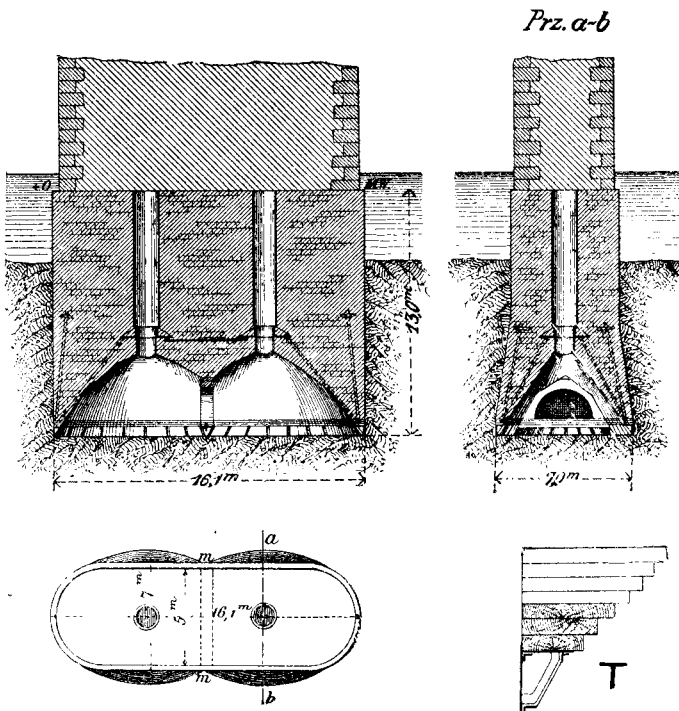
Odrzucenie blachy ścian bocznych. Jeżeli skrzynia ma być związana na lądzie, i spławiona na miejsce budowy, blacha stropu jest według powyższego potrzebna, ale natomiast odrzucić można blachę na ścianach bocznych. Wsporniki należy wypełnić murem na lądzie, zaraz po związaniu skrzyni, a to ze względu na sztywność jej, i na oszczędność, bo ustrój wsporników upraszcza się przez to. W ten sposób wykonano skrzynię do fundowania bulwarów w Bordeaux (r. 741 AP 1896 I tb. 27). Wsporniki żelazne połączone ze sobą w kierunku podłużnym, tworzą szkielet. Ostrze jego jest tępo ucięte dla wzmocnienia. Dla szczelności takiej skrzyni potrzeba dobrego kamienia i cementu, starannego wykonania, i szczelnej cementowej wyprawy powierzchni wewnętrznej. Ażby otrzymać szczelne zetknięcie muru z blachą stropu, należy wykonać w blasze nad wspornikami szereg otworów, i przez nie wlewać płynny cement.

2. Skrzynia murowana i żelazno-betonowa. Z powodu kosztowności skrzyń żelaznych, usiłowano zastąpić je murowanymi. Pierwszą próbę

741.



742.



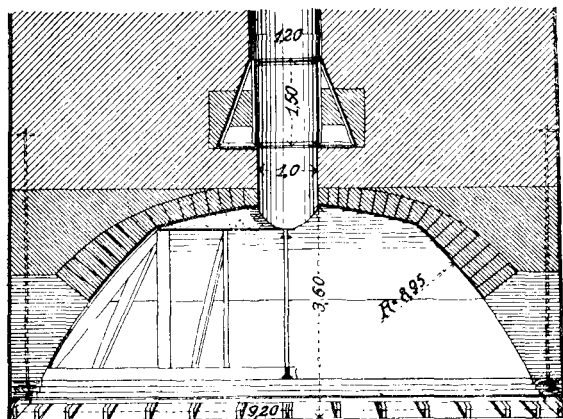
wykonał inżynier Gaertner (1877), przy budowie mostu na Elbie pod Lauenburgiem, według projektu Schwedlera i Brenneckiego (r. 742 H. Z. 1884 tab. 19. Br. Grundbau 1906 s. 362); drugą Séjourné (1880) przy fundowaniu wiaduktu w dolinie Garonny pod Marmande r. 743. Stosownie do działania sił opisanego na str. 509, dano w obu przypadkach ścięgacze żelazne poziome, które dla korzystnego działania umieszczone być muszą nisko. W razie włączania się ziemi od spodu mogą one być wygięte, a wtedy rozrywają mury. Na rys. 742 widzimy nadto ścięgacze pionowe przy zewnętrznej powierzchni; mają one tylko to znaczenie co wiązanie pionowe studzien. Ważne są natomiast ścięgacze pochylone wewnątrz leżące, zbiegające się przy osadzie szybów, bo momentowi siły  $R$  (str. 509) mogą one opierać się wytrzymałością na ciągnięcie.

Przy wielkiej głębokości w piasku płynnym i w mule, przeważać może ciśnienie zewnętrzne (Br. 1906 s. 372); temu opierać

się mogą tylko ściągacze poziome, o ile mają odpowiednią wytrzymałość przeciw wyboczeniu.

Obok tego co mówiliśmy na str. 509, podaje Brennecke jeszcze drugi

743.



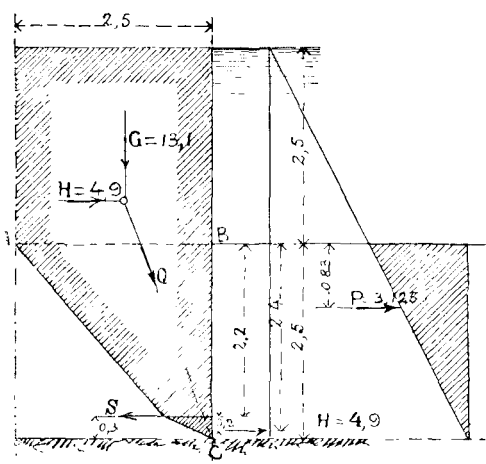
przypadek krytyczny dla obrachowania skrzyni murowanej, a to na początku zapuszczania, gdy skrzynia staje na gruncie, a woda jest zupełnie wypchnięta (r. 744). Nadmiar ciśnienia powietrza  $P$  na 1 m długości przedstawia trójkąt zakreskowany na rysunku. Ciężar połowy muru rozkłada się na siły  $Q$  i  $H$ , ostatnia przenosi się na ostrze. Jeżeli niema ściągacza, przekrój muru  $ABC$  opiera się odłamaniu w poziomie  $AB$  przez momenty sił  $P$  i  $H$ . Jeżeli zaś dodamy ściągacz  $S$ , należy uważać mur  $ABC$  jako belkę stale utwierdzoną w poziomie  $AB$  i podpartą w  $S$ . Rachunek przeprowadzony dla tych warunków (patrz Thulliego statykę budowli 1902 s. 265), da największe momenty w przekroju  $AB$  i na kierunku  $S$ . Ostatni jest najważniejszy, bo przypada w najmniejszej grubości muru.

Jest to moment ciśnienia wody poniżej kierunku  $S$ , i moment siły  $H$ ; a wynosi według rysunku

T

$$\frac{1}{6} 0,3^3 + 4,9 \cdot 0,2 = 0,945 \text{ tm.}$$

744.



Przyjmując bardzo wielką szerokość wieńca, 0,6, otrzymamy dla przekroju  $100 \times 60 \text{ cm}$ , natężenie skrajnego włókna  $1,5 \text{ kg/cm}^2$ , a na zdercie siłą

$$\frac{1}{2} 0,3^2 + 4,9 = 4,94 \text{ t}$$

potrzeba oporu  $0,8 \text{ kg/cm}^2$ . Natomiast bez ściągacza, moment w przekroju  $AB$  jest

$$3,1 \cdot 0,8 + 4,9 \cdot 2,4 = 14,4 \text{ tm};$$

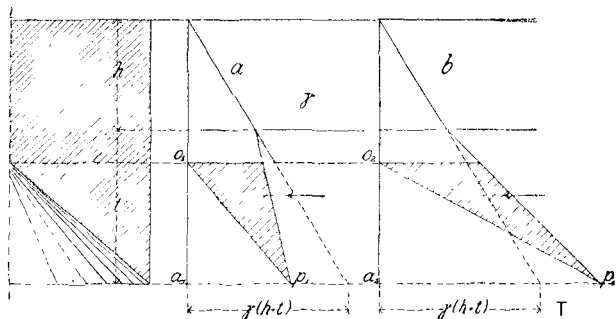
przy grubości muru  $2,5 \text{ m}$  wymaga ten moment natężenia  $1,4 \text{ kg/cm}^2$  i oporu na zdercie  $0,3 \text{ kg/cm}^2$ . Pod względem pracy materiału niema zatem korzyści

ze ściągacza w tym przypadku.

Wobec zastosowania betonu uzbrojonego, mogą uważać skrzynie mуро-

wane ze ściągaczami, jako należące do przeszłości, i poprzestać na tym przykładzie. Zanim jednak porzucimy ten przedmiot, wspomnieć wypada że skrzynie z komorą stożkową, znajdują się w korzystniejszych warunkach od powyższych z komorą prostokątną. (Brennecke 1906 s. 374/5). Rys. 745 przedstawia stosunki ciśnienia takiej skrzyni przy głębokości wody  $h$ , i głębokości zapuszczenia w ziemię  $t$ .

745.



Do gruntu nieprzepuszczalnego odnosi się rys. *a*, do przepuszczalnego rys. *b*. Dla uproszczenia pomijam szyb, oraz inne szczegóły ustroju i przyjmuję stożek doprowadzony do wierzchołka. W takim razie, na wysokość komory i 1 m obwodu podstawy, przypada ciśnienie powietrza pochodzące od trójkąta, i przedstawione przez trójkąt  $o_1 a_1 p_1$  albo  $o_2 a_2 p_2$ . Zewnętrzne zaś ciśnienie ziemi pochodzące od prostokąta, przedstawia trapez, który jest większy od powyższego trójkąta o powierzchnię zakreskowaną. Na początku zapuszczania w ziemię, odnośnie do r. 744, punkty  $p_1$  lub  $p_2$  leżą na rys. 745 na linii kropkowanej. Przeważa więc zawsze ciśnienie zewnętrzne, a temu opiera się wytrzymałość muru na zgniecenie w pierścieniu.

Również poziome parcie muru  $H$ , mniejsze jest niż w komorze prostokątnej, o ile zewnętrzna powierzchnia fundamentu jest walcem. Wówczas bowiem  $G$  jest ciężarem wycinka z walca; a więc bryły o trójkątnym przekroju poziomym.

Zschokke zdaje się pierwszy wykonał skrzynie żelazno-betonowe przy kilku budowlach, a między innymi przy fundowaniu mostu na rz. Reuss pod Lucerną; rysunek znajduje się w jego „Druckluftgründungen“, t. XII. Skrzynia ta ma wymiary 4,5/6,65, a kształtem przekroju naśladuje skrzynie żelazne. Ściągaczy poziomych nie ma, a uzbrojenie w niej zastosowane było w późniejszych budowlach znacznie ulepszone. Dla związania betonu dano 10 dni czasu, poczem rozpoczęto zapuszczanie. Podczas tego przytrafiło się, że parcie pochyłych pokładów zahamowało zapadanie się skrzyni. Ażeby opór przezwyciężyć, użyto środka ostatecznego, tj. nagle wypuszczono powietrze. Tę próbę wytrzymała skrzynia bez żadnego uszkodzenia. Ważnem jest, żeby podczas twardnienia betonu, skrzynia stała na trwałej podstawie; każde osiadanie bowiem, wywołuje pęknięcie betonu.

Po szczęśliwych próbach z małymi wymiarami, zastosował prof. Zschokke skrzynie żelazno-betonowe do fundowania doków w Kadyksie (r. 746). Mury obwodowe doków utworzono z szeregu słupów, o długości 11,5 do 17,5, a szerokości 4,5 do 5,75; całość składa się z 23 słupów ustawionych w odstępach 0,5 (Zsch. s. 333). Słupy te były zapuszczone do 17 m głęboko, ale ponieważ wierzchnie pokłady były nieprzepuszczalne, więc z początku zapuszczano je jako studnie w otwartym powietrzu, a przy 7 m pod wodą wmurowano szyby robocze, i do dalszego zapuszczania użyto zgęszczonego powietrza.

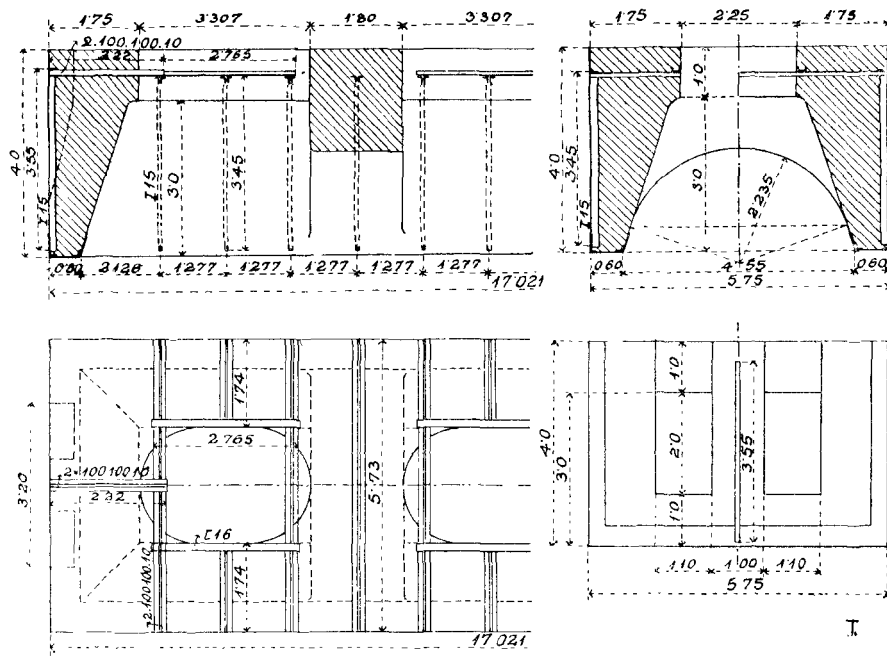
Ze względu na opisane już działanie sił nie jest właściwem, że zewnętrzną powierzchnię uzbrojono bardzo silnie wzorówkami I—N. 15, wewnętrznej



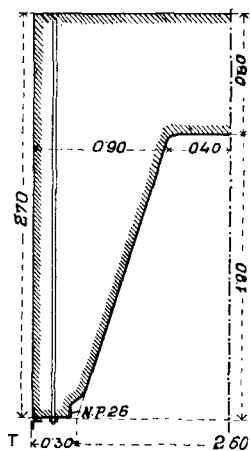
zaś nie uzbrojono wcale. Również uzbrojenie stropu leżeć powinno u spodu, a nie w połowie grubości. Naroża i ostrze uzbrojone są blachą; ale w pokładach twardych i niejednostajnych, wymagają silniejszego uzbrojenia, np. według rys. 747 który podaje autor na str. 335 (z r. 1906). Przytem korzystne byłoby zaokrąglenie narożnych kątów zewnętrznych.

Do fundowania łuku tych samych doków, użyto skrzyń o wymiarach 22,5,7,0 uzbrojonych sposobem Hennebiqua (r. 748); 10 skrzyń wypełnia łuk.

746.



747.



Autor donosi, że „pomimo bardzo miękkiego ale niejednostajnego gruntu, i ciągłego niebezpieczeństwa skrzywienia skrzyni, trzymały się one co najmniej tak dobrze jak żelazne, i były zupełnie szczelne do ciśnienia 1 atmosfery (s. 336)“. Grubość ścian wynosi tylko 15 cm, a ciężar żelaza około połowę tego jaki byłoby potrzebny do skrzyni żelaznej. Dobre zachowanie się tych skrzyń nabiera tem większego znaczenia, skoro zważymy że uzbrojenie ścian bocznych nie jest bez zarzutu. Uzbrojenie pionowe, w tym razie najważniejsze, leżeć powinno przy wewnętrznej ścianie, i ma być doprowadzone do ostrza. Uzbrojenie poziome jest mniej ważne, jeżeli nie zbyt ważne. Poziome uzbrojenie potrzebne jest tylko w narożach, po stronie zewnętrznej, i z silnym zaokrągleniem. Jeżeli w tym razie nie dogodnie było zaokrąglenie zewnętrznego lica, to możliwe było zaokrąglenie samego

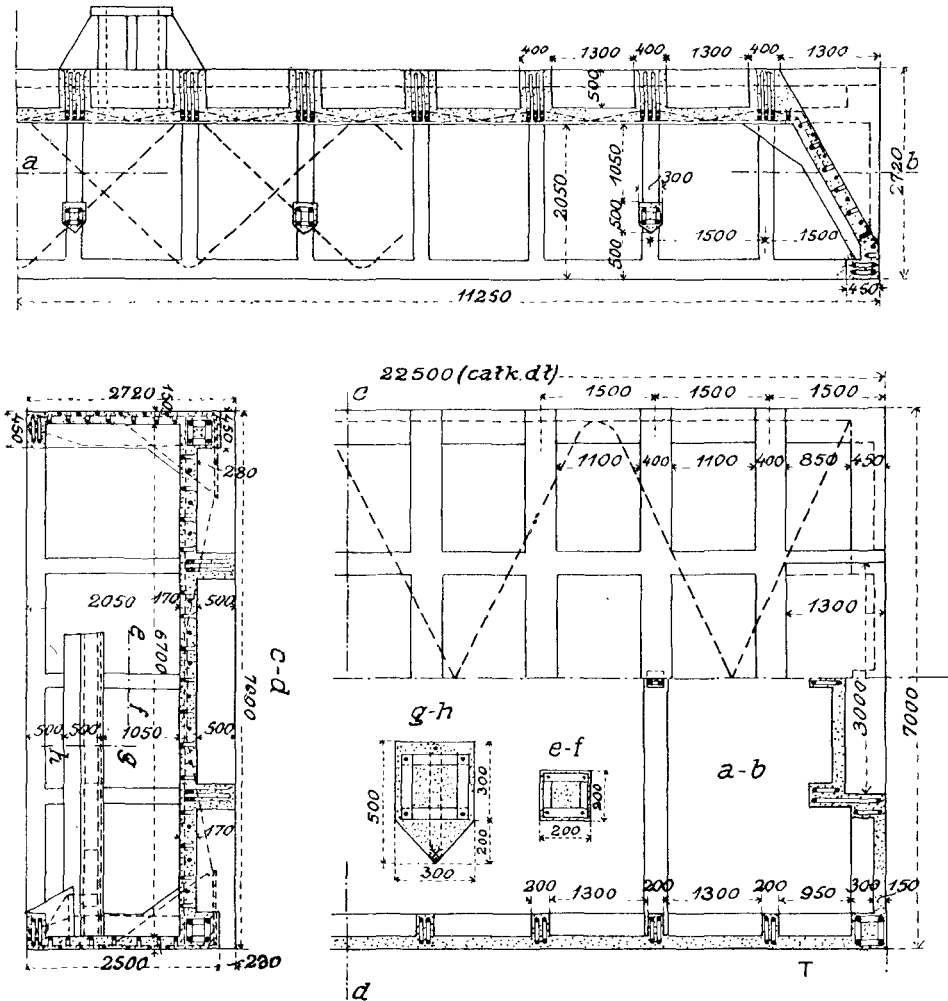
żelaza. Przy poprawnem uzbrojeniu, ściągacze poziome o przekroju 30,50 mogły być odrzucone. Zalety skrzyń żelazno-betonowych określa autor następującymi słowy (str. 336/7).

„W porównaniu ze skrzyniami żelaznymi mają skrzynie żelazno-betonowe tę ważną zaletę, że mogą być szybko wykonane na miejscu budowy, przy po-

mocy zwyczajnej kuźni polowej, bez oczekiwania dostawy z daleko położonych warsztatów. Przytem żelazo jest lepiej użyte, bo stanowi wewnętrzną trwałą i najistotniejszą część ustroju“.

Najlepszy znany mi ustrój przedstawia skrzynia zastosowana przez firmę „Sosnowski i Zachariewicz“ przy fundowaniu mostu na Wiśle w Krakowie (1908/9, r. 749 projektował inżynier Stroński). Obie ściany boczne, wewnętrzna i zewnętrzna 10 cm grube, są jednakowo uzbrojone, a uzbrojenie połączone z ostrzem. Składa się ono z prętów 15 i 10 mm grubych, ułożonych jak wskazuje widok z prawej strony rysunku. Strop również 10 cm gruby, łączy się bezpośrednio ze ścianą wewnętrzną, a uzbrojony jest siecią prętów 22 mm grubych. Przestrzeń

748.



znajdująca się między ścianami bocznymi i nad stropem, podzielona jest za pomocą pełnych ścian poprzecznych i żeber, w odstępach po 1,70. Przy pomocy tej przestrzeni pusta skrzynia może pływać, a zatapia się przez wypełnienie betonem. Dla większych wymiarów poziomych, strop może być łatwo wzmocniony przez uzbrojenie żeber. Mamy więc ustrój zastępujący we wszystkich przypadkach skrzynię żelazną, o ile strop nie ma być rozbierny (patrz l. 38 C).

Patrz także Oest. Woch. f. d. Oef. Baud. 1907 s. 185.

Do obrachowania skrzyni żelazno-betonowej posłuży to co mówiliśmy o skrzyni murowanej, oraz na str. 509.

3. Skrzynię drewnianą zamiast żelaznej, wprowadzili inżynierowie amerykańscy, posiadając tanie drzewo o doskonałych własnościach budowlanych. Pierwszego zastosowania dokonał inżynier Roebing, przy fundowaniu filarów wielkiego mostu wiszącego na East-River. (1870 r. 750).

Osiowa długość środkowego przęsła wynosi 487,7 m, a wysokość światła nad stanem wielkiej wody 41,1 m. Dalsze interesujące szczegóły co do mostu

i liczne źródła, podaje między innymi Klasen (str. 304/5). Skrzynia filara po stronie N. Yorku zapuszczona jest do głębokości 23,7 m pod stanem małej wody; przecina pokłady czarnego mułu, żwiru i płynnego piasku, a oparta jest na skale gnejsowej. Ciśnienie na podstawie fundamentu wynosi  $7,1 \text{ kg/cm}^2$ , wymiary podstawy są  $52,4 \times 31,1 \text{ m}$ .

Te wielkie skrzynie o powierzchni podstawy 1594 i 1632 m<sup>2</sup>, wykonane były z tak zwanej żółtej sosny, która posiada prawie wytrzymałość dębiny. Strop i ściany boczne składają się z licznych warstw belek, szczelnie ułożonych w dwóch kierunkach na przemian prostokątnych. Dla fundamentu filara po stronie N. Yorku, strop miał grubość 6,7 m, a komora robocza wysokość 2,9. Silne wiązania rozporowe, tworzące ściany poprzeczne z otworami, przechodowymi, dzieliły skrzynię na 6 niezupełnie równych części. Górne warstwy belek ułożone były w betonie.

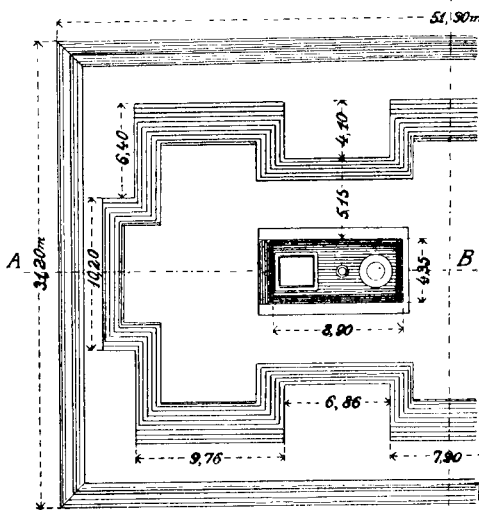
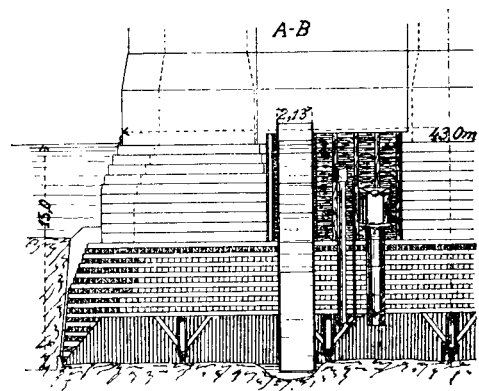
Skrzynia po stronie Brooklynu, najprzód zapuszczona, miała ściany zewnętrzne i wewnętrzne starannie uszczelnione smołą i konopiami; wewnętrzną jej ścianę pociągnięto pokostem z żywicy i oleju, a w stropie po-

między czwartą a piątą warstwą belek, ułożono dla szczelności blachę cynkową. Ostrze skrzyni 20 cm szerokie jest żelazne lane, łączone blachą. Pomimo że unikano żelaza, użyto 250 t tego materiału, przeważnie na śruby. Objętość drzewa wynosi 11000 m<sup>3</sup>.

Przebieg zapuszczania tej skrzyni nie był szczęśliwy. Siedem razy powstawał w niej pożar. W zgęszczonym powietrzu, drzewo zwęglowało się szybko i do znacznej grubości, ale bez płomienia. Wiercono w ścianach otwory do 90 cm głęboko, i wstrzykiwano w nie parę, ale bezskutecznie. Jeden z pożarów ugaszono dopiero wtedy, gdy wpuszczono do skrzyni wodę na kilka dni.

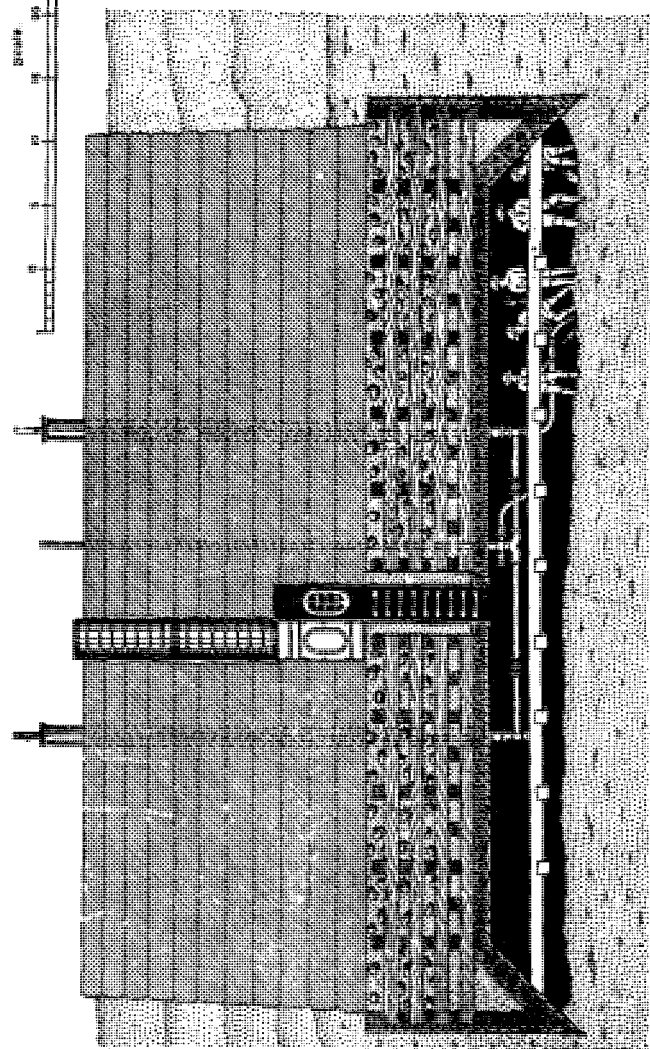
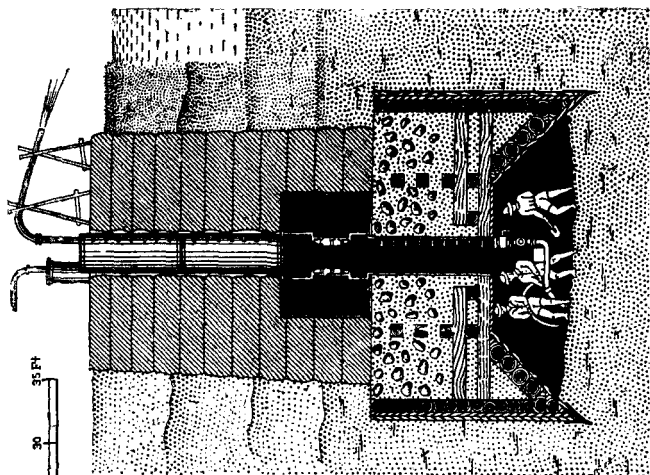
Przy skrzyni od strony N. Yorku pokryto wewnętrzną ścianę blachą, żeby usunąć jej wielką zapalność. Blacha ważyła 85 t, śruby 180 t.

750.





751.



Postęp zapuszczania wynosił z początku 0,3 m na 16 godzin, przy końcu zaś 0,3 do 0,6 na tydzień.

Spostrzeżenia wykazały, że współczynnik tarcia na bocznych ścianach skrzyni wynosił 0,2 do 0,3. Przy końcu zapuszczania, całkowity opór tarcia obrachowano na 6000 t; ciśnienie zaś na ostrzu czyli przewaga ciężaru nad ciśnieniem zgęszczonego powietrza (str. 496) wynosiła zwykle 10 000 do 12 000 t przy niskim stanie wody, ale często wzrastała do 15 000 t.

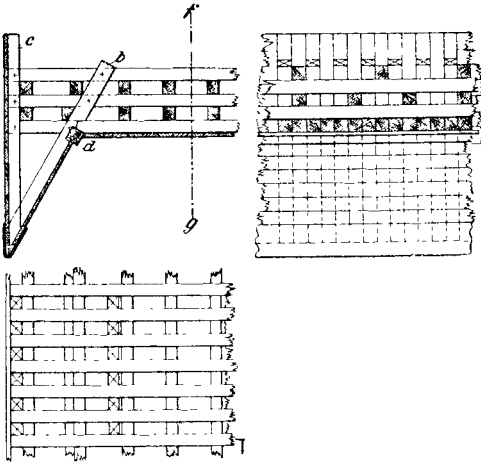
Nowsze skrzynie budowane w Ameryce, mają znacznie słabsze wymiary, ale nie przedstawiają nowych szczegółów (Eng. N. 1904 I s. 5). Belki układane są w odstępach 1,0 do 1,5, a przestrzeń między nimi wypełniają betonem, jak przy fundamencie mostu Bismarka na Missouri r. 751.

Ustrój zastosowany o ile możliwości do działania sił podaje Brennecke (rys. 752. Grundbau s. 379). W tym projekcie, tylko w dolnej płaszczyźnie stropu leżą belki ściśle obok siebie, i dochodzą na przemian do zewnętrznej ściany pionowej, albo do wewnętrznej pochylonej przy *d*. Według tego co mówiliśmy o skrzyni murywanej, autor odrzuca słusznie ściągacze. Podobną skrzynię zastosowała firma Holzmann i Sp. przy budowie mostu na Menie pod Kostheim (CBl. 1888 s. 176 Br. s. 380).

Amerykanie natomiast zachowują ściągacze w najnowszych budowlach, a przy wykonaniu ostrza nie starają się o wytrzymałość na ciągnięcie. W skrzyni mostu pod Quebec (Egg. N. 1903 I s. 92), ostrze utworzone jest z podwaliny, w której pionowe i pochyłe słupy stoją na czopach; a gdyby pomimo ściągaczy powstało tu nieznaczne ciągnięcie, pokonywa je opaska żelazna. Podobny ustrój widzimy na wielkich skrzyniach wykonanych do fundowania nowego mostu Williamsburg na East-River. Rys. 753 przedstawia skrzynię dla filara tego mostu po stronie Brooklynu (Egg. 1905 II s. 541).

Przy wysokim stanie dziennego przypływu, głębokość wody na miejscu budowy wynosi 18,3 m. Pokłady piasku i gliny na przemian pokrywają skałę, którą znaleziono przy wierceniach w głębokości max. 32,5 m. Fundament filara tworzą dwie skrzynie o wymiarach 24/19 w rzucie poziomym, podobne do tej którą przedstawiają rys. a—c; odstęp między nimi wynosi około 9 m. Wierzch skrzyni leży w fundamencie 14,6 pod poziomem dziennego przypływu, a wysokość jej jest 16,4 m, a więc podstawa leży w głębokości 31 m.

752.



Na skrzyni stawiano płaszcz 15,5 m wysoki (rys. d, e), wznoszący się zatem 0,9 nad poziom dziennego przypływu; dalsze wymiary podaje rysunek (1st. ang. = 0,3048). Skrzynia (rys. a—c) zawiera 98 tn stali i 2240 m<sup>3</sup> belek; waży około 1867 tn. Jej ściany z belek 30/30 ciasno ułożonych, pokryte są dwiema płaszczyznami brusów 8 cm grubych, ułożonych w płaszczyźnie wewnętrznej w kierunku przekątnej, a w zewnętrznej pionowo. Brusy są łączone na wpusty, i starannie uszczelnione. Wewnętrzną przestrzeń skrzyni

wypełniają ruszty z belek 30/30, tworząc pola około 2 m w kwadrat, a krzyżowe sztywnie z brusów 8/30, założone są we wszystkich płaszczyznach przedziałowych. Oprócz tego, niektóre płaszczyzny ściągane są śrubami, a naroża wzmocnione kątową blachą.

Komora robocza, wysoka w świetle 2,3, ma strop z dwóch pełnych płaszczyzn belek 30/30, przedzielonych dwiema szczelnymi płaszczyznami brusów 8/30. Wykonano je tak jak odzież ścian. Dwa ściągacze poprzeczne podwójne, łączone są ze ścianami na jaskółczy ogon. Przez wypełnienie ich płaszczyzn belkami, i obustronne opierzenie, utworzono z nich ściany przedziałowe z otworami przełazowymi. Cztery ściągacze podłużne łączone są ze ścianami żelazem. Ostrze komory tworzy belka dębowa, wzmocniona wzorówką L—L.

Do wypełnienia komory spotrzebowano około 900 m<sup>3</sup> betonu, do przestrzeni nad stropem, około 4400 m<sup>3</sup>.

Wspomniany powyżej płaszcz (rys. d i e), składa się z trzech części prawie jednej wysokości, sprzęganych ze sobą i ze skrzynią za pomocą żelaznych ściągaczy śrubowych. Naroża wiązane były od wewnątrz, za pomocą wzorówek Z (rys. f), dla łatwego rozbierania. Do wykonania płaszcza zużyto około 870 m<sup>3</sup> belek, i 33 t żelaza i stali.

Do wysokości 6,8 *m* związano skrzynię na brzegu, na czterech torach z podwójnych belek 30/30, pochyłonych na 1:12; a opartych na pochyłych słupach. Tory te były wyprowadzone na wodę do 11 *m* od brzegu, i tu leżały w głębokości 9,3 *m*. Powyższa część skrzyni ważyła około 1000 *tn*; przy pomocy czterech pras hydraulicznych o ciśnieniu 30 do 60 *tn*, ruszono ją z miejsca i zepchnięto do wody; przyczem zanurzyła się na 5,3 *m*, a wielki strumień wody wytrysnął przez jeden otwarty szyb roboczy, który dawał przystęp do wnętrza. Następnie dokończono skrzyni na całą wysokość, i postawiono na niej dolną część płaszczu.

Na miejscu budowy przygotowana była za pomocą bagrowania tymczasowa podstawa pozioma, w głębokości około 18,6 *m*. W to miejsce spławiono skrzynię, umocowano ją na kotwicach, i pod ciężarem około 2260 *m*<sup>3</sup> betonu, zatopiono do oparcia na podstawie. Zapuszczenie zaś do ostatecznego położenia, wymagało przewidzianej reszty betonu, i około 1840 *m*<sup>3</sup> muru z kamienia.

Po stronie N. Yorku, gdzie woda była płytsza niż pod Brooklinem, jedna skrzynia wymagała tylko 3 *m* płaszczu, druga zupełnie bez płaszczu została zapuszczona, albowiem mur postępował prędzej niż zapuszczanie, a więc mógł być ciągle utrzymany nad wodą.

Małe skrzynie drewniane używane były w Szczecinie przy fundowaniu nowych mostów drogowych, (patrz l. 38 C).

Skrzynię walcową zastosowaną w N. Yorku do fundowania wysokiego domu na filarach, opisuje Brennecke na str. 380 według Eng. N. 1898 II s. 363.

**d. Zawieszenie skrzyni, i zapuszczanie jej w wodę.** Podobnie jak przy zapuszczaniu studzien, rozróżniamy tu dwa okresy: zapuszczanie w głąb wody do dna, i zapuszczanie w głąb ziemi. Skrzynia może być zawieszona na rusztowaniu stałym lub pływającym; albo też przy pomocy nieprzepuszczalnego płaszczu może być spławiona na miejsce budowy, i zatopiona przez obciążenie murem wykonanym pod osłoną płaszczu.

Do zawieszenia skrzyni na rusztowaniu potrzebne są przybory, które nazywam *wieszarami* (Senkungsapparate).

Przy zapuszczaniu w twardej pokład pośród rzeki, trzymanie skrzyni na wieszarach potrzebne jest tylko do oparcia jej na dnie, albo do małej głębokości zapuszczenia, przy której położenie jej jest dostatecznie utrwalone. W pokładzie miękkim, mianowicie leżącym na wierzchu, skrzynia trzymana być musi przynajmniej do głębokości nieco większej od pogłębienia, które powstaje w rzece powyżej, wskutek scieżnienia przekroju wody przez skrzynię. Pamiętać przytem należy, że pogłębienie to powiększyć się może podczas wezbrania. Często zaś, trzymać trzeba skrzynię aż do przebycia całego miękkiego pokładu, mianowicie gdy fundament jest wązki a długi, bo taki łatwo może się pochylić.

Skrzynię zawieszoną zapuszczać można bez pomocy płaszczu, tylko o tyle, o ile mur wznoszony na niej utrzymany być może nad powiechnią wody; przyczem pamiętać należy o nagłych wezbraniach. O ile nadto takie prowadzenie roboty nie obciąża zbyt znacznie wieszarów, zastosowanie płaszczu nie jest zasadniczo konieczne; wszelako może być płaszcz potrzebny wobec miejscowych warunków, o czem mówić będziemy w dalszym ciągu pod *e*.

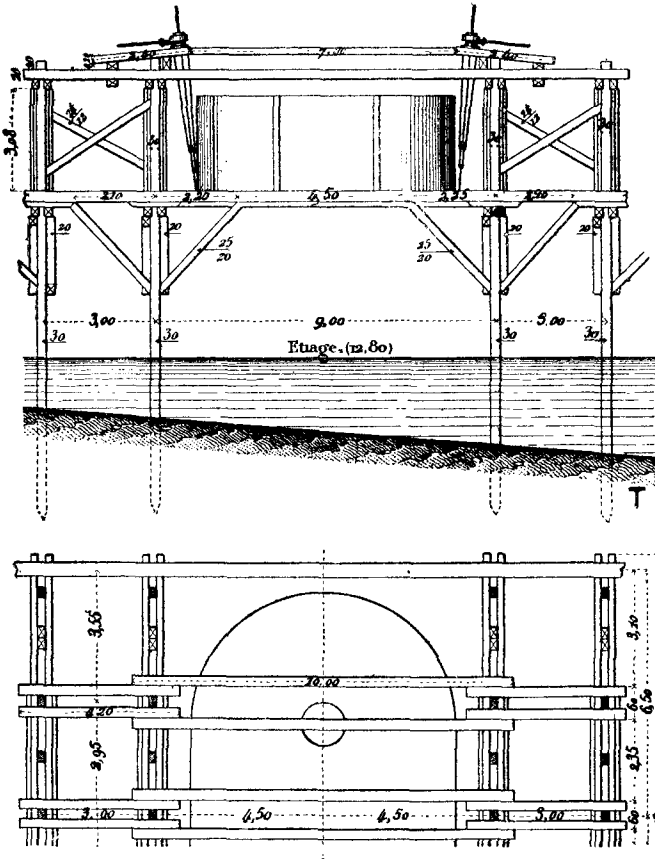




z wysokości przyjętej między pomostami, skoro od lica skrzyni z każdej strony przyjmiemy mały odstęp, 0,5 do 0,8.

Poprzeczne wiązania mogą być wykonane na obu końcach rusztowania, mianowicie o ile skrzynia związana być ma na miejscu budowy. W takim razie jednak, rusztowanie musi być zupełnie ukończone przed rozpoczęciem składania skrzyni. Dla oszczędności czasu korzystnie jest przeto znitować skrzynię osobno, na brzegu lub na galarze, i o ile pozwoli na to głębokość wody, wprowadzić gotową między oba pomosty. W tym celu pozostawia się wjazd wolny od strony odpływu, i to wiązanie poprzeczne zakłada się dopiero po zawieszeniu skrzyni,

754.



i usunięciu galar. W płaszczyznach które nie mogą być związane w poprzek, należy założyć między palami sztywnie krzyżowe, z każdej strony fundamentu osobno, i jak można najniżej. Ich dolne końce przytwierdzić można wcześniej podczas bicia pali, gdy są jeszcze nad wodą (Br. s. 452).

Jeżeli pale bite były w miękkim pokład, i stawiają mały opór przeciw odchyleniu, lepiej użyć do podparcia wieszarów dźwigarów poprzecznych. Urządzenie takie jest zwykle możliwe, ponieważ wieszary leżą w płaszczyznach dźwigarów poprzecznych skrzyni roboczej, a szyby robocze leżą między temi dźwigarami; płaszczyzny wieszarów są przeto wolne.

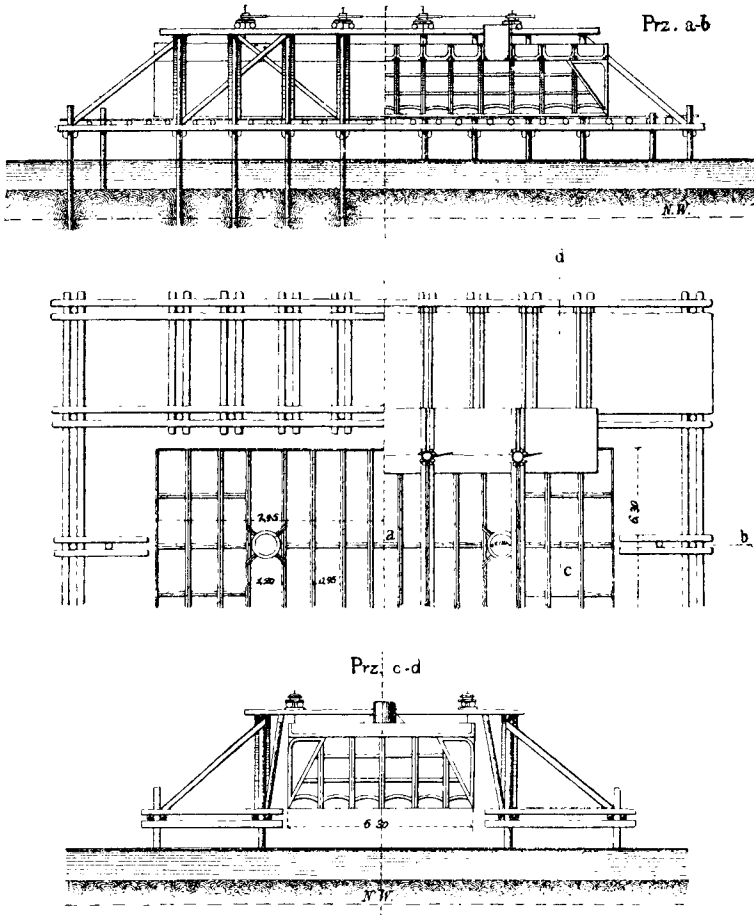
W takich warunkach wykonane były fundamenty

filarów mostu drogowego na rz. Havel pod Spandau. Urządzenie to z wielu względów interesujące i nowe, przedstawiają rysunki 757 do 762 według ZfB. 1904 s. 71 i n. (Za zezwoleniem Dyrekcyi tow. Harkort w Duisburgu).

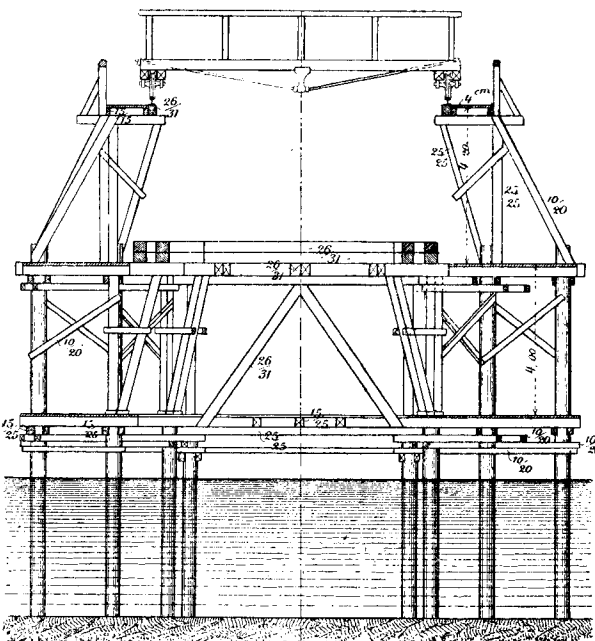
Most ma 3 otwory 65,87, 75,28, 65,87. Filary są fundowane pneumatycznie w głębokości 18,9 i 20,9 pod średnim stanem wody; z tego przypada 4 m na wodę, 11 m na miękkim namul; pod nim leży gliniasta ziemia a potem piasek. Z takich pokładów wynika konieczność ciągłego trzymania skrzyni na wieszarach, aż do końca zapuszczania.

Do rusztowań bito pale około 23 m długie r. 757, które pomimo tej niezwykłej długości tkwiły w piasku tylko około 2 m. Skrzynie i ich płaszcze musiały być przeto jak najlżejsze, a przytem trzeba było wyrzec się wykonania betonu na sucho, czyli utrzymania jego powierzchni nad wodą; bo takiego ob-

755.



756.

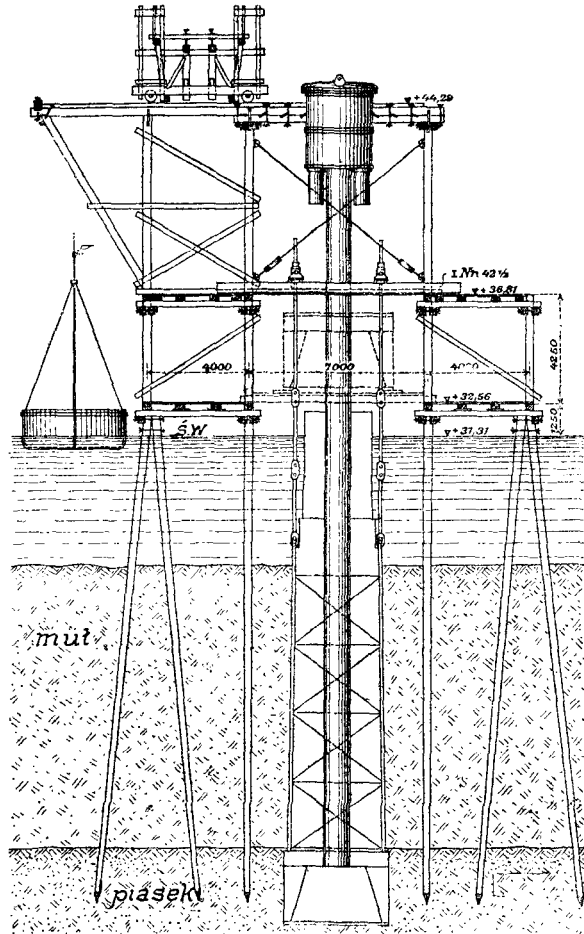
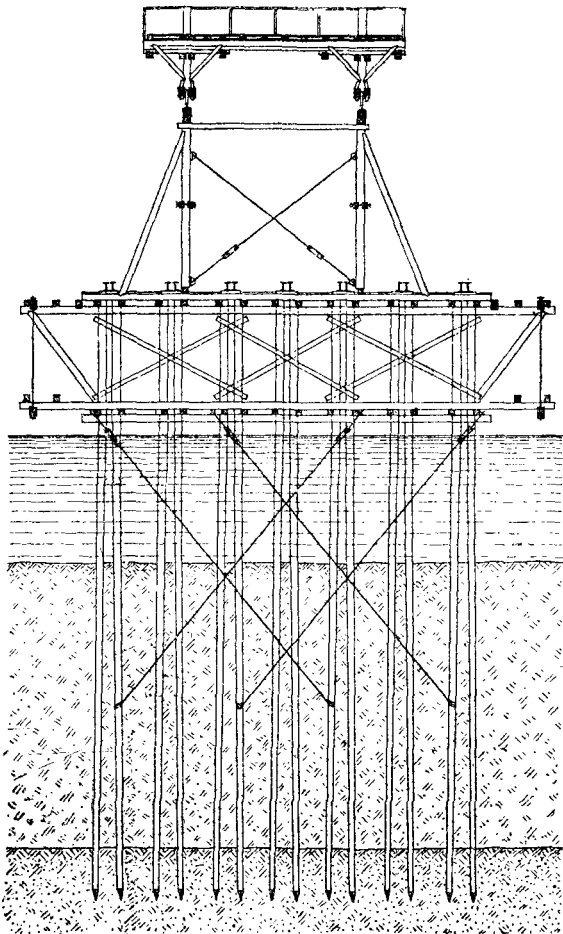


ciężenia nie wytrzymałyby żadne rusztowanie postawione na opisanych powyżej pokładach.

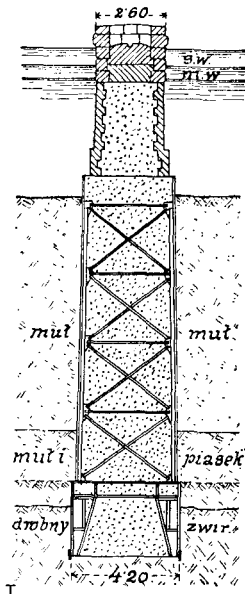
Zamiast blaszanego nieprzepuszczalnego płaszczu, użyto zatem żelaznego szkieletu, z odzieżą drewnianą. Trudność wydobycia wieszarów z wielkiej głębokości pokonano w ten sposób, że słupy szkieletu, użyte zostały wprost do zawieszenia fundamentu; a właściwe wieszary czyli ogniwa łańcucha, znajdowały się nad szkieletem; a więc zawsze nad wodą.

Skrzynia prawego filara jest prostokątem  $16/5$ , z zaokrąglonemi wierzchołkami (r. 759); wysokość komory roboczej wynosi  $2,3$ , grubość stropu  $0,6$ . Blacha stropu ma  $6\text{ mm}$ , blacha ścian bocznych  $5\text{ mm}$  grubości. Strop składa się z  $13$  dźwigarów poprzecznych. Do dźwigarów  $1$   $3$   $5$  przytwierdzone są wieszary za pomocą blach kątowych (r. 760). Odstępy między wieszarami nie są jednakowe, lecz zastosowane do nierównych ciężarów obu szluz powietrza; podobnież w prostokątach utworzonych z dźwigarów, szczyby osadzone są mimośrodkowo, żeby wszystkie wieszary były o ile możności jednakowo obciążone.

757.



758.



Ostona fundamentu powyżej skrzyni składa się z brusów 60 mm grubych, przytwierdzonych do szkieletu żelaznego (r. 759) o wysokości 12,1, długości 13,9, a szerokości zmiennej od 4,52 u dołu, do 3,36 u góry. Szkielet utworzony jest z siedmiu wiązań pionowych, ustawionych w płaszczyznach dźwigarów poprzecznych skrzyni. Ich słupy krzyżulce, poziome, i wiązania podłużne, wykonano z wzorówek  $\perp$ , przekątne z kątówek.

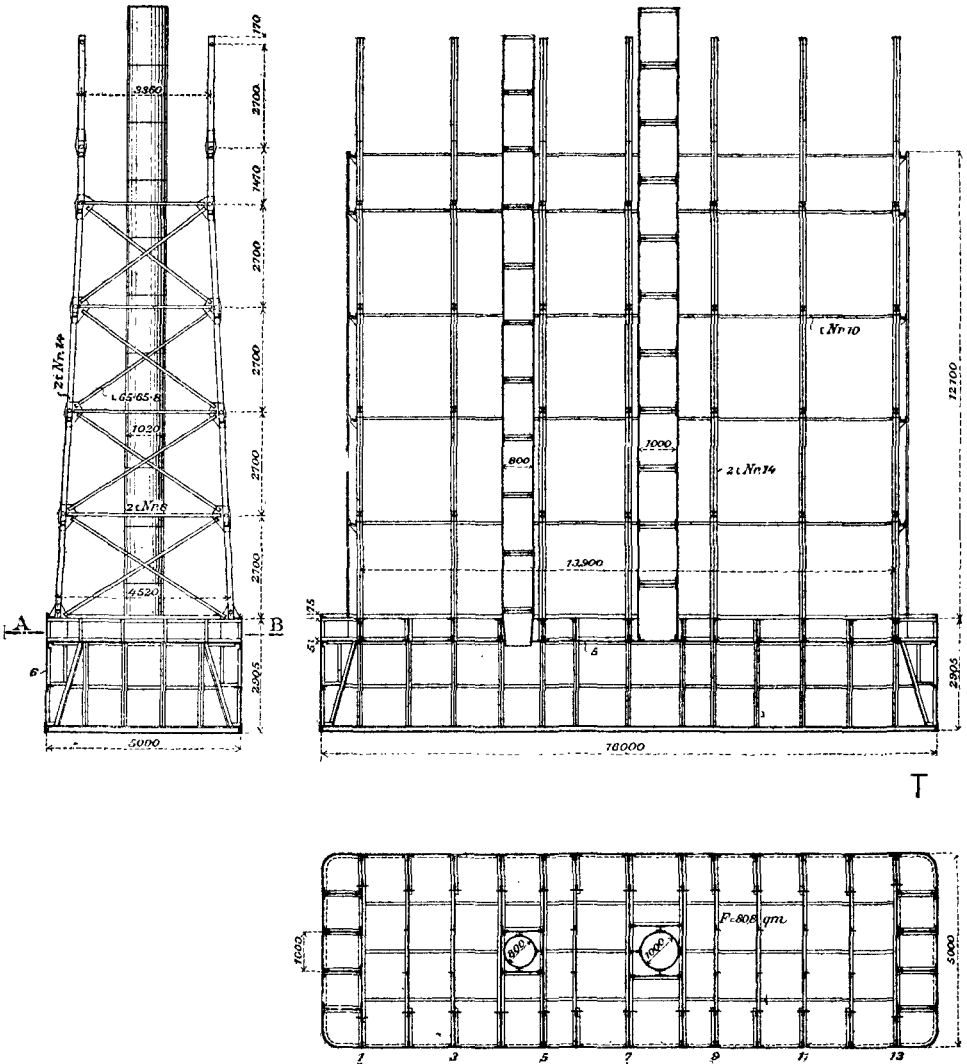
Połączenia szkieletu z dźwigarami skrzyni (r. 760), oraz pięter szkieletu między sobą (r. 761, 762), są przegibne, a średnice ich sworzni zastosowane do ciężaru wiszącego na nich fundamentu. U góry łączą się one z właściwymi ogniwami łańcucha (r. 762), a te z trzonkami wieszarów (r. 757).

Sosnowe brusy odzieży leżą poziomo, wprost przy słupach szkieletu; łączone są między sobą na wpusty, do słupów przytwierdzone śrubami, a pod wszystkie nasrubyki położono wspólne paski żelaza 50/8 mm, dla powiększenia oporu przeciw przesunięciu brusów, w skutek tarcia w głębi ziemi.

Cokoły i czysty mur filarów wykonano na sucho, przy pomocy dodatkowych zdejmowanych bębnow płaszcz (r. 757), z których wypompowano wodę. Wysokość ich była 2,6, ustrój podobny do powyższego, a brusy odzieży uszczelniono płótnem żaglowym.

Opisany powyżej ustrój, pozwalał trzymać fundament na wieszarach czas nieograniczony, i szybko podwyższać płaszcz, co pożądane było wobec małego oporu, i możliwości szybkiego zapuszczania w muł. Szybkie ukończenie zapusz-

759.



czania było też konieczne z powodu małego bezpieczeństwa w ustroju rusztowań. Oddzielne piętra wiązań szkieletu, sprowadzono na budowę zupełnie ukończone, a na rusztowaniu łączono je tylko sworzniami.

Do zawieszenia fundamentu, potrzeba było z każdej strony rusztowania siedem trzonek śrubowych. Każdy z nich miał być obciążony najwyżej ciężarem 13,3 t; mógł zaś bezpiecznie dźwigać ciężar dwa razy większy. Dla rusztowania jednak było to obciążenie wysokie; żeby zaś nie przekroczyło tej granicy,

potrzeba było wyzyskać siłę wynurzenia skrzyni, wypychając z niej wodę zgęszczonym powietrzem; i to przez cały czas trzymania jej na wieszarach. Z tego powodu podczas podwyższania szybów, otwory ich w skrzyni zamykano od wewnątrz pokrywami. Podczas przedłużania wieszarów, nie stosowano żadnego środka dla utrzymania ich w naprężeniu; ciężar z wieszara przedłużanego przenosił się zatem na sąsiednie.

Rusztowanie składa się z 56 pali długich około 23 m, bitych według rys. 757 w sześć szeregów. Dla związania całości, ściągano pale parami i łączono

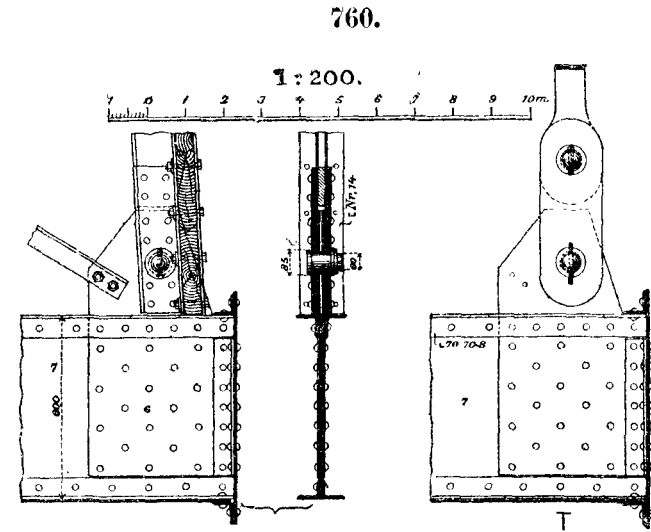
ich głowy; a mianowicie wewnętrzne szeregi w płaszczynach podłużnych, a zewnętrzne w poprzecznych. Cały ciężar spoczywał na wewnętrznych szeregach, a mianowicie 6,65 t na pal, a więc nie można ich było znacznie pochylać. Naprężono je zatem żelaznymi ściągaczami (rys. 757), które w miarę możliwości głęboko zapuszczono w muł.

Dolne pomosty robocze szerokie 4 m, leżą nad wielką wodą; odstęp między nimi jest 7 m, dla szeroko-

ści skrzyni 5 m. Służyły one do wykonania skrzyni, usuwania wykopu, mieszania betonu i wykonania muru. Skrzynia spoczywała podczas składania na ruchomej podłodze, pokrywającej chwilowo odstęp między pomostami.

Górne pomosty leżą 4,25 wyżej, na słupach ustawionych na dolnych palach. W wewnętrznych szeregach słupy są podwójne, w zewnętrznych pojedyncze. Tu odbywała się służba przy wieszarach i szluzach.

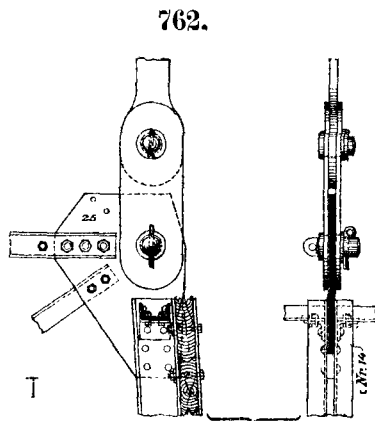
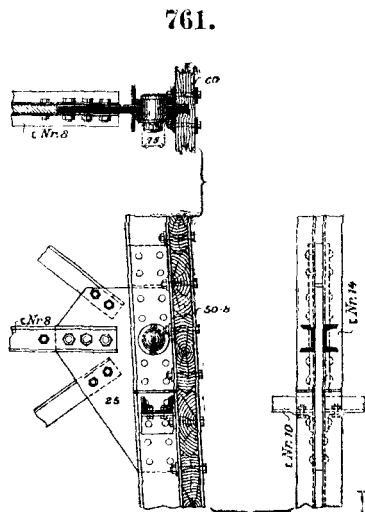
Wieszary oparte są na belkach żelaznych z podwójnych wzorówek I



o wysokości 425 mm, pokrywających 7 m szeroki odstęp między pomostami. Odległość między wieszarami w przekroju poprzecznym wynosi 4,52 m.

Wreszcie 7,5 m nad górnymi pomostami i w poprzek nad odstępem pomostów, leżą dwie klinowane belki drewniane, a na nich tor dla wozowego zórawia o udźwigu 15 t. Tor poprowadzony jest nad jednym z pomostów, i na

Wreszcie 7,5 m nad górnymi pomostami i w poprzek nad odstępem pomostów, leżą dwie klinowane belki drewniane, a na nich tor dla wozowego zórawia o udźwigu 15 t. Tor poprowadzony jest nad jednym z pomostów, i na



wspornikach wysunięty na zewnątrz. Żóraw służył przeto nie tylko do podnoszenia szluz podczas podwyższania szybów, ale obsługiwał także galary przywożące materiały budowlane i zabierające wykop.

Wyciąganie wykopu odbywało się za pomocą elektromotoru o sile 9 koni masz.; elektrownia stała na brzegu, a przewód podwodny dostarczał prądu, który służył zarazem do oświetlenia miejsca budowy i wnętrza skrzyni roboczej.

Składanie skrzyni roboczej odbywało się, jak wspomniałem powyżej, na dolnym pomoście. Po ukończeniu podniesiono ją nieco na wieszarach, połączono z przewodem powietrza, wstawiono do niej pokrywy pod otwory szybów, założono przewody dla światła elektrycznego, wymurowano wsporniki komory roboczej, i wreszcie po usunięciu podłogi tymczasowej spuszczo ją na wieszarach o tyle, że blacha stropu zrównała się z podłogą dolnego pomostu. W tem położeniu ustawiono szyby na wysokość 6 m, wypełniono betonem strop między dźwigarami, pokryto beton zaprawą na 5 cm grubo, i ustawiono pierwsze piętro żelaznego szkieletu. Wtedy na każdy wieszar przypadał ciężar 13,3 t.

Następnie spuszczo skrzynię niżej, tak że wierzch stropu leżał 30 cm nad wodą, i rozpoczęto betonowanie na sucho. Postępowano warstwami po 30 cm, a powierzchnia betonu nie leżała nigdy wyżej jak 60 cm nad wodą. Skoro w ten sposób doprowadzono beton do 1,5 m wysokości nad dźwigarami stropu, zaszła konieczność wypchnięcia ze skrzyni wody, żeby ulżyć wieszarom. Wskutek tego możliwem było dalsze betonowanie na sucho do wysokości 3,3 nad dźwigarami stropu, a wtedy każdy wieszar unosił ciężar 10,6 t. Odtąd betonowano wyłącznie pod wodą, tylko płaszcze murowane z cegieł do koła szybów, utrzymywane były zawsze nad powierzchnią wody, i murowane na sucho.

Największe ciśnienie w betonie podwodnym jest 4,8 kg/cm<sup>2</sup>, a na podstawie fundamentu 4,2 kg/cm<sup>2</sup>. Roboty wykonało tow. Harkort w Duisburgu.

2. Rusztowania pływające tj. oparte na galarach, są w górnym ustroju zupełnie podobne do rusztowań stałych, ale dla utrwalenia galarów, parcie poziome zastrzałów musi być zniesione nad wodą.

Rys. 763. Fundowanie mostu drogowego na Rodanie pod Arles, wykonane było wobec prędkości wody 1,5 do 3,0 m, przy głębokości wody 16 m podczas niskiego stanu. Z powodu częstych wezbrań nie obeszło się bez płaszcza. Ażeby nadto słabo obciążać wieszary, a jednak rozpiąć możliwie małą wysokość płaszcza, zostawiano w murze trzy koliste próżnie; dwie z nich służyły do ustawienia szybów.

Galary dawały po 200 tn wypchniętej wody. Nadto do trzeciego galara stojącego 80 m powyżej, poprowadzone były dwa łańcuchy owinięte wprost o zapuszczany fundament, aby go utrzymywać pionowo. Kompresory powietrza znajdowały się na czwartym galarze, tuż poniżej rusztowania. Innych wymiarów nie podaje sprawozdanie. (Rż. st. 74).

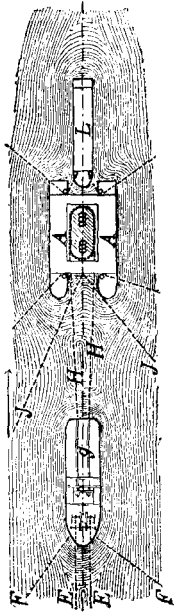
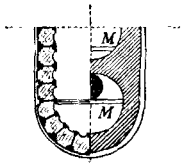
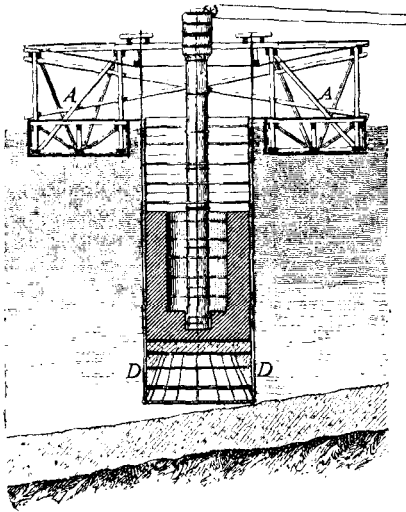
W tem rusztowaniu niema wcale parcia poziomego, albowiem zamiast zastrzałów użyto dźwigara kratowego do podparcia łożysk wieszarów.

Rys. 764. Fundowanie bulwaru w Gandawie. Skrzynię gotową (25,0/7,9) spławiono na miejsce budowy, i wprowadzono ją pod płaszczyk zawieszony na rusztowaniu. Tu ześrubowano płaszczyk ze skrzynią, i rozpoczęto betonowanie stropu, oraz zapuszczanie (ÖW. 1886 s. 336).

Rys. 729 podany w rozdziale o ustroju skrzyni żelaznej, przedstawia że-

lazne rusztowanie zastosowane do fundowania bulwaru w Antwerpii; powrócimy do niego mówiąc o zapuszczaniu przy pomocy płaszcza nad skrzynią roboczą. Mając dane miejscowe galary, można obrachować ich zanurzenie z ciężaru rusztowania, ciężaru skrzyni, i tej części muru, która potrzebna jest do zatopienia jej; wówczas głębokość rzeki rozstrzyga, czy zastosowanie rusztowania pływającego jest możliwe. W porównaniu z rusztowaniem stałym daje ono znaczną oszczędność na przewozie do miejsca budowy, a potem w razie przesuwania i kilkrotnego użycia przy następnych fundamentach; wskutek tego jedno lub dwa rusztowania, wystarczają na długi szereg filarów. Natomiast w miejsce kosztów pali, wchodzi koszt najmu galarów oraz ich obsługi, które zależą od miejscowych stosunków, i nie mogą być stale ocenione.

763.

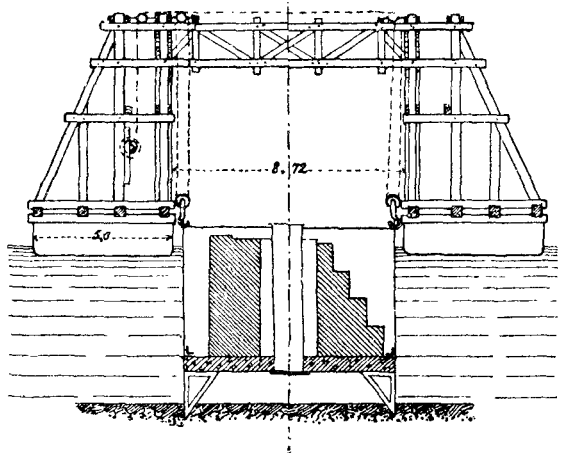


Składanie i nitowanie licznych skrzyń, odbyć się może na jednym lub dwóch pomościach ustawionych przy brzegu na palach, a połączonych z brzegiem kładką, i torem kolei roboczej. Skoro skrzynia jest gotowa, galary wprowadzają rusztowanie nad skrzynię, podnoszą ją wieszarami, i prowadzą na miejsce budowy.

Z rysunków obok umieszczonych widzimy, że rusztowań pływających używano dotychczas przeważnie w połączeniu z płaszczem,

Z rysunków obok umieszczonych widzimy, że rusztowań pływających używano dotychczas przeważnie w połączeniu z płaszczem,

764.



ażeby ulżyć galarom lub wieszarom. Płaszcz nie jest jednak konieczny, lecz tak jak wspomniałem powyżej, zastosowanie jego zależy od ogółu warunków uważanej budowy.

3. Wieszary. Przyrządy te powinny według Brenneckego zaspakajac następujące wymagania:





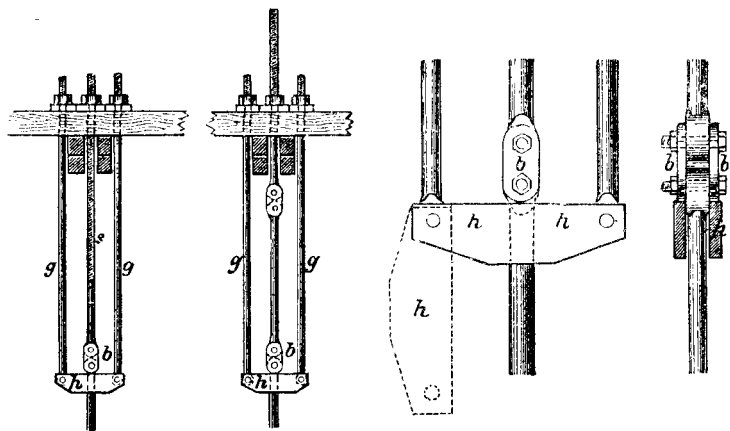
ków przymocowanych do rusztowania; lepiej jednak połączyć wszystkie rękojście po jednej stronie fundamentu podłużnymi drążkami, a do skrajnych przymocować liny pociągowe, okręcone o pionowe wały dwóch wind.

Żeby utrzymać wieszary w naprężeniu podczas przedłużania ich, używano przy fundowaniu mostu pod Lauenburgiem przyrządu przedstawionego na rys. 765. Ogniwa łańcucha *a*, są prętami o przekroju kolistym, średnicy 45 mm, długości 1,20 m; na końcach mają uszy płaskie łączone łubkami *s*. Łubki mają w połowie długości prostokątne otwory, których uszy nie zasłaniają; przez te otwory przesunięte są dwa kliny *k*, przechodzące zarazem przez dwa strzemia *b*, wiszące po obu stronach łańcucha, których długość zastosowana jest do długości śrubowych trzoneków wieszara. Wskutek przedłużenia łańcucha o całą długość śruby, opierają się kliny dolną powierzchnią o strzemia, a górną w otworach łubków; przez to strzemia są naprężone, a górne ogniwo łańcucha wolne. Można więc wyjąć z łubków górną śrubę, podnieść śrubowy trzonek wieszara, i założyć nowe ogniwo łańcucha. Naprężając na nowo śrubę, uwalniamy kliny i strzemia. Zauważyć też trzeba, że przez małe przesunięcie klinów, można chwilę naprężenia strzemion przyspieszyć nieco lub opóźnić.

W podobny sposób działa przyrząd używany przez firmę Holzmann i Sp. (CBL. 1883), zrozumiąły z rys. 766 bez dalszych wyjaśnień.

Pod wielkiem obciążeniem osiadają się rusztowania nie jednostajnie, i nie dokładnie pionowo.

766.



Przytem na silnym prądzie, często nie można uniknąć małego kołysania się wiszącego fundamentu. W obu razach śruby mogą być pogięte i uszkodzone, jeżeli nie mogą się pochyłać podczas obciążenia; a w każdym razie ciężar skupia się na jednej krawędzi naśrubka, jeżeli podstawa jego jest płaszczy-

zną. Zaradzić można temu, przez obtoczenie podstawy według powierzchni kuli. Zamiast tego podaje Zschokke przyrząd w którym trzonek wieszara zawieszony jest sposobem Cardana, na dwóch osiach do siebie prostopadłych (Zschokke s. 346). Jest on zapewne kosztowniejszy, i mniej wygodny w zastosowaniu, niż kulista podstawa naśrubka.

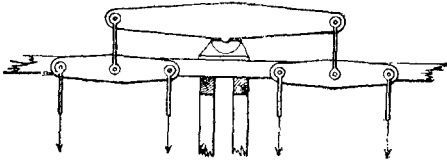
Strukel podaje na str. 127 sposób zawieszenia trzoneków wieszarów w takim przypadku, gdy łożyska naśrubków nie leżą dosyć wysoko; a przytem nie nad zapuszczaną skrzynią, ale obok niej. Podczas zapuszczania trzonki są wówczas ciągle pochylone, i pochylenie ich zmienia się. Urządzenie takie jest zatem wadliwe.

Powyższe przyrządy pozwalają dopełnić warunków określonych powyżej pod l. 3 i 4; trudniej uczynić zadość warunkowi pod l. 2. Dotychczas przedstawiamy w praktyce na ocenie naprężenia wieszarów, według tonu pod uderze-

niem młotka; żądamy więc, żeby wszystkie wieszary wydawały w przybliżeniu jeden ton.

Słabą stroną zawieszenia fundamentu na śrubach jest, że w miękkich pokładach nie zawsze można tak szybko przedłużać wieszary jakby to było pożądanem. Pod tym względem, jakoteż dla jednostajnego rozdziału ciężarów, lepszy jest przyrząd przedstawiony na rys. 767 używany według Brennekego przy budowie mostu w Budapeszcie. Polega on na zastosowaniu wielokrążków zamiast śrub, i na dwukrotnym zawieszeniu na dźwigniach równoramiennych; przez co można wyrównać cztery ciężary. Natomiast skupiają się one w jednym punkcie, więc często trzeba będzie rozkładać je zastrzałami na dwa lub więcej pali. Przytem łańcuchy wielokrążków wypadają bardzo silne.

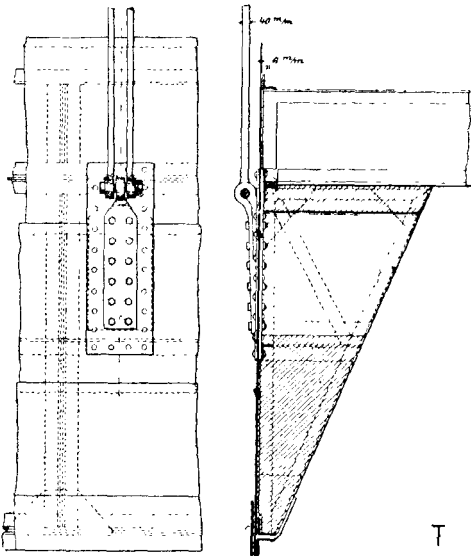
767.



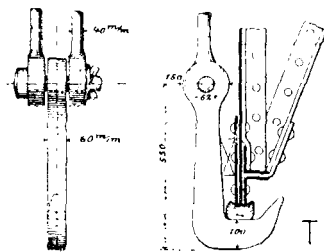
Brennecke podaje na str. 286/8 przyrząd własnego pomysłu, w którym zawieszenie i przedłużanie wieszarów odbywa się za pomocą sprzężonych pras hydraulicznych. Przyrząd jest bez wątpienia doskonalszy od innych, ale kosztowny, zawiły, i wymagający umiejętnej obsługi. Pierwszy raz o ile mi wiadomo, zastosował tę zasadę inżynier Barret w Marsylii, projektując maszynowy elewator dla statków. Drugi przykład zastosowania ich opisany jest w AP 1904 I. s. 101

Wieszary powinny być tak przytwierdzone do skrzyni, żeby je można odcepić bez względu na głębokość, skoro nie są już potrzebne. W tym celu (r. 768) według Zchokkego, płyta z uchem dla dolnego ogniwa, może być przyśrubowana do zewnętrznej ściany skrzyni, naśrubki znajdują się wewnątrz, i żeby były zawsze przystępne, wypuszcza się w tem miejscu część muru przy wymurowaniu wsporników. Można więc odkręcić naśrubki, wypchnąć na zewnątrz sworznie śrub, które są stracone, i podnieść łańcuch wraz z płytą.

768.



769.



Odkręcanie naśrubków trwa długo, i może być niedogodne w razie pośpiechu. Z tego powodu więcej jest używane zakończenie wieszara hakiem (r. 769). Zakładamy go pod ostrze dodając podkładkę, która rozkłada ciśnienie na większą długość ostrza, i zarazem ułatwia odcepienie haka.

Brennecke wykonywa to połączenie za pomocą klina, a firma Holzmann używa wieszarów zakończonych u spodu śrubą. Naśrubek jest stały, i przytwierdzony do ściany skrzyni od wewnątrz; kręcąc wieszarem odczepiamy go (Br. s. 289).

Zwykle odczepiamy wieszary, gdy jeszcze daleko do końca zapuszczania fundamentu; jeżeli jednak ta czynność przypada w wielkiej głębokości, a przecięty pokład daje osyp, lub usuwa się, to przy wyciąganiu wieszarów możemy napotkać wielki opór; ztąd dolne części wieszarów bywają stracone. Mówiąc o rusztowaniach stałych, widzieliśmy, że firma Harkort w Duisburgu pokonała tę trudność przytwierdzając wieszary do górnego brzegu płaszcz (r. 757, 762); w zwykłych jednak warunkach nie można użyć tego sposobu, bo płaszcz ma być odjęty, i z tego powodu jest słabo połączony ze skrzynią. Przytem przenoszenie ciężarów przez płaszcz, byłoby szkodliwe dla szczelności połączeń.

### **e. Płaszcz nad skrzynią roboczą.**

1. Uwagi ogólne. Zastosowanie płaszcz widzieliśmy powyżej na licznych rysunkach; miało ono na celu spławienie skrzyni na miejsce budowy, przytem działał on tak jak grodzie. Wobec szybkiego bowiem wzbierania rzeki, lub dziennego przypływu w obszarze morskim, murowanie filara nie może postępować tak szybko, żeby wierzch muru leżał zawsze nad powierzchnią wody. Nadto przy budowach przedstawionych na rys. 724 i 725, regulowano przy pomocy płaszcz obciążenie wodą. Korzyści powyższe daje płaszcz wobec wielkiej głębokości wody; ale niekiedy także na wodzie o małej głębokości, gdy z rusztowania spuszczaamy skrzynię do wody na łańcuchach, potrzeba zmniejszyć za pomocą płaszcz obciążenie łańcuchów; następnie potrzeba zasłonić świeży mur od zetknięcia z ziemią, bo opór tarcia może być większy od wytrzymałości zewnętrznych części świeżego muru na ciągnięcie. Płaszcz zastępuje zatem pionowe wiązanie muru, które może tu być potrzebne tak jak przy zapuszczaniu studzien; mianowicie w narożach.

Jednakże co do korzyści ze zmniejszenia tarcia, zdania są podzielone. Za użyciem płaszcz w tym celu, i dla ochrony muru od rozerwania, przemawia Zschokke (str. 337). Uważa on płaszcz jako środek praktyczniejszy, od używanego powszechnie zmniejszania grubości muru ku górze. „Trudniej bowiem utrzymać gładką powierzchnię w pochyłym licu, niż w pionowym; przytem często niewiadoma jest ostateczna głębokość zapuszczania, a ztąd niewiadomo w jakim stosunku zmniejszać należy grubość muru“. Wreszcie nieuniknione są małe pochylenia zapuszczanego fundamentu, mianowicie przy zmniejszaniu grubości, a wtedy powstaje z jednej strony wielki opór, który rozrywa mur jeżeli niema płaszcz.

Brennecke przedstawia natomiast (Grundbau 1887 str. 195 i 295), że płaszcz blaszany jest przyborem zbyt kosztownym; że zmniejszenie ciężaru zawieszzonego na łańcuchach, otrzymać można również przez zostawienie tymczasowych próżni w murze, a zmniejszenie tarcia, przez gładką wyprawę cementową. Przy takich ostrożnościach, uważa on płaszcz i pionowe wiązanie, za zbyt cenne.

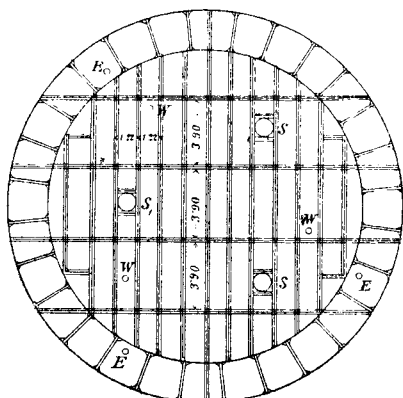
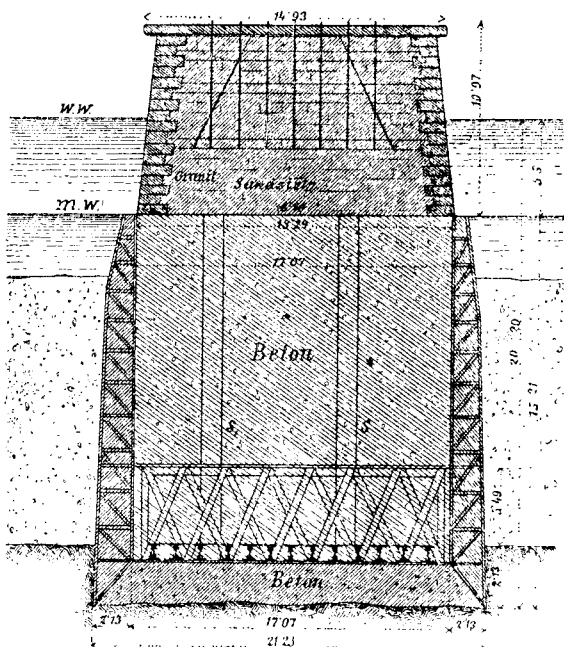
Powyższe zdanie wydaje mi się zbyt stanowcze. Siły które tu działają nie zawsze są znane, i nie zawsze pewni jesteśmy wieku muru, i wytrzymałości jego na ciągnięcie; mianowicie przy niespodziewanych zmianach prędkości zapuszczania. W takich przypadkach, pionowe wiązanie prowadzi zawsze do celu, a jest znacznie tańsze niż płaszcz blaszany.

Co do zmniejszania grubości muru, uważam je za środek równie niebez-

pieczny jak przy zapuszczaniu studzien (patrz s. 446). Przy fundowaniu jednego filara wiaduktu pod Marmande (Brenn. 1887 rys. 612—614), który miał skrzynię żelazną, skrzynia oderwała się od wyższej części fundamentu. Jest to dla mnie przypadek znamieny, bo fundament ten był nad skrzynią z obu stron zwężony po 30 cm; możliwem jest zatem, że właśnie to zwężenie było przyczyną oderwania się skrzyni, bo wywołało ruch i większy opór w górnych pokładach. Sądzę zatem, że zwężanie muru ku górze, powiększa potrzebę wiązania pionowego.

Z powyższych zaś uwag dwóch autorów posiadających wielkie doświad-

770.



1:400

T

czenie, wnosić można, że istotna potrzeba zastosowania płaszczu przy małej głębokości wody, lub na lądzie, jest wyjątkiem. Takim wyjątkiem jest np. fundowanie podłoża jazu, którego powierzchnia głęboko pod najniższym stanem wody ma być pokryta ciosami, a nawet mają być na niej osadzone żelazne przybory jazu. Również potrzebny może być płaszcz na małej lecz szybko wzbierającej rzece górskiej, jeżeli robota nie może być przerwana na czas wezbrania, ani też mur nie może być wzniesiony nad poziom wezbrania.

Ciekawym przykładem zastosowania płaszczu w warunkach morskich, jest fundowanie latarni przy ujściu Wezery (Leuchtturm auf dem Rothen Sande) opisane obszernie w CBI 1886 a w skróceniu Brennecke 1887 s. 290 i Zschokke s. 324. Strukel 1906 st. 335. Nowszy przykład przy głębokości 32,6, z budowy portu Valparaizo, podaje GC. 1898 t. 33 s. 400, oraz Brennecke 1906 s. 340.

Most przez zatokę Forth, budowany w r. 1883—1890 (inżynier Baker, przedsiębiorca Arrol. Engineering 1890 I. s. 213—288 tab. I—XIX. Alg. Bz. 1890), któ-

rego dwa główne przęsła po 518,15 m są największe w świecie, ma filary środkowe o przekroju koła, fundowane pneumatycznie (r. 770). Gotowe skrzynie musiały być spławione na miejsce, i bez pomocy rusztowań zatopione z największym możliwym pośpiechem, albowiem silne fale i dzienny przypływ 5,5 m wy-



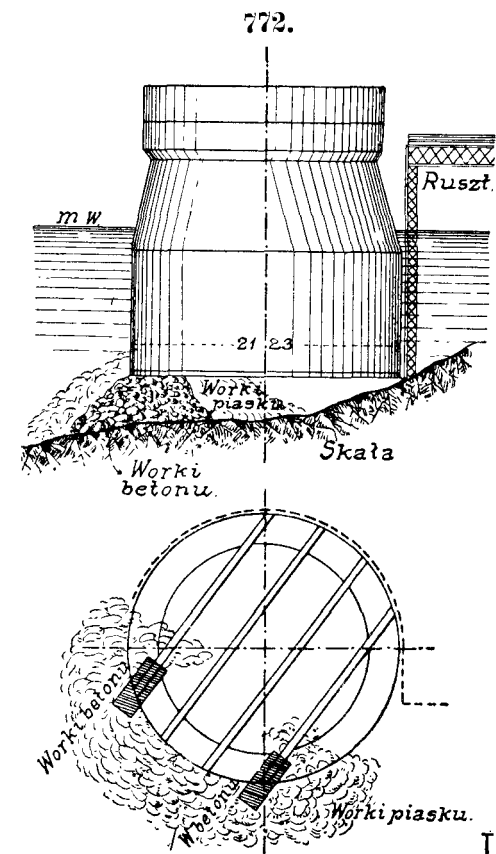
Niektóre skrzynie stawiane być miały na pochyłej powierzchni skały (r. 772). Dla tych przygotowano podstawę za pomocą narzutu z worków piasku *A*, i osadzonych w tym narzucie dwóch bloków *B* z worków betonu. Między narzutem a skałą zostawiono trzy otwarte pola, dla usuwania odłamów skał, zbędnych worków, oraz nadmiaru powietrza. Wreszcie wewnątrz komory podparto strop w dwóch punktach za pomocą osobnych narzutów z worków piasku.

Do obrachowania grubości blachy płaszcz, oraz usztywniających żeber, wystarczy to co było podane przy studniach żelaznych (r. 698). Żelazo pracować może do  $1000 \text{ kg/cm}^2$ ; a jeżeli przeciwległe żebra są rozpięte co  $5 \text{ m}$  wysokości, albo też płaszcz nie wznosi się wyżej niż  $5$  do  $6 \text{ m}$  nad wierzch muru, to ciężar żelaza wypada  $140$  do  $150 \text{ kg}$  na  $1 \text{ m}^2$  powierzchni płaszcz (Br. 1906 s. 462).

Koszta zastosowania płaszcz znacznie się zmniejszają, jeżeli po ukończeniu fundowania można go wydobyć z wody, i użyć do dalszych fundamentów. Wydobyć płaszcz nawet z głębokiej wody nie jest trudne, jeżeli znajduje się on nad ziemią; przedstawia zaś większe trudności, skoro część płaszcz leży pod ziemią.

2. Wydobyć płaszcz zapuszczonego w ziemię. W tym celu potrzebne jest połączenie płaszcz ze skrzynią, pozwalające wyciągnąć go z ziemi częściowo, przy pomocy nie wielkiej siły, a jednak dające dostateczną szczelność, i opór przeciw tarcia podczas zapuszczania.

Zschokke opisuje połączenie przedstawione na rys. 773 (wedł. AP 1896 tb. 26), którego używał przy kilku budowach, a między innymi przy fundowaniu bulwaru w Bordeaux. Płaszcz składa się z pionowych pasów blachy *b*, o szerokości  $1 \text{ m}$  (rys. *m*, *n*, *p*). Arkusze składające pas są ze sobą nitowane, ale dolny brzeg połączony jest ze skrzynią tylko przez tarcie między dwoma paskami blachy *c*, i podłożonymi paskami kauczuku, lub deszczułkami miękkiego drzewa. Blachy *c* są połączone ze skrzynią według tekstu autora (str. 338) na śruby, a według rysunku na nity, co rzeczy nie zmienia. Pionowe brzegi pasów płaszcz *b*, są trzymane przez podwójne blachy *a* ściągnięte śrubami i tylko u spodu połączone ze skrzynią za pomocą dwóch nitów. Dla szczelności podłożone są tutaj cienkie listewki drewniane *f*, po obu stronach śrub. Wskutek ściśnięcia śrubami oraz pęcznienia w wodzie, listewki te dają dostateczną szczelność.

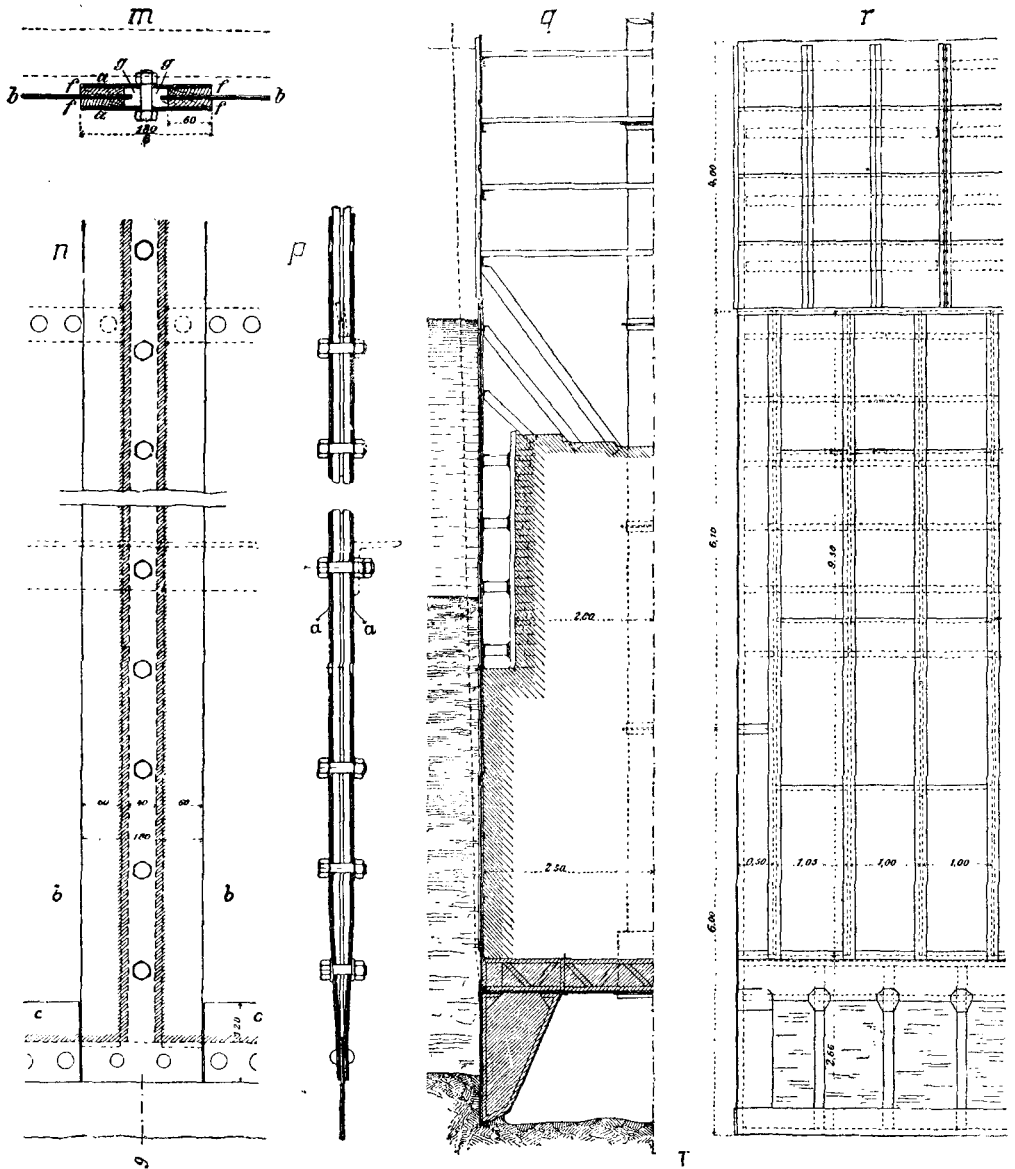


Ażeby płaszcz rozebrać, wbija się między listewki i śruby żelazną sztabę u spodu klinowo ściętą, która wypycha listewki *f* na zewnątrz. Sztaba jest cieńsza

niż odstęp między *a* i *b*; a więc po wypchnięciu listewek śruby na blachach *a* są luźne. Można więc wyciągnąć sztabę, następnie za pomocą łańcucha i windy śrubowej zerwać blachy *a* z nitów, i wreszcie wyciągnąć po kolei pasy płaszcz *b*; przy czem pokonać trzeba tylko tarcie o ziemię, i tarcie na kauczuku między blachami *c*.

Jeżeli potrzeba płaszcz usztywnić, albo rozeprzeć przeciw ciśnieniu wody,

773.



zaleca autor założyć rozpory z wzorówek T lub L do blach *a*, a dopiero na nich oprzeć dalsze rozpory drewniane. Domyślamy się, że te wzorówki, ze względu na wyciągnięcie blach *b*, mogą być tylko lekko tymczasowo przymocowane, że przed zamurowaniem muszą być usunięte, lub połączenia rozerwane. Tylko w ten sposób rozumieć można kątowniki które widzimy wewnątrz muru na przekroju rys. *q*.

Według zdania autora, powyższe urządzenie wystarcza, o ile płaszcz nie jest głębiej zapuszczony w ziemię jak 3 m; wszelako w plastycznej glinie trzeba już przy tej głębokości użyć znacznej siły.

O ile mur lub beton styka się z płaszczem, zachować trzeba zwyczajne w takich razach ostrożności, mianowicie wewnętrzną powierzchnię płaszczu i blach *a* należy pociągnąć tłuścim wapnem, żeby nie wiązała z cementem. Wewnętrzne głowy nitów na poziomych szwach płaszczu należy wpuścić. Wewnętrzne głowy śrub na blachach *a*, które nie mogą być wpuszczone, a stykają się z fundamentem, powinny mieć zabezpieczony swobodny ruch pionowy, a to przynajmniej na wysokość równą szerokości kątownki lub blachy, do której przynitowane są te blachy u spodu; po zamurowaniu bowiem naśrubków nie możnaby ruszyć blach *a*. Lepiej zaś zostawić dla nich pionowy wpust, na całej wysokości zetknięcia.

Sądzę, że trudności te ominąć można, zostawiając mały odstęp między płaszczem a fundamentem, i wypełniając go w miarę potrzeby drewnianymi łatami

Inżynier Gaertner opisuje dla tego samego celu inne, mniej dogodne urządzenie, a przy pomocy spostrzeżeń oznacza współczynniki tarcia (ÖW. 1885 s. 19 i 29).

3. Wydobycie płaszczu z wody przy wielkiej głębokości. Ruchomą część płaszczu połączyć należy z dolną częścią stałą za pomocą śrub, zamiast nitów. Łączone brzegi należy uszczelnić kauczukiem i w miarę potrzeby wzmocnić kątownką, naśrubki umieścić od strony wewnętrznej. Po ukończeniu zapuszczania, skoro mur wyprowadzony jest nad wodę, naśrubki trzeba odkręcić, w miejsce śrub wstawić tymczasowo korki, i podnieść cały płaszcz windami.

To samo postępowanie zaleca Gaertner dla wydobycia płaszczu z ziemi (Czas. Austr. 1879 st. 41); jest ono zapewne możliwe tylko przy małej głębokości pod ziemią, o ile tarcie jest nie wielkie. W każdym razie trzeba tu z góry znać głębokość zapuszczania; a między płaszczem i murem zachować odstęp pozwalający przystąpić do naśrubków. Jeżeli tych warunków zachować nie można, należałoby zakończyć część stałą nad ziemią, umieścić naśrubki zewnątrz, a do odkręcenia ich użyć nurków.

Praca nurka jest kosztowna i postępuje powoli. Przy fundowaniu bulwarów w Antwerpii (r. 729), oraz szluzy St. Aubin na Sekwanie (Zsch. st. 341), założył inżynier Hersent, u spodu płaszczu i wzdłuż pionowych jego szwów zamknięty chodnik o przekroju 1,50/0,50, z którego wypychano wodę ciśnieniem powietrza. W tym chodniku robotnicy mogli bezpiecznie płaszcz odśrubować, poczem, za pomocą żelaznego rusztowania przedstawionego na rysunku podnoszono go, i prowadzono między galarami do następnego fundamentu. Rusztowanie miało zarazem na celu dokładne utrzymanie pionowego kierunku przy zapuszczaniu skrzyni, albowiem jak widzimy z rysunku, bulwar obciążał ją niesymetrycznie.

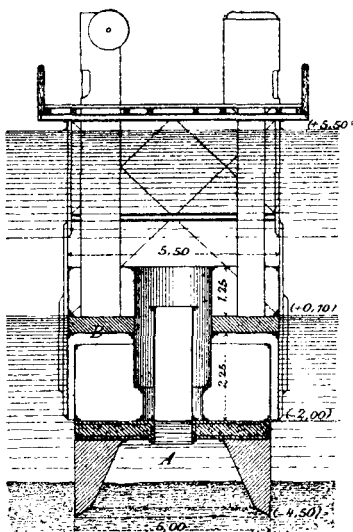
Płaszcz miał w rzucie poziomym wymiary 24/8 m a wysokość 12 m; ważył 200 tn i wisiał na 12 wielokrążkach. Były one poruszane przez 12 wind; z nich sześć na każdym galarze miały wspólny wał, a wszystkie poruszane były przez jedną maszynę parową. Tak kosztowne urządzenie mogło się opłacać tylko przy wielokrotnem używaniu, mianowicie przy długich bulwarach w Antwerpii i Lizbonie. Okazało się jednak, że wystawia ono na wiatr zbyt wielką powierzchnię; według Zschokkego, zdarzały się wypadki wywrócenia tego rusztowania podczas burzy. (Więcej szczegółów podaje Zschokke st. 341 i Debaue st. 319. Nowsza odmiana w Génie civil 1898 t. 33 st. 245; albo Oest. Zt. 1899 s. 70).



4. Skrzynia ruchoma, zamiast płaszcza. Trudności połączone z zastosowaniem płaszcza wzrastają, skoro stan sąsiedniej wody często się zmienia; mianowicie na wybrzeżach morza, lub w morskich obszarach rzek, o wielkiej wysokości dziennego przypływu, jeżeli przytem przecinamy pokład bardzo miękki. Mur wzniesiony nad wysoki stan wody, obciąża skrzynię zbyt silnie przy stanie niskim, i wciąga ją po sam strop. To zapadanie się skrzyni przerywa robotę ziemną; a jeżeli jest nagłe, może być nawet niebezpieczne dla robotników. Jeżeli zaś, korzystając z płaszcza, utrzymujemy mur znacznie niżej od wysokiego stanu wody, poprzestając na ciężarze potrzebnym do pokonania tarcia, natenczas płaszcz wystawiony na wielkie ciśnienie zewnętrzne wymaga usztywnień. Te są kosztowne jeżeli je wykonamy w postaci żelaznych żeber r. 738, albo są przeszkodą w robocie, jeżeli użyjemy drewnianych rozpór. W każdym razie obciążenie ostrza skrzyni będzie zmienne; przy niskim stanie wody wielkie, przy wysokim małe; ztąd zapuszczanie fundamentu postępuje bardzo niejednostajnie.

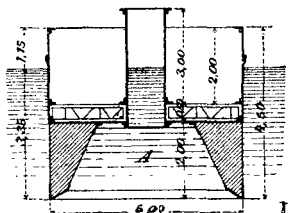
Przy niewielkiej wysokości fali dziennej omijamy te trudności, murując bez płaszcza, i przerywając murowanie podczas wysokiego stanu wody, który mur zalewa. Tak postępowano w Ostendzie przy budowie nowego portu

775.



(An. B. 1899 s. 812), gdzie średnia dzienna fala przypływu wynosi 4,60. Skoro jednak przy wielkiej wysokości fali dziennej, przerwy wypadają zbyt długie, potrzebne jest urządzenie dające dostęp do muru, pomimo, że wzniesiony on będzie tylko do tej wysokości jakiej wymaga pokonanie oporu tarcia, i pozwalające zarazem bodaj w przybliżeniu na stałe obciążenie ostrza skrzyni.

Takie warunki daje urządzenie pomysłu prof. Zschokkego, zastosowane do fundowania bulwaru w Bordeaux, gdzie wysokość dziennego przypływu w porze równonocnej wynosi 6,20. Użył on do wykonania fundamentu dwóch skrzyń sprzężonych (r. 774 do 776); dolnej *A* do roboty ziemnej, górnej *B* do wykonania muru. Skrzynię *A* spławiono na miejsce (r. 774), i przez obciążenie postawiono ją na poziomej podstawie, wybagrowanej do 4 m pod poziomem dziennego odpływu. Wymiary jej były 10,5/5 albo 11/6 m; płaszcz wznosił się tylko 2 m nad strop, a w stropie osadzone były pierwsze rury do dwóch szybów roboczych, tak wysokie, że przy niskim stanie dziennym wznosiły się nieco nad wodę.



774.

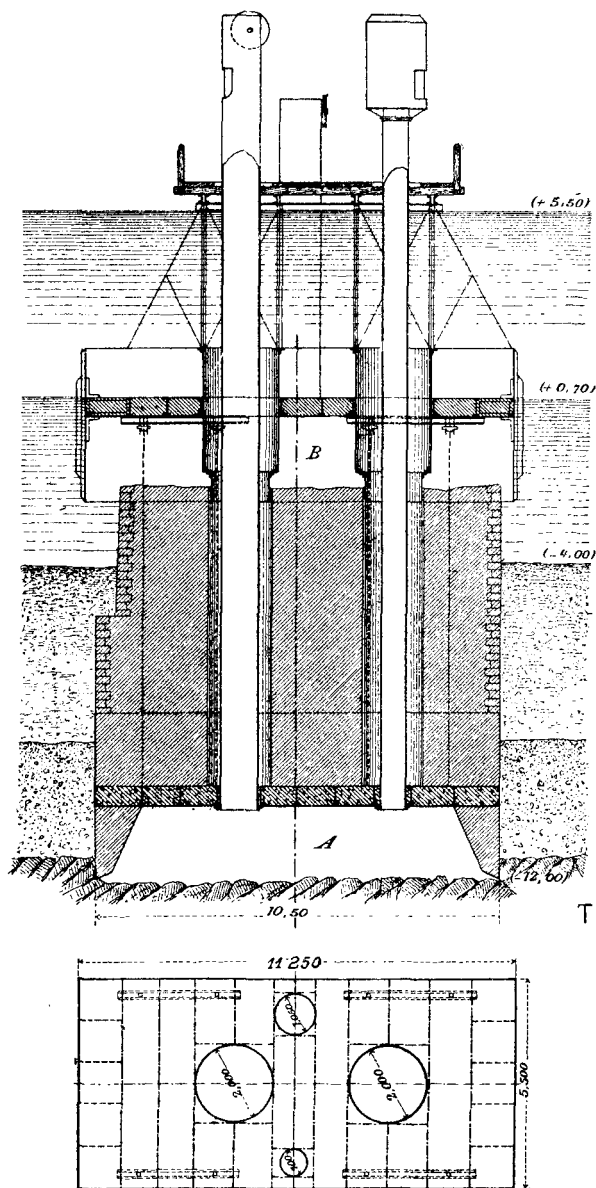
Skrzynia *B* jest o 0,50 dłuższa i o 0,75 szersza od *A* (r. 775 i 776); jej komora jest 2,25 wysoka, a w stropie osadzone są dwa ębny blaszane, dla przepuszczenia szybów roboczych dol-

nej skrzyni. Ściany boczne komory *B* są słabo usztywnione, bo mają być wystawione tylko na małe ciśnienie wewnętrzne, zmienne według stanu wody. Przy pomocy płaszcza, który wznosi się 1,75 ponad strop i jest silnie usztywniony,

skrzynia *B* może pływać; stawidło zaś umieszczone w ścianie bocznej u spodu, służy do wpuszczania wody i obciążania skrzyni.

Szyby robocze skrzyni *B* umieszczone są na osi poprzecznej i blisko obwodu, a szluzy ich leżą nad poziomem najwyższego dziennego przyptywu i otoczone są pomostem roboczym, opartym na stropie. Przy pomocy małego obciążenia stropu, cały przyrząd pływa dokładnie pionowo.

776.



Podczas dziennego przyptywu, spławiono skrzynię *B* na miejsce budowy, i ustawiono ją osiowo ponad skrzynią *A*. Gdy nastąpił odpływ, bębny skrzyni *B* nasunęły się na rury szybów roboczych skrzyni *A*, a ponieważ dolny obwód wystawał po za obwód skrzyni *A*, więc bębny oparły się na jej stropie. Wówczas obciążono strop *B* wodą, przy pomocy zgęszczonego powietrza, wypchnięto wodę z komory *B*, i sprężono obie skrzynie łańcuchami.

Według rzutu poziomego na rys. 776 łańcuchów jest 8; przyłączone są pod stropem *B* do podciągów z dwóch wzorówek  $\Gamma$ , a u dołu przytwierdzone wprost do ścian dźwigarów stropu *A*. W miarę zapuszczania skrzyni *A*, przedłużano łańcuchy o tyle żeby skrzynia *B* znajdowała się ciągle mniej więcej w jednej wysokości; mianowicie wierzch stropu, równo ze stanem dziennego odpływu. Naprężenie łańcuchów jest przytem małe, bo stawidło w płaszczy *B* jest ciągle otwarte, więc obciążenie wodą równoważy ciśnienie powietrza w komo-

rze *B* przy wysokim stanie dziennym. Łańcuchy utrwalają tylko położenie skrzyni *B*, i usuwają jej kołysanie.

Ustrój i działanie tego urządzenia polega zatem na założeniu, że na początku zapuszczania skrzyni *A*, największa wysokość możliwa między stropami obu skrzyń, pozwala wykonać mur dosyć wysoki do pokonania oporów. W przypadku o którym mowa, wysokość ta była więcej niż wystarczająca, a w miarę zapuszczania warunki stawały się zapewne coraz korzystniejsze. Z r. 776 widzimy,

że przy końcu zapuszczania, wierzch muru leżał przeszło 2 m pod niskim stanem dziennym. Wysokość tę można powiększyć lub zmniejszyć, zmieniając w odpowiedni sposób wysokości szybów roboczych, oraz bębnow i płaszcza skrzyni *B*.

Korzyści osiągnięte z powyższego przyrządu określić można w ten sposób, że ciśnienie potrzebne na stropie komory *A*, dla równowagi przy zmianach stanu wody, powstaje i ustępuje rzecz można samoczynnie, wraz z ciśnieniem powietrza w komorze *B*. Ostrze zatem komory *A* znajduje się ciągle pod jednakowym obciążeniem.

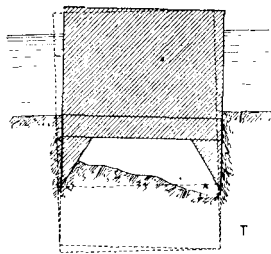
Po ukończeniu zapuszczania skrzyni *A*, wypełniono jej komorę zwykłym sposobem, usunięto jej szluzę i szyby robocze, a pozostało wypełnienie tych szybów, które w ciągu roboty powstały w murze, dla pomieszczenia bębnow górnej skrzyni. Przy niskim stanie dziennym bębny — jak wspomniałem powyżej — wystawały z wody; zamknięto je przeto pokrywami na śrubach, a dolne ich części węższe odśrubowano, i wsunięto w górne. W ten sposób, rzeczony szyby zostały odsłonięte, o ile była w nich woda została wypompowana, poczem przy pomocy komory *B* wypełniono je betonem. Następnie podczas niskiego stanu wody zamknięto stawidło w płaszczu *B*, i murowano filar coraz wyżej, przedłużając łańcuchy; skrzynia *B* podnosiła się teraz wraz z dziennym przypiływem. Wreszcie robotnicy wyszli, przy wysokim stanie wody odczepiono łańcuchy, i przeprowadzono skrzynię do innego fundamentu.

Autor nie wspomina, że wierzch muru pozostać musiał w takiej głębokości pod wysokim stanem dziennym, żeby skrzynia *B* mogła się nad nim przesunąć. Dokończono go zapewne w otwartym powietrzu, przy następnych niskich stanach wody.

Urządzenie powyższe, pomyślane z wielkim talentem, podnosi jednak koszta przez to, że prawie cały mur wykonany być musi w zgęszczonem powietrzu; a więc materiały przechodzą przez szluzę.

**f. Zapuszczanie wgłąb ziemi.** Skoro skrzynia uzyskała trwałe położenie, dalsze trzymanie jej na wieszarach może być usprawiedliwione tylko w wyjątkowych warunkach, o których mówiliśmy pod *d* na str. 524. Po odczepieniu wieszarów, łatwo utrzymać pionowy kierunek zapuszczania, przez jednostajne podbieranie ziemi wzdłuż całego ostrza. Jeżeli skrzynia się pochyla, przestajemy wzruszać ziemię od strony pochylenia, a wzruszamy ją więcej od strony przeciwnej.

777.



Małe pochylenie łatwo w ten sposób usunąć, a nawet można je korzystnie wyzyskać, jeżeli skrzynia była z początku nie zupełnie osiowo ustawiona, lub zbczyła podczas zapuszczania (r. 777). Jeżeli np. trzeba przesunąć fundament w lewo, należy podkopywać ostrze nieco więcej od strony prawej, i w pochyłym położeniu zapuszczać fundament przez pewien czas, a potem naprostować go we właściwej chwili (Br. 1887 str. 293).

Zważywszy jednak, że także przy prostowaniu pochylonej skrzyni, która była dobrze osiowo ustawiona, otrzymujemy z konieczności przesunięcie poziome, praktycznie jest przyjąć w projekcie dosyć dużą odsadę fundamentu, po za lice czystego muru.

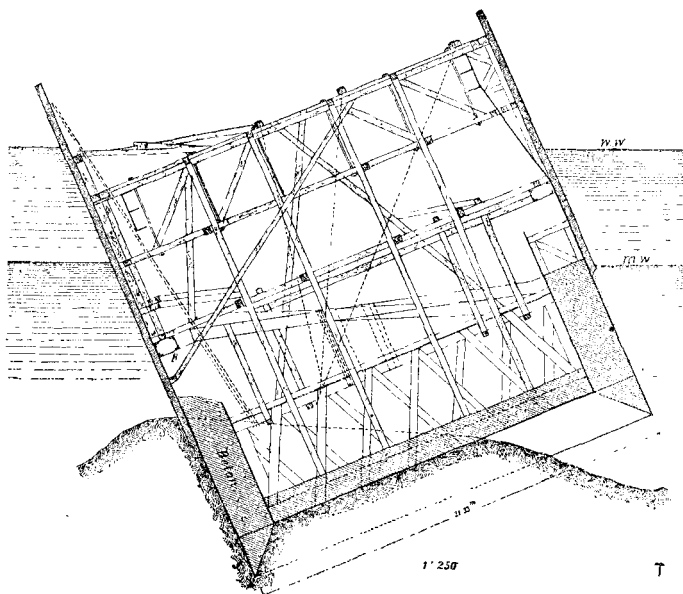
Dla bezpieczeństwa przeciw większym pochyleniom, korzystne są we-

wnętrzne ściany boczne mocno odchyłone od pionu, albo strop krzywy według Hersenta i Brenneckego (r. 729, 737), oraz tępo ucięte ostrze (r. 741, 746); wtedy bowiem podczas zapadania ostrza, powiększa się szybko pozioma grubość ściany bocznej, a tem samem powiększa się opór pionowy.

Przy fundowaniu pionowego filara mostu kolei państwowej na Dunaju pod Stadlau, skrzynia zapuszczona już około 6 m w ziemię, pochyliła się mocno wskutek podmycia z jednej strony. Przywrócono jej poziome położenie przy dalszem zapuszczaniu, za pomocą poprzecznych podkładek pod ostrze, oraz podpięcia stropu po stronie niższej.

Skupione opory, jak wielkie kamienie lub drzewa, powinny być spieszenie usuwane, w przeciwnym bowiem razie są zawsze powodem pochylenia się fundamentu. Ciekawy przypadek naprostowania fundamentu, który był już pochyłony prawie do  $45^{\circ}$ , podaje ZfB 1878 s. 25. Pochylenie powstało zaraz po postawieniu skrzyni na dnie bez zawieszenia jej, a to wskutek oporu oskaławania od sąsiedniego mostu. Górny brzeg płaszcza był już po części pod wodą; rozpoczęto zatem pracę ratunkową od podwyższenia płaszcza za pomocą szczelnej palisady, ustawionej wewnątrz. Skoro wypompowano z niego wodę, kąt pochylenia zmniejszył się do połowy, tj. do  $22^{\circ}50'$ . Działając następnie z brzegu windami i łańcuchami, zmniejszono go do  $15^{\circ}50'$ ; poczem wprowadzono zgęszczone powietrze do skrzyni, i doprowadzono kąt do  $9^{\circ}$ , wreszcie windami naprostowano filar zupełnie, tak że w ustroju żelaznym mostu niema żadnego zбочenia. Szczegóły oraz uzasadnienie rachunkowe całego postępowania, z wielu względów interesujące, znajdzie czytelnik we wspomnianem sprawozdaniu. Przypadek powyższy nie mógłby się przytrafić, gdyby przygotowano dla skrzyni poziomą podstawę przez bagrowanie, oraz gdyby trzymano skrzynię na wieszarach, aż do utrwalenia pionowego kierunku.

778.



Przypadek silnego pochylenia jednej ze skrzyń, przy fundowaniu mostu przez zatokę Forth, opisuje prof. Strukel w Alg. Bauz. 1890 r. 778.

Skrzynia była zapuszczona w sposób opisany na str. 538, płaszc był po części wypełniony betonem, a zewnętrzna jego powłoka wznosiła się około 4 m nad wodę. W tych warunkach, w nocy dn. 1. stycznia 1885 r., stan dziennego odpływu był wyjątkowo niski; wskutek tego skrzynia zagrzeżała w muł i przyłgnęła do niego tak silnie, że

fala przyprływu nie mogła jej podnieść i zalała ją. Przy następnym niskim stanie woda wypełniająca płaszc nie odpłynęła, bo wentyle przeznaczone do tego za-

wiodły; następnie wskutek niesymetrycznego oporu mułu, skrzynia odchyliła się od pionu około  $30^{\circ}$ , i wysunęła się 4,5 m z właściwego położenia.

Przy pomocy nurków podwyższono zewnętrzną powłokę płaszcza; ale skoro wypompowano wodę, ciśnienie zewnętrzne wtoczyło blaszaną ścianę i rozdarło ją w kilku miejscach. Ostatecznie więc ustawiono na całym obwodzie płaszcza drewnianą palisadę 30 cm grubą, wystającą nad wysoki stan wody. Była ona uszczelniona pilśnią ze smołą, i przyśrubowana do blaszanej ściany; a nadto przycisnięta do niej za pomocą rurowego pierścienia *R*, i rozparta zastrzałami.

Te roboty trwały do sierpnia, poczem bagrowano muł na zewnętrznym obwodzie płaszcza, żeby zmniejszyć opór przeciw sile wynurzenia; wreszcie 19 października wypompowano wodę, i skrzynia spłynęła.

Zaniechano wówczas naprawy uszkodzonej zewnętrznej blachy, i wewnętrznej nie podnoszono, ale natomiast postawiono na betonie szczelny płaszcz muryrowany z cegły, poczem dokonano zapuszczania bez trudności.

Z tego doświadczenia skorzystano przy filarach później fundowanych, ograniczając żelazne żebra szachulcowe do poziomu, w którym zaczyna się stożkowe zwężenie płaszcza (r. 771), tj. około 5,50 pod odsadą fundamentu. Wyżej wykonano płaszcz ceglany.

Również w komorach roboczych, ograniczono wewnętrzną stożkową ścianę boczną do górnej połowy wysokości komory, i ztąd poprowadzono ją poziomo do powłoki zewnętrznej, żeby ułatwić przystęp do ostrza podczas rozsadzania skały. Przestrzeń między obiema blachami wypełniono betonem. Obok tego ułatwienia zmniejszono jednak bezpieczeństwo utrzymania pionowego kierunku, jak mówiliśmy powyżej. Polegano zapewne na palach kierujących, wspomnianych na str. 538 (u spodu).

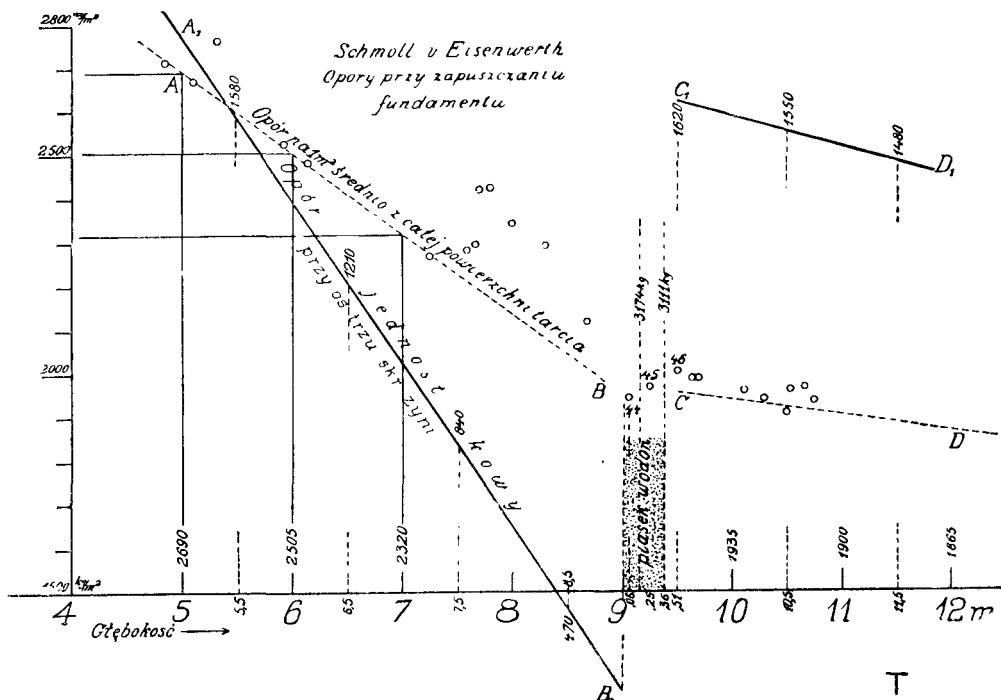
Wysoką rurę napełnioną zgęszczonym powietrzem (r. 723—725) trudniej naprostować niż skrzynię, o ile niema w niej szerokich powierzchni oporu na wspornikach (r. 726). W Ameryce przy jednym z takich fundamentów, podobnym do fundamentu mostu na Cissie (r. 723), wiercono liczne otwory w ścianie pochylonej rury po stronie wyżej położonej. Uchodzące powietrze wrzuciło ziemię, i zmniejszyło opór; wskutek tego rura wróciła do pionu.

W razie zapuszczania nowego fundamentu tuż obok dawnego, opór z tej strony bywa mniejszy i powietrze prędzej uchodzi. Żeby łatwiej utrzymać kierunek pionowy, należy ostrze skrzyni od strony dawnej budowli założyć nieco niżej (HZ. 1888 s. 146).

Żeby naprzód przewidzieć przebieg zapuszczania, bez względu na przypadki niespodziewane, a zarazem ocenić bodaj w przybliżeniu najmniejsze potrzebne obciążenie skrzyni roboczej, potrzeba znać opór na jednostkę powierzchni ścian bocznych, i zmiany jego zależne od głębokości i gatunków pokładów. Autorowie piszący o fundamentach, podają w tem miejscu współczynniki tarcia, otrzymane z doświadczeń przy poruszaniu ciężarów rozmaitej wielkości, po jednym materyale. Wiadomo, że współczynniki te wzrastają nieco przy wzrastającym ciśnieniu jednostkowym; jednakże dla opisanego powyżej celu nie mają one wartości, bo nie znamy spójności pokładów i nie umiemy obrać ciśnienia jednostkowego w głębi ziemi. O ile zaś w miarę głębokości wzrasta gęstość i spójność, zmniejsza się ciśnienie i opór jednostkowy przy zapuszczaniu fundamentu.

Jedynie dotychczas pomiary tego oporu dokonane wprost na budowie, ogłosił inżynier Schmoll v. Eisenwerth (DJV. 1877 s. 433). Liczby podane przez niego w tabeli pod *Da* str. 453/4 wymienionego sprawozdania, zestawilem na rys. 779. Są to opory na  $1\text{ m}^2$ , wyrachowane jako średnie z całej zapuszczonej powierzchni. Sądzę przytem, że jako właściwe opory tarcia pochodzące od jednostajnego pokładu ziemi, w tym razie od żwiru i piasku, należy uważać liczby najmniejsze, leżące w przybliżeniu na dwóch prostych *AB* i *CD*. Że natomiast większe wartości leżące powyżej tych prostych, są oporami kamieni, pni drzewa i t. p.

779.



Według prostej *AB* zmniejsza się opór średni na każdym metrze o  $185\text{ kg}$ , zaś według *CD* tylko o  $35\text{ kg}$ . Przy pomocy tych prostych, łatwo wyrachować opór jednostkowy w danej głębokości ostrza skrzyni roboczej, a mianowicie przy głębokościach:

	5	6	7	8 m
odczytujemy na prostej <i>AB</i> opory średnie	2690	2505	2320	2135 $\text{kg}/\text{m}^2$ .

Mnożąc te liczby przez odpowiednie głębokości otrzymujemy opory na  $1\text{ m}$  obwodu skrzyni,

13450	15030	16240	17080.
-------	-------	-------	--------

Różnice ich

1580	1210	840 $\text{kg}$ .
------	------	-------------------

przedstawiają przyrosty oporu na  $1\text{ m}$  obwodu skrzyni, a zarazem opory jednostkowe w głębokościach

5,5	6,5	7,5 m.
-----	-----	--------

Z powodu założenia prostej *AB*, różnica oporów sąsiednich jest stale

370 *kg*, czyli 2,185 w stosunku do *AB*. Opory te przedstawia prosta  $A_1B_1$ . Dla oszczędności miejsca, przesunąłem ją w stosunku do *AB* o 1000 w górę. W podobny sposób otrzymujemy dla głębokości 9,5 do 12 *m* prostą  $C_1D_1$ , która przedstawia zmniejszanie się oporu jednostkowego o 70 *kg* czyli 2,35 w stosunku do *CD*. Dla uproszczenia przykładu przyjąłem proste *AB* i *CD*, oraz odstępy jednostkowe. W rzeczywistości zastosowaniu mogą to być krzywe, a odstępy zmienne, według grubości przecinanych pokładów. Prowadząc styczne do krzywej średniego oporu, otrzymamy opory jednostkowe z nachylenia tych stycznych do poziomu.

Około 9 *m* głębokości opór wzrasta nagle;

pod liczbami	44	45	46
przy głębokościach	9,06	9,25	9,51
podaje tabela <i>D</i> opory na 1 <i>m</i> obwodu skrzyni			
	17636	18239	19048 <i>kg</i> .

Ich różnice są 603 809 *kg*;

na 1 *m*<sup>2</sup> wypada zatem stosownie do różnic głębokości

$$\frac{603}{0,19} = 3174 \quad \frac{809}{0,26} = 3111 \text{ *kg* .}$$

Opory te odpowiadają głębokościom

$$9,15 \quad 9,26 \text{ *m* .}$$

Jeżeli przyjmiemy, że górną granicą oporu jednostkowego jest tarcie pochodzące od ciśnienia ziemi niespoistej, nasyconej wodą, w danej głębokości *z*, czyli według zwykłego znakowania

$$t\varphi g \cdot \gamma z \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right),$$

to podstawiając liczby zaokrąglone, otrzymamy dla  $z = 9,15$

$$0,6 \cdot 2,0 \cdot 9,15 \cdot 0,3 = 3,294 \text{ *tn* } = 3294 \text{ *kg* .}$$

Wyrachowane powyżej opory nie przekraczają tej granicy. Pochodzą one widocznie od warstwy piasku wodonośnego, zapisanej między 9,0 a 9,5 *m* głębokości. Ten piasek mógł być obciążony całym ciężarem pokładu nad nim leżącego. Skoro ta warstwa została zupełnie przecięta przez ostrze skrzyni, wpływ jej zmniejsza się w miarę głębokości, jak wskazuje prosta *CD*; ale o wielkości tego wpływu daje pojęcie dopiero względne położenie prostych  $A_1B_1$  i  $C_1D_1$ .

Dolną granicą oporu jednostkowego jest zero. Około tej granicy dwa kolejne pomiary dadzą jednakowe opory na 1 *m* obwodu, a przy zwrastającej głębokości opór średni z całej powierzchni zmniejszać się będzie w stosunku odwrotnym głębokości. Szybsze zmniejszanie się oporu średniego jest wskazówką, że przy mniejszej głębokości działał oprócz tarcia, także opór skupiony; albo też, że zaszły zmiany których ogólnie określić niemożna. Takie przypadki trafiają się wielokrotnie w tabelach *Ba* i *Bd* powyższego sprawozdania; pomiary te mniej są zatem przydatne do naszego celu. We wszystkich przypadkach, przecinane pokłady składały się z piasku, żwiru i rylniaków, a brak zupełny pomiarów w pokładach ilowych.

Przez powyższe uwagi, oraz przez wykreślne przedstawienie pomiarów oporu na rys. 779 chciałem wykazać, że nie można przyjmować stałego oporu tarcia, do 14 *m* głębokości, jak zalecają niektórzy autorowie. Że nadto średni opór z całej powierzchni tarcia, nie pozwala nawet w przybliżeniu ocenić naprzód oporu przy nowem fundowaniu, bo średniego oporu mierzonego w danym szeregu pokładów, nie można przenosić na inny przypadek, w którym te same pokłady leżą

w odmiennym porządku, a więc w innych głębokościach, albo też stosunki wilgoci są odmienne.

Natomiast za pomocą oporów jednostkowych, obrachowanych w powyższy sposób dla licznych odmian pokładów i różnych głębokości, zbadawszy przytem pokłady za pomocą wierceń, można zawsze w przybliżeniu ocenić całkowity opór. Odcinając na osi rzędnych głębokości, a na odciętych odpowiednie opory obrachowane na cały obwód fundamentu i na 1 *m* głębokości, otrzymamy powierzchnię przedstawiającą opór przy każdej głębokości zapuszczenia.

Wreszcie obszerna statystyka oporów jednostkowych pożyteczna będzie dla teorii ciśnienia ziemi spoistej. Potrzebne są zatem liczne pomiary oporu ogłaszane drukiem, wraz z dokładnem opisaniem pokładów; przytem wartość mieć będą przedewszystkiem pomiary wykonane na takich fundamentach, które nie były zwiężane ku górze.

Przy wielkiej głębokości, małej powierzchni fundamentu i stosunkowo nie wielkiej wysokości budowli, trafia się, że największe możliwe w danym razie obciążenie nie pokonywa tarcia. Podkopywanie ostrza nie działa, a natomiast jest powodem, że dużo ziemi wciska się do skrzyni pod ostrzem. Wówczas tylko przez wypuszczenie powietrza, można wywołać dalsze zapadanie skrzyni; o czem były już wzmianki na str. 496 i 517 oraz przy rys. 725. Tego ostatecznego środka można używać tylko przy małej powierzchni fundamentu; przy wielkiej bowiem, straty powietrza będą zbyt kosztowne, i powstawać będą zbyt długie przerwy, potrzebne do przywrócenia należytego ciśnienia.

Wypuszczenie powietrza musi być nagłe, żeby fundament pierwiej się zapadł, nim woda wstąpi do komory roboczej. Woda porywa bowiem ze sobą dużo piasku, i wypełnia komorę. Również szybko należy przywrócić ciśnienie.

Rozumie się, że przed wypuszczeniem powietrza, należy wywołać na zewnątrz wszystkich robotników, i w tem leży właściwe niebezpieczeństwo. Jeżeli bowiem skrzynia oprze się w jednym punkcie na kamieniu lub kłodzie drzewa, przechyla się w stronę przeciwną, a niezbędnej pomocy niema pod ręką. Należy więc przed wypuszczeniem powietrza zbadać, czy pod ostrzem skrzyni niema takiej przeszkody (Br. 1906 s. 465).

Najprędzej usunąć ją można, przez rozsadzanie małemi patronami dynamitu. Brennecke podaje, że pod Lauenburgiem, w skrzyniach murowanych mających tylko 4 *m* średnicy, używano tego sposobu bez uszkodzenia skrzyni. Przy moście Williamsburg (r. 753), używano nawet naboji po 1,5 *kg* 40 procentowego dynamitu. Wiercenia były 5 *cm* szerokie, 0,6 do 1,8 *m* głębokie, w odstępach 0,9 do 1,5 *m*. Świdry poruszano zgęszczonem powietrzem. Robotników należy przed wybuchem usunąć na zewnątrz, wszelkie ruchome przedmioty oddalić, wiszące kłapy od szybów zamknąć lub utrwalić w ich położeniu.

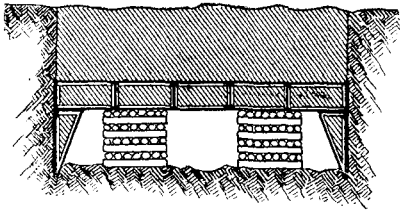
Odwrotne warunki zachodzą, gdy po przebyciu twardego pokładu, fundament wchodzi w pokład bardzo miękki. Obciążenie konieczne przedtem dla zapuszczania, staje się teraz za wielkie; mianowicie jeżeli mur był ku górze zwiężony. Skrzynia zapada się po sam strop, prawidłowy postęp roboty staje się nie możliwy, a nawet powstają warunki niebezpieczne dla robotników. Strop krzywy według rysunku 729 i 730, opiera się wtedy lepiej niż inne, ale w ostateczności trzeba strop podpierać, albo trzymać fundament na wieszarach.



Przy moście na Newie w Petersburgu, Brennecke podpierał strop stosami drzewa rys. 780 (Br. 1906 s. 464).

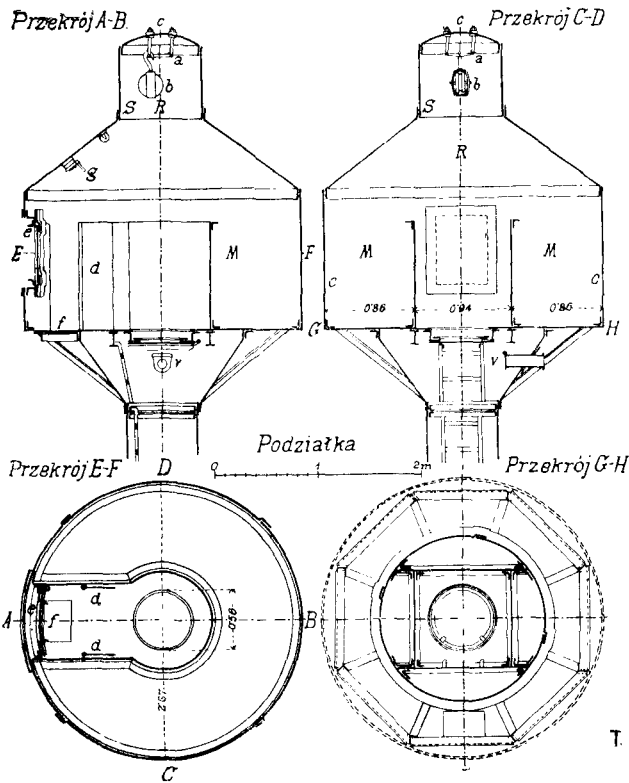
Dla mostu na Missisipi pod Memphis, fundowano filary sposobem pneumatycznym za pomocą skrzyń drewnianych, do głębokości 32,9. W korycie rzeki leżał bardzo gruby pokład miękkiego mułu; obawiano się przeto nagłego zapadania skrzyń, i przeciw temu układano najprzód w rzece płyty faszynowe o wymiarach poziomych 122/73. Na nich stawiano skrzynie, i przy zapuszczaniu przebijano owe płyty. Dzięki tej ostrożności, robota postępowała bardzo dobrze (CBl. 1893 s. 108).

780.



Dzienny postęp zapuszczania zależy zwykle od postępu roboty mularskiej; mianowicie gdy murujemy kamieniem lub ciosem, bo ta robota postępuje wolniej od roboty ziemnej. Przy fundamentach betonowych jednak, stosunek może być odwrotny. Z wymiarów fundamentu, z liczb podanych przy opisie szluz roboczych, i z sił roboczych które zgromadzić możemy w danym razie, można postęp dzienny naprzód obrachować w przybliżeniu. Przy opisywanych budowach podaję odnośne szczegóły, i dla tego nie mówię osobno o tym przedmiocie.

781.



### g. Szluzy, szyby i wyciągi wykopu.

1. Ustrój szluzy. Robotnicy przebywać powinni szluzę powietrzną powoli; wydobywanie zaś wykopu powinno się odbywać szybko, i z małą stratą powietrza; potrzeba więc dwóch szluz odmiennie zbudowanych. Jest to urządzenie powszechnie przyjęte, a jedna szluz dla obu celów jest wyjątkiem, możliwym przy małych wymiarach i małej głębokości fundamentu. Ustrój według rys. 781 zaleca dla takich warunków Brennecke, był on używany przy fundowaniu mostu na Elbie pod Domicami (Dömitz). *M* jest pierścieniowa skrzynia dla wykopu, obejmująca 4,45 m<sup>3</sup>; skoro była

pełna, zamykano szyb roboczy klapą, i wypuszczano powietrze przez kurek *g*. Po wyrównaniu ciśnienia otwierano otwór *f* i drzwi *d* w ścianie przedziałowej, i wygarniano wykop do podstawionej rynny. Kurek do wpuszczania zgęszczonego powietrza z szybu, znajdował się u wierzchu walcowej ściany przedziałowej,

a z dnem szluzu połączony był rurą miedzianą. Wylotem była ta rura zwrócona do góry, żeby prąd powietrza nie poruszał kurzu i piasku. *E* są drzwi dla robotników; *v* rura dla zgęszczonego powietrza, zamykana od wewnątrz samoczynną klapą z podkładem kauczuku.

Kubły wyciągali robotnicy od ręki; lina wyciągu szła u góry przez krążek *b*, i przez drugi krążek u spodu szybu, żeby robotnicy mogli ciągnąć nie stojąc pod szybem. Szluz ważyła tylko 3350 *kg*. Łatwo możnaby zastosować do niej maszynowe podnoszenie kubłów.

W szluzie pracował jeden robotnik, a na dole w skrzyni roboczej sześciu lub siedmiu. W ciągu 4 godzin napełniali oni skrzynię *M* dwa razy, i wydobywali w ten sposób około 9 *m*<sup>3</sup> wykopu. Od 1 *m*<sup>3</sup> płacono 3,4 kor. bez względu na wysokość, która dochodziła najwyżej do 15 *m*; przy tem utrzymanie narzędzi należało do zarządu. Strata powietrza powtarzająca się co 2 godziny, wynosiła około 5% objętości zawartej w skrzyni roboczej i w szybie. Robotnik wypróżniający kubły do *M*, powinien schodzić do szybu na czas wyrzucania wykopu, a odnośnie czynności wykonywać mają robotnicy wezwani z zewnątrz.

Ważniejszą niedogodność stanowi to, że na czas wymiany robotników, robota ziemna musi być przerwana. Urządzenie powyższe jest zatem możliwe tylko przy małym ciśnieniu powietrza, gdy szluzowanie robotników trwa stosunkowo krótko.

Dla utrzymania nieustannego ruchu w robocie ziemnej, przestrzeń przeznaczona dla wyciągu musi być oddzielona od tej w której gromadzi się wykop, a ta podzielona na dwie części używane na przemian jak na rys. 726. Zwykle więc szyb roboczy przedłużony jest w górę, i kończy się walcową nasadą obejmującą krążek i wał wyciągu, poruszany przez motor zewnątrz ustawiony. Wał przechodzi w dławiku przez ścianę nasady, a skrzynie wykopu znajdują się po obu stronach, albo tworzą pierścień dokoła szybu. Przykład takiego urządzenia widzimy na r. 782, według projektu Brenneckiego (Grundbau 1887 st. 229), *M* są skrzynie dla wykopu zamykane wrotami *a*, z których jedno jest na rysunku otwarte drugie zamknięte (przekrój *CD*). Te wrota oddzielają skrzynie *M* od dwóch komórek wstępnych, zamykanych wrotami *b* i klapami *c* od zewnątrz i od szybu. Gdy *a* i *c* są otwarte, wtedy wykop nagromadzony w *M* może być wyrzucony przez otwór *c* do podstawionej rynny.

Do napełniania skrzyń *M* służą klapy *F* w ścianie komory środkowej *A*, połączonej bezustannie z szybem. Komórki wstępne ograniczone przez *a* i *b*, mogą być użyte dla komunikacji robotników tak samo jak skrzynie *M*, stosownie do liczby jednocześnie szluzowanych osób. Środkowa komora *A* może być również użyta jako szluz; do tego służą klapy *g* od szybu, i druga u stropu. Używa się ich, gdy potrzeba wydobyć na zewnątrz większe kamienie, albo mechanizm wyciągu po ukończeniu roboty ziemnej.

Światło dzienne wchodzi do wnętrza szluzu przez koliste otwory *l*, zamknięte szklannymi półkulami. Półkule są właściwsze niż soczewki, ponieważ wskutek ciśnienia powietrza powstają w nich tylko siły sciskające. Szyb i skrzynia robocza są oświetlone elektrycznie.

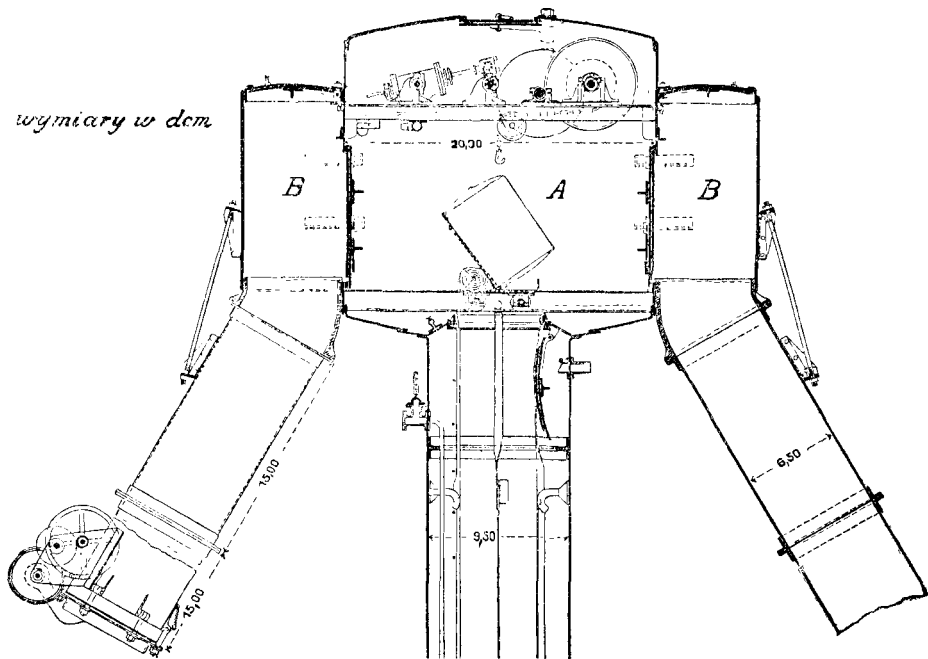
Podnoszenie wykopu odbywa się za pomocą mechanizmu nakreślonego ogółowo na przekroju *GH*. Bęben *U* składa się z dwóch części, żeby go można na wale złożyć i ścisnąć śrubami, nie rozbierając łożysk, i nie poruszając wału z miejsca. Na kole *O* jest hamulec pasowy działający samoczynnie, tj. przestający

działać przez wyłączenie. Wyłączenia dokonywa robotnik nogą, i przez to reguluje prędkość ruchu kubłów. Na wale bębna osadzone jest wielkie koło zębate z, zazębiające się z trybikiem *t*, osadzonym na wale koła transmisyi linowej do motoru. Trybik obraca się luźno lecz nie przesuwają się, a z nim połączona jest część *k* sprzęgła frikcyjnego. Druga jego część, która się luźno przesuwają lecz nie obraca się, pozwala za pomocą łamanego drażka włączyć lub wyłączyć sprzęgło od wnętrza szluzu. Po wyłączeniu, pusty kubeł spada własnym ciężarem; po włączeniu zaś, podnosi się kubeł pełny. Ruch ziemi odbywa się jednym kubłem.

Szluz wraz z wyciągiem waży tylko 5500 *kg*; walcowy kształt pozwala toczyć ją, a przez to ułatwia przenoszenie w obrębie budowy, ważniejsze wymiary podaje rysunek (Br. 1887 st. 230). Na przekroju pionowym z prawej strony, widzimy betonierkę, wstawioną do środkowej komory przez górny otwór w stropie. Ma ona dwa kurki i dwie kłapy; z nich jedna od zewnątrz przyciśnięta śrubą. Sposób użycia zrozumiały jest z rysunku bez dalszych objaśnień.

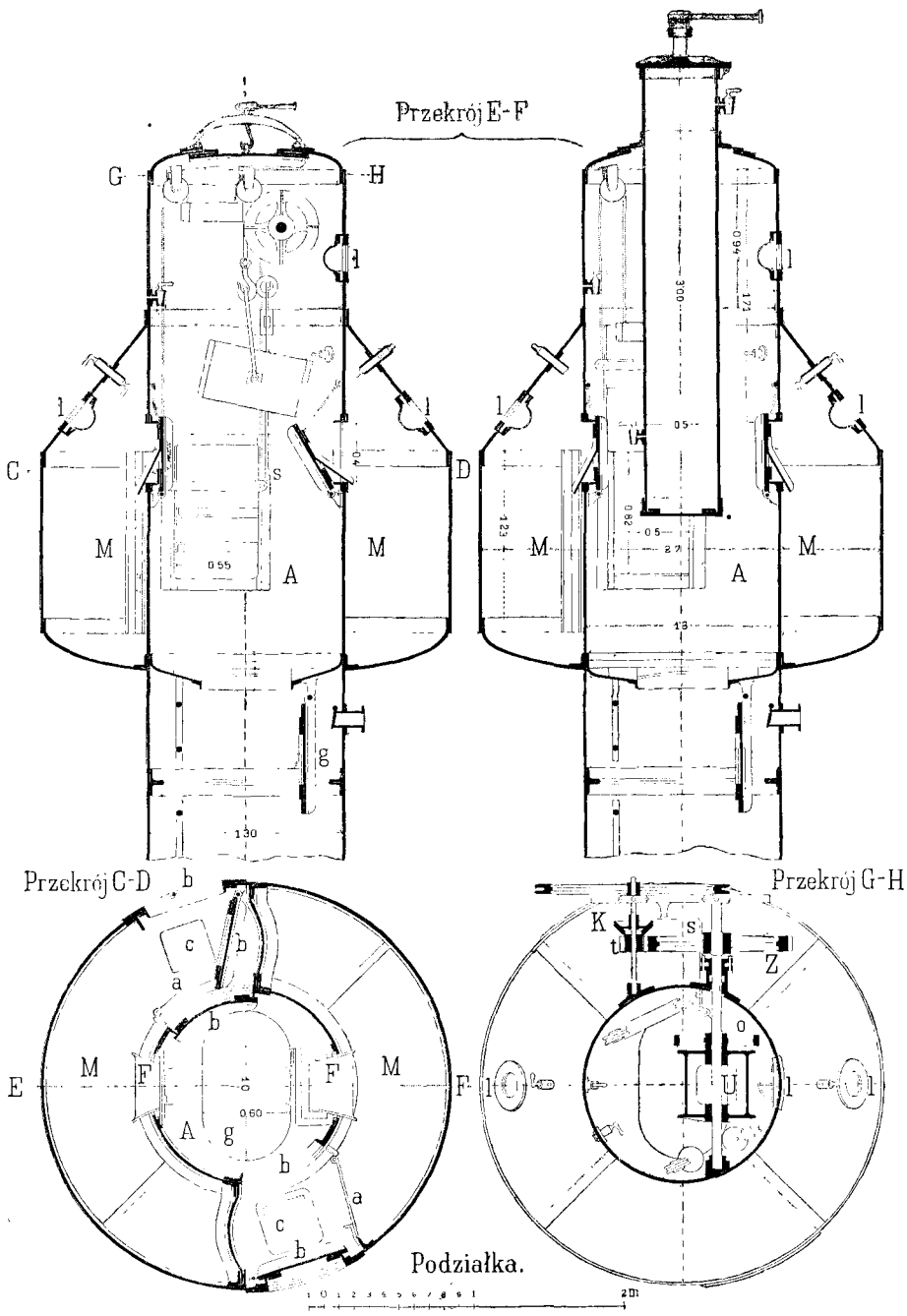
Przy szluzach powyżej opisanych, otwory dla wydobywania wykopu zamknięte są ciśnieniem powietrza, tak jak wrota dla robotników. Robotnicy w skrzyni roboczej są zatem zupełnie bezpieczni przeciw nagłemu otwarciu kłapy prowadzącej na zewnątrz, z którego mógłby wyniknąć wybuch powietrza i zalanie ich wodą. Żeby tę kłapę otworzyć, trzeba koniecznie zamknąć najprzód otwór prowadzący do szybu, a z zamkniętej skrzyni wypuścić zgęszczone powietrze.

783.



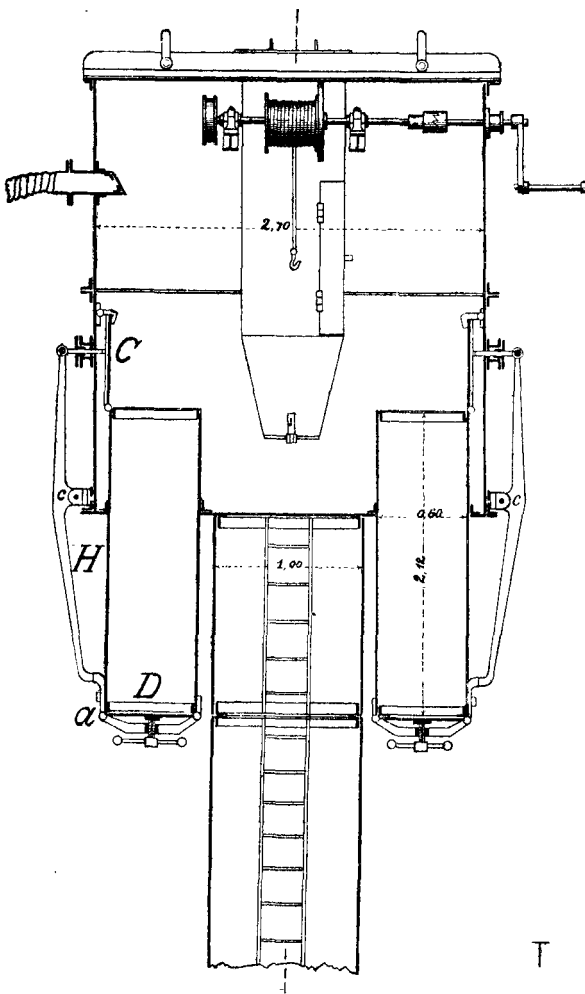
Jednakże dla oszczędności powietrza i czasu, urządzone są po większej części skrzynie czyli szluzu wykopu w ten sposób, że po napełnieniu można je wypróżnić ciężarem własnym wykopu. Skrzynie takie są prawie zawsze zamknięte od zewnątrz kłapą, którą śruba przyciska do otworu. Jako przykład, niech nam posłuży szluz systemu Holzmann i Sp. r. 783 (ZfB 1886 s. 362). W środkowej komorze *A*, połączonej stałe z szybem, znajduje się u góry pod stropem

782.



mały motor działający zgęszczonem powietrzem, który podnosi kubły. Dwie kłapy służą do komunikacji robotników, lub do wydobywania większych przedmiotów. Po obu stronach tej komory widzimy dwie mniejsze *B*, przedłużone na dół w kształcie rur; są to skrzynie wykopu, zamykane u spodu kłapami przyciskanymi przez śruby. Robotnik stojący w środku kieruje ruchem kubła, i wypróżnia go do jednej z obu skrzyń. Gdy skrzynia jest pełna, zamyka on wewnętrzne wrota i daje znak robotnikowi zewnątrz stojącemu, który wypuszcza ze skrzyni zgęszczone powietrze i otwiera dolną kłapę; wówczas wykop wysypuje się. Tymczasem napełniana jest druga skrzynia, i powtarza się z nią ta sama czynność co z pierwszą. Prawidłowy postęp roboty polega na dobrej sygnalizacji; ale nie jest wykluczona możliwość odkręcenia śruby przy zewnętrznej dolnej kłapie, gdy wrota między *A* i *B* są jeszcze otwarte; taki zaś przypadek, musi wywołać określoną powyżej katastrofę. Toż samo odnosi się do rys. 785.

784.



Powyższe niebezpieczeństwo usunięte jest w szluzie według rys. 784, używanej przy fundowaniu mostu na Wezerze pod Bodenwerder (HZ. 1885). Główną jej częścią składową jest blaszany bęben o średnicy 2,7 m a wysokości 3 m, w którym na dwóch średnicach prostopadłych osadzone są 4 komórki. Dwie niżej leżące przeznaczone dla wykopu, a górne jedna dla robotników, druga dla betonu i materiałów budowlanych.

Obie kłapy zamykające komórkę wykopu, połączone są drążkowym przyrządem bezpieczeństwa, który nie pozwala otworzyć dolnej kłapy *D*, jeżeli górna jest otwarta. Kłapy *D* mają zawiasy od strony szybu roboczego, a od strony zewnętrznej łapki *a*. Jeżeli górna kłapa jest otwarta jak na rysunku, to przyciska ona kołek przechodzący przez ścianę szluzy w dławiku, ten odpycha na zewnątrz górne ramię dźwigni *H*, a tem samem przyciska jej ramię dolne do łapki *a*; kłapa *D* nie może być zatem otworzona.

Opisuję tę szluzę tylko ze względu na powyższy przyrząd; wadą jej jest wielki ciężar, bo waży 12.000 kg, a pomimo tego w komorze przechodowej jest miejsce tylko na jednego robotnika. Potrzebna jest zatem obok niej osobna szluzka przechodowa. Inne zabezpieczenie przeciw otworzeniu szluzy roboczej w niewłaściwym czasie podaje ZfB. 1899 s. 434.

Wyciąg przedstawiony na rysunku, poruszany był za pomocą korby przez 4 robotników; ale może też być zastosowany do ruchu maszynowego. Kubły miały objętość  $0,04 m^3$  i poruszane były pojedynczo, a wydobywano nimi na godzinę  $1,5 m^3$ . Na szybszy postęp nie pozwalała robota mularska. Szluzą Holzmannna wydobywano prawie  $5,3 m^3$  na godzinę; ale sprawozdania nie podają odnośnych wysokości wyciągu.

Szluzza firmy Klein Schmolli i Gaertner (r. 785) zbudowana jest z zamiarem dobrego wyzyskania pracy wyciągu, przez zastosowanie bagrownicy łańcuchowej o ruchu nieustającym. Szyb roboczy wspólny dla bagrownicy i dla robotników o przekroju eliptycznym  $1,0/1,65$ , przedzielony jest ścianą blaszaną  $g$  na dwie części. Na nim osadzona jest środkowa część szluzy, o przekroju również eliptycznym  $1,60/2,20$ , podzielona odpowiednio do podziału szybu na część  $A$  dla wyciągu, i  $B$  dla szluzowania ludzi. Po obu stronach eliptycznej części, ustawione są osiowo komórki wykopu  $C$  i  $C'$ .

Komora  $A$  stale połączona z szybem bagrownicy, ma w stropie otwór  $r$  zamknięty płytą na śruby. Komora przechodowa  $B$  ma drzwi zewnętrzne  $a$ , wewnętrzne  $c$  i klapę  $b$  do szybu, zamykaną małym wielokrążkiem. (Patrz przekrój poz.  $C$  i przekrój  $A-B$ ). Komórki wykopu  $C$  i  $C'$  zamykane są od zewnątrz walcowymi stawidłami  $p$  i  $p'$ , poruszanymi za pomocą śrub. Do wrzucania wykopu służą otwory  $o$  i  $o'$ , zamykane z komory  $A$ . Na przekroju  $CD$  widzimy komórkę  $C$  pełną, i gotową do wypróżnienia; zaś komórkę  $C'$  próżną, stawidło  $p'$  otwarte, otwór  $o$  zamknięty.

Kubły bagrownicy rzucają wykop do ruchomego wiadra  $d$  (przekrój  $CD$ ), które samoczynnie wykonywa ruch wahadłowy, od środkowego położenia pionowego, do jednego z otworów  $o$  i  $o'$ . Ruch wiadra prowadzony jest przez system drążków, i obrót mimośrod  $n$ , który znajduje się pod górną osią bagrownicy. Wskutek pochylenia wiadra oraz prędkości nabytej, wykop wpada do komórki, np. do  $C$ ; a gdy ta jest pełna, robotnik stojący w  $A$  przesuwając ręką widoczną na przekroju  $AB$  między  $o$  i  $A$ , a wskutek tego wiadro zmienia ruch, i rzuca odtąd wykop do komórki  $C'$ . Na osi  $g$  górnego bębna bagrownicy, osadzone jest koło zębate  $i$ , poruszane przez trybik na wale  $k$ , przeprowadzonym w dławiku na zewnątrz; na tym wale osadzone jest koło  $l$  przesyłki linowej. Do wyłączenia motoru służy ramię  $m$  (przekrój  $CD$ ).

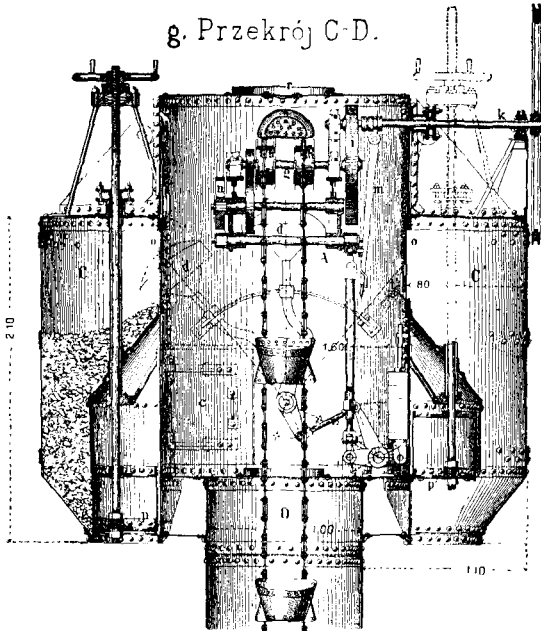
Na przekroju  $h$  widzimy kierowniki  $e$ , które utrwalają położenie dolnego bębna bagrownicy  $f$ , i mogą być przesuwane dla naprężenia łańcucha. Przedłużanie bagrownicy odbywa się jednocześnie z podwyższaniem szybu.

Po ukończeniu zapuszczania, wszystkie części składowe bagrownicy mogą być wydobyte przez wrota  $c$  i  $a$  komory  $B$ ; a po zamknięciu szybu bagrownicy, wstawia się do komory  $A$  przez otwór  $r$  lejek do betonu (r.  $e$ ).

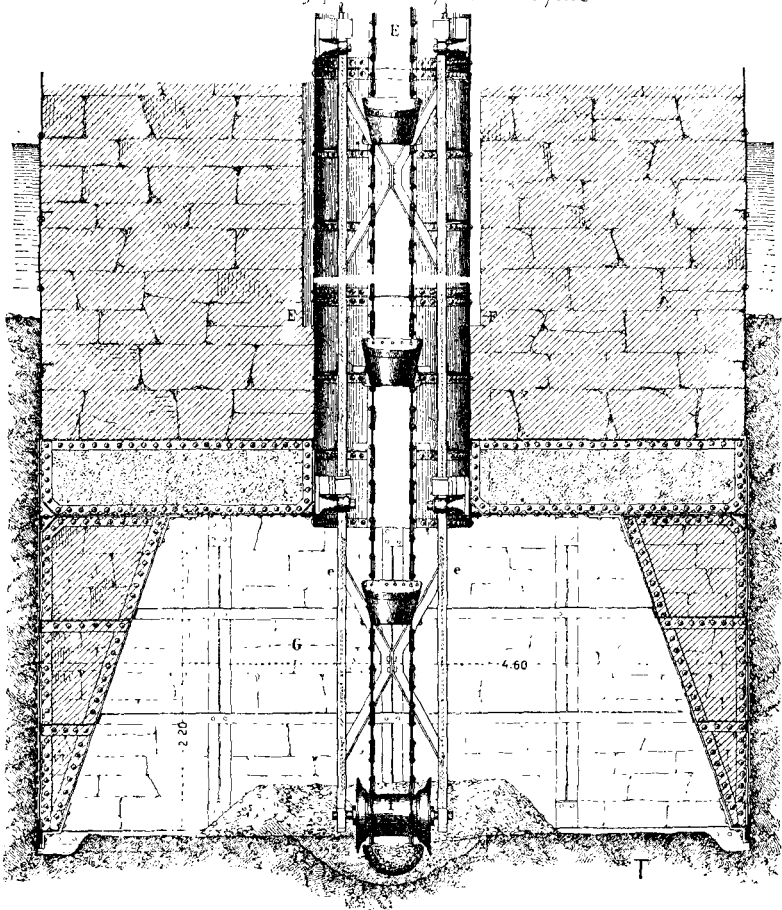
Bagrownica podnosi w ciągu 24 godzin (Rz. st. 92) 30 do  $40 m^3$  piasku i żwiru, 20— $30 m^3$  ryniaków, 15— $20 m^3$  kamienia łamanego, mierząc w wykopie. Te same wyniki otrzymać zatem można szluzami poprzednio opisanymi, bez pomocy bagrownicy, która czyni cały przyrząd zawiłym, i wymaga do obsługi wprawnych ludzi. Nie jest ona przydatna do wyciągania większych odłamów skał, a w glinie, ile, i t. p. wypróżnianie kubłów, wiadra i komórek jest uciążliwe. Praktyczniejsze są wtedy komórki do których wejść można. Przy podwyższaniu szybu, bagrownica powiększa stratę czasu, i utrudnia zamykanie szybu. Wreszcie szluzza ta jest ciężka, bo waży bez bagrownicy i mechanizmu  $7000 kg$ ,

785 a.

g. Przekrój C-D.

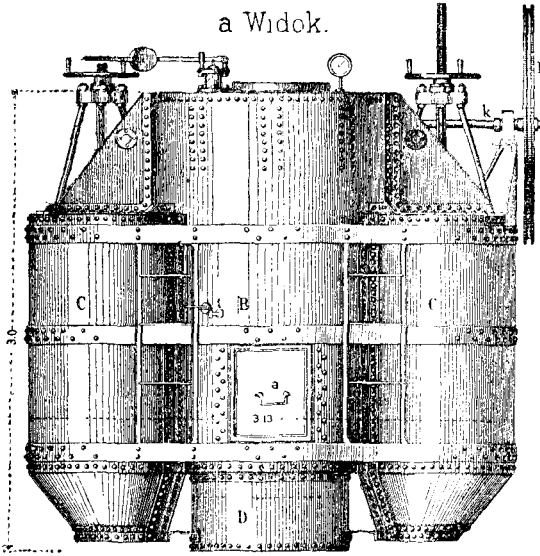


h Przekrój przez szymb i skrzytne

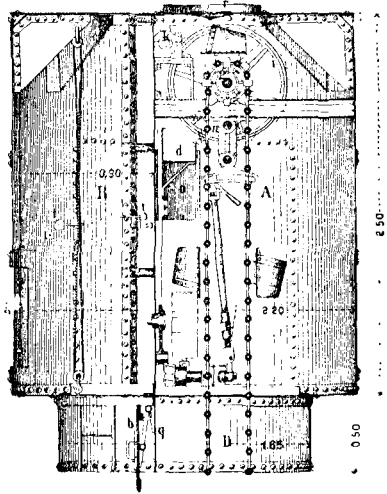


785 b.

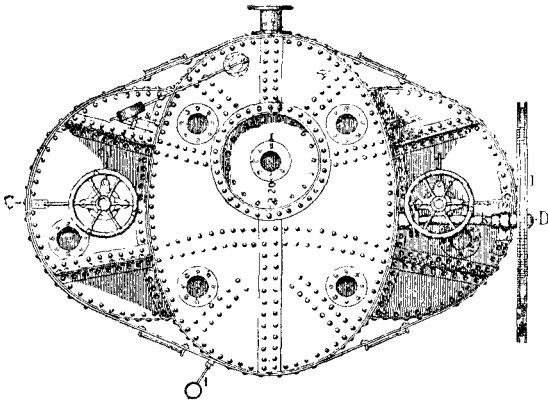
a Widok.



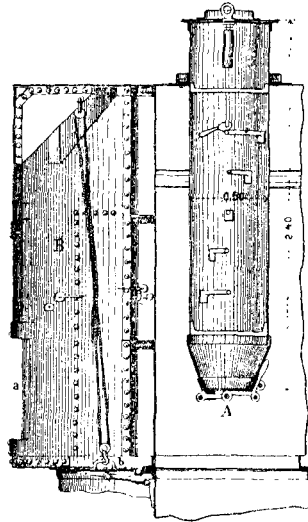
d Przekrój A-B



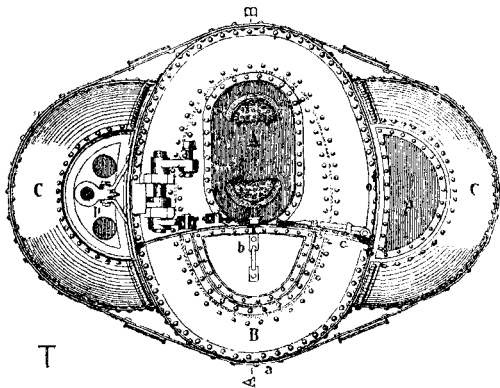
b. Rzut poziomy



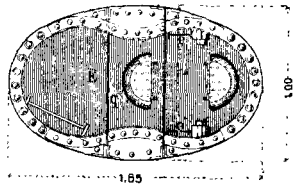
e Betonierka.



c. Przekrój poziomy



f. Przekrój E-F



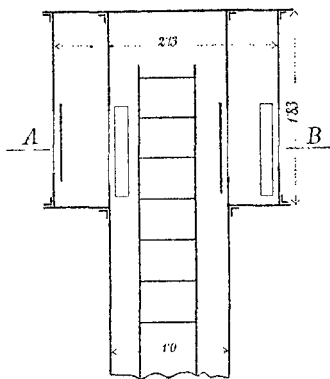


a jednak nie pozwala na wprowadzanie materiałów budowlanych, które mogą być potrzebne w razie murowania w zgęszczonym powietrzu. Z tych powodów zapewne nie była naśladowana przez innych przedsiębiorców, i zdaje się, że jest to ostatnia próba połączenia szluzu dla wykopu ze szluzą przechodową; nowsze bowiem ustroje, mianowicie dla większych budowli (r. 753, 757, 789), rozdzielają zasadniczo te dwa przyrządy.

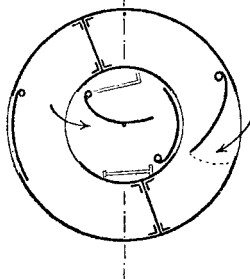
Szluzą przechodową używaną przy fundowaniu mostu przez zatokę Forth, rys. 786 (AB. 1890 tb. 66 f 2), tworzy bęben o średnicy 2,13 a wysokości 1,83,

786.

Fig. 2.



Przekrój A B.



obejmujący szyb roboczy o średnicy 1 m. Przestrzeń zamknięta podzielona jest na dwie części, połączone za pomocą wrót z szybem i z atmosferą; każda miała pomieścić według sprawozdawcy 7 ludzi, ale zapewne mniej z powodu otwierania wrót. Oszczędność zgęszczonego powietrza osiągnięto przez to, że wypuszczało je z jednego przedziału do drugiego. Oszczędność mała, a ze względów zdrowotnych niewłaściwa. Ustrój tej szluzu jest bardzo prosty.

To samo sprawozdanie opisuje szluzu wykopu zastosowane przy tej fundacji.

Szluzą roboczą Zshokkego (r. 787 AP. 1896 Pasqueau, także Wlm. st. 382/3), zbudowana jest wyłącznie dla wykopu i materiałów budowlanych. Szyb na którym szluz jest osadzona, składa się z rur łączonych na kątowniki zewnętrzne, a wewnętrzne główki nitów są wpuszczone; jego wewnętrzna powierzchnia jest przeto zupełnie gładka. Szluz jest walcowa, i ma tę samą średnicę co szyb; od spodu ograniczona jest pierścieniem z kątowniki *D*. Ruchome dno szluzu *d*, wisi na łańcuchu zawiasowym za pomocą ruchomego krążka, i przesuwają się w szybie niżej pierścienia *D*; a skoro przyciśnięte zostanie do jego dolnej powierzchni, zamyka szczelnie komorę szluzu przy pomocy podłożonego paska kauczuku. Ruch dna prowadzony jest wzdłuż szybu przez 6 kółek, a do zawieszenia jego na łańcuchu służą stojaki *t*, trzymające zarazem czopy wiszącego kubła *B*, którego objętość jest 0,4 m<sup>3</sup>.

Kubel przechylony, wyrzuca wykop przez otwór zamykany drzwiami *M* poziomo przesuwaniem w powierzchni walca. Ruch drzwi ułatwiają kółka biegające w rynnie umieszczonej wewnątrz u góry.

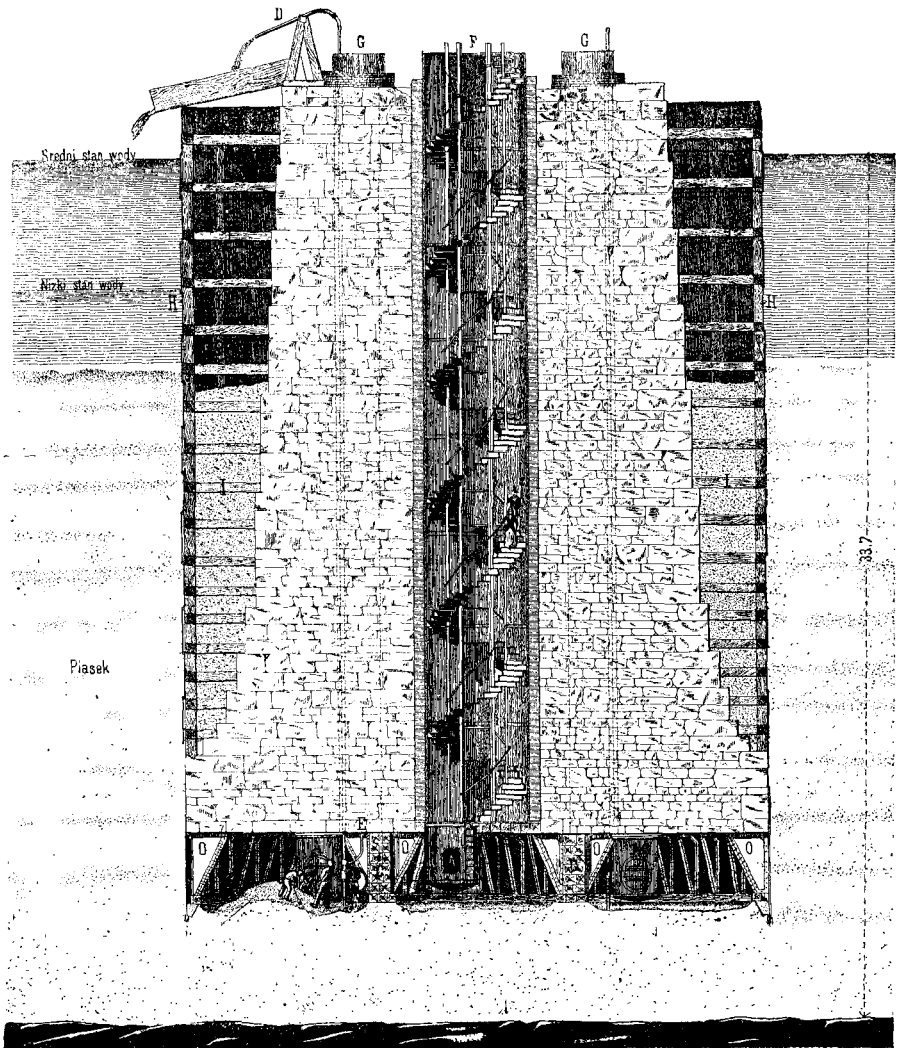
Łańcuch zawieszony jest na silnej sprężynie przy *R*, zapomocą trzonka, który przechodzi na zewnątrz w dławiku. Następnie przechodzi łańcuch pod krążkiem z trybika przy *P*, który otrzymuje ruch z zewnątrz od motoru. Łańcuch gromadzi się w blaszanej puszcze *S*, której kształt zabezpiecza go od zawikłania.

Skoro się łańcuch przedłuży, kubel zesuwa się wzdłuż szybu do komory roboczej; tam napełniają go robotnicy wykopem. Wskutek skracania łańcucha, kubel się podnosi aż do oparcia obwodu dna *A* pod kątownik *D*; uderzenia łągodzi sprężyna *R*. Przy końcu tego ruchu, łącznik stojaków *t* (przekrój *AB*) podnosi trzonek wentyla *L* w pokrywie szluzu, wypuszcza zgęszczone powietrze, a ciśnienie



Równie łatwo wprowadzać można tą szluzą do komory roboczej kamienie, zaprawę lub beton; a odjąwszy kubeł, można na ruchomym dnie spuszczać małe ciosy. Szluzą wraz z przyborami waży tylko 3200 *kg*. Oprócz niej potrzebna jest szluzą przechodowa dla ludzi, ale betonierka jest zbyteczna. Szluzą powyższa daje szybszy postęp roboty i traci mniej powietrza niż wiele innych, a co ważniejsze, nie wymaga żeby robotnik pracował w zgęszczonym powietrzu w szluzie, gdzie temperatura jest stosunkowo najwyższa. Pomiędzy robotnikami przy szluzie, a tymi którzy pracują w komorze roboczej, potrzebne jest porozumienie

788 a.



telefoniczne. Inny ustrój szluzy roboczej pochodzący z Ameryki, podaje CBL. 1894 s. 220. Lejek do nieustannego betonowania (patent) opisuje CBL. 1902 str. 108. Kilka innych nowszych szluz opisuje Brennecke.

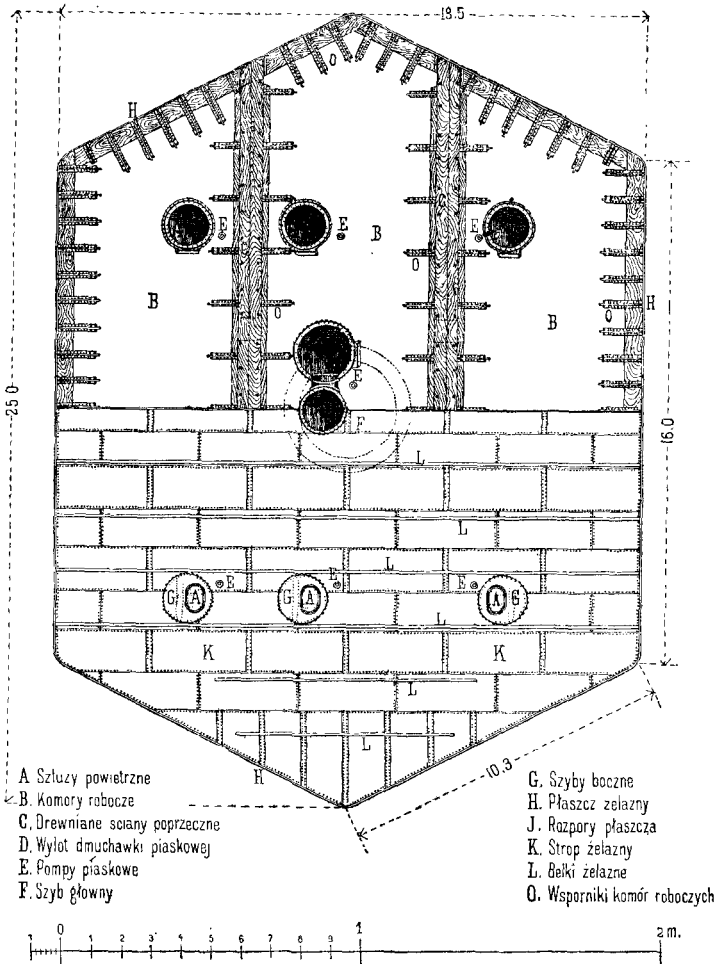
2. Szluzą u spodu szybu. W miarę zapuszczania fundamentu, szyb roboczy musi być podwyższany, a więc szluzę trzeba zdejmować. Robota ziemna

musi być przerwana, jeżeli niema dwóch szluz roboczych; robotnicy zaś mogą pozostać w komorze roboczej, o ile mają osobną szluzę wchodową. Ażeby uniknąć zdejmowania szluzy, przy fundowaniu mostu na Missisipi pod St. Louis (1869) umieszczono ją na dole w komorze roboczej (r. 788\*), przyczem zmniejszono znacznie objętość zgęszczonego powietrza; pozostało jednak zdejmowanie mechanizmu dla wyciągu wykopu. Dla robotników była ta zmiana o tyle korzystna, że wychodzenie po drabinie, w ciasnym szybie i w zgęszczonem powietrzu, zamieniono na wychodzenie po kręconych schodach, w obszernym szybie otwartym. Przy fundamencie przyczółka później wykonanym, urządzono nadto maszynowy wyciąg dla robotników. Natomiast szluzą była stracona, oraz zmniejszyło się bezpieczeństwo, tak robotników jako i całego urządzenia. Jeżeli bowiem

w miękkim pokładzie skrzynia szybko się zapada, przystęp do szluzy i używanie jej, może być trudne, a w razie utraty powietrza, szluzą może być zalana wodą. Z tego powodu mało używano tego urządzenia przy późniejszych budowach, i dopiero pod Williamsburg (r. 753) wznowiono je, stosując tylko do szluzy przechodowej (r. 789).

Załączony szkic odnosi się do fundowania filara po stronie Brooklynu. Komora przechodowa znajduje się 3 m nad stropem skrzyni roboczej; do niej prowadzi szyb 0,9 szeroki z drabiną, a od zewnątrz przytyka do niej otwarty szyb elewatora, 1,8 szeroki, którego klatka pomieścić mogła 18 ludzi (Egg. 1905 II. s. 543/4).

788 b.



- A Szluzy powietrzne
- B. Komory robocze
- C. Drewniane ściany poprzeczne
- D. Wylot dmuchawki piaskowej
- E. Pompy piaskowe
- F. Szyb główny

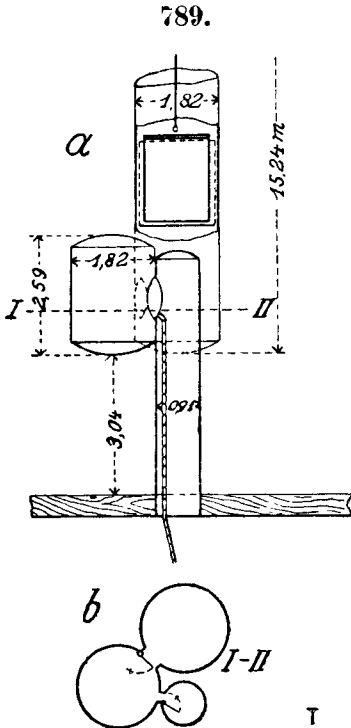
- G. Szyby boczne
- H. Płaszczeżelazny
- J. Rozpory płaszcza
- K. Strop żelazny
- L. Belki żelazne
- O. Wsporniki komór roboczych

Przy filarze Nowojorskim tegoż mostu, komora przechodowa była wprost częścią szybu szerokiego 0,93 m. Przy pomocy trzech przedziałowych płyt poziomych, wysokość jej mogła wynosić 2,5 albo 7,5 m. Większa wysokość używana była tylko przy zmianie robotników, mniejsza do innych przypadków w ciągu

\*) Engineering 1870/71. D. Bauz 1871. ÖZ. 1874.

dnia. Wymieniony rocznik podaje nadto szkice szluzu wykopu i betonierki, których szczegóły są interesujące i ze szkiców łatwo zrozumiały.

Znane dotychczas odmiany szluz są tak liczne, że nie podobna opisywać wszystkich; odsyłam więc czytelnika do dzieł Strukla i Brennekego.



3. Statyczne obrachowanie szluz<sup>\*)</sup>. Ściany szluz wystawione są na zmienne ciśnienia. Zmiany nie są wprawdzie tak częste i szybkie jak w mostach, ale obok tego powstają w nich zawiłe odkształcenia, których nie podobna ująć w rachunek. Uzasadniona jest zatem staranność w ustroju i wyborze materiału na szluz, oraz zachowanie wszelkich przepisów ustanowionych dla budowy kotłów parowych.

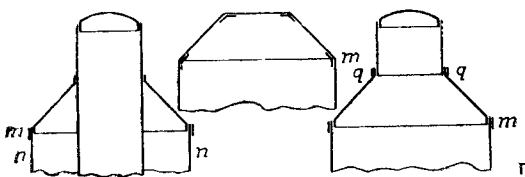
Prawie wszystkie części składowe wykonywane bywają z blachy, i z wzorówek walcowanych. Tak jak przy kotłach należy unikać ścian płaskich, a obierać kształty walcowe i kuliste. W częściach walcowych należy rachować grubość ściany tak jak w rurach wystawionych na ciśnienie wewnętrzne; a więc w przekroju przez oś, na 1 m długości. Do części stożkowych zastosować można to samo obrachowanie, wprowadzając zamiast ciśnienia prostopadłego do tworzącej składowę prostopadłą do osi.

Ze względu na możliwość zakuwania nitów, nie należy używać blach słabszych niż 7 mm; a do grubości blachy obrachowanej według ciśnienia, dodawać należy 3 mm.

Na szwach takich jak *m* i *q* (r. 790), opór przeciw odkształceniu jest większy niż w innych miejscach, z powodu podwójnej grubości blachy; a więc mogą

tutaj działać siły skupione, przeniesione z całej sąsiedniej powierzchni walcowej lub stożkowej. Nadto wskutek zginania lub nitowania, blachy mogą być osłabione; potrzebne są zatem wzmacniające pierścienie, których przekrój odpowiadać powinien większej części, jeżeli nie całej sile skupionej na pierścieniu.

790.



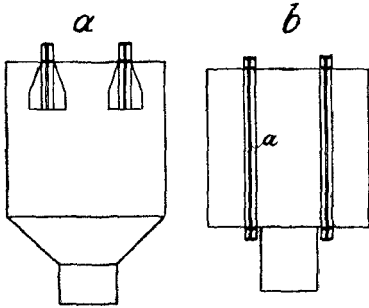
Jeżeli konieczna jest płaska ściana podparta dźwigarami, należy ją wyginać według powierzchni walcowej, ażeby powstawały w niej tylko ciągnięcia; wówczas bowiem można rachować jej grubość tak, jak ścianę rury na ciśnienie wewnętrzne.

Czy dźwigary na rys. 791 mają być rachowane jako belki stale utwierdzone, czy też jako swobodnie podparte, zależy od sposobu ich przymocowania. Jeżeli się opierają wprost na płaszczu, należy rozłożyć ich ciśnienie na dosyć

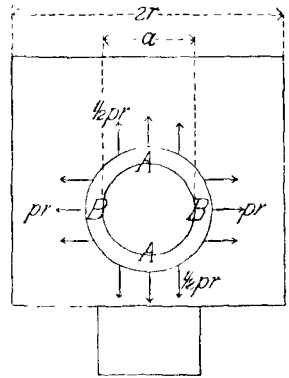
<sup>\*)</sup> L. 3 i 4 skrócone według Brennekego.

wielką powierzchnię płaszcza (r.  $a$ ). Jeżeli dwie płaskie ściany leżą jedna nad drugą (r.  $b$ ), można ich dźwigarki połączyć żebrami z kątówek, przynitowanymi do płaszcza. Wreszcie do podpierania płaskich ścian, można użyć blachy falistej.

791.

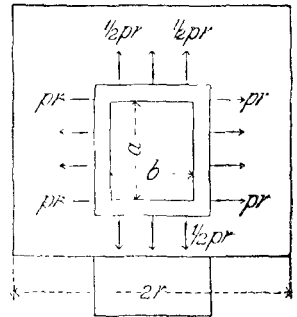
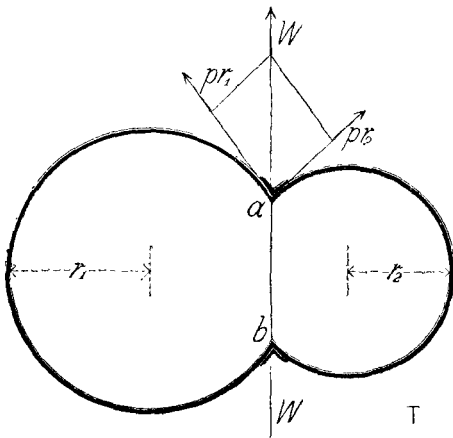


793.

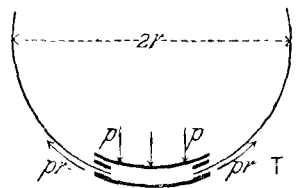


Jeżeli dwie walcowe części szluzu (r. 792) o promieniach  $r_1$  i  $r_2$ , przecinają się przy  $a$  i  $b$ , i są pod ciśnieniem wewnętrznym  $p$ , to na krawędziach przecięcia działają wypadkowe  $W$  ciśnienie  $pr_1$  i  $pr_2$ . Tym wypadkowym opierać się musi połączenie krawędzi  $a$  i  $b$ .

792.



A



B

794.

Obwody wszelkich otworów przeznaczonych na okna, drzwi, kłapy i t. p. powinny być wzmocnione; a mianowicie: Jeżeli otwór kołisty o średnicy  $a$ , znajduje się na powierzchni walca o promieniu  $r$  (r. 793), to w kierunku obwodu działa prężność jednostkowa  $pr$ , a równoległe do osi prężność  $\frac{1}{2}pr$ . Na obwodzie otworu przynitować należy pierścień z płaskiej sztaby, którego przekrój przy  $A$  powinien odpowiadać sile  $\frac{1}{2}pra$ . Przy  $B$  mógłby on być słabszy; ale praktycznie nie będzie to wygodne; natomiast spójnienie pierścienia, jako miejsce słabsze, należy umieścić przy  $B$ . Jeżeli otwór przeznaczony jest na właz, to dla wygody potrzebny jest kształt eliptyczny, o osi wielkiej pionowej; wymiarowi osi wielkiej odpowiadać ma przekrój pierścienia.

Na powierzchni kuli nateżenia są we wszystkich kierunkach jednakowe; najlepiej zatem wykonywać na kuli tylko kołiste otwory.

Wrota szluzu są zwykle prostokątne i płaskie. Zeby otwór na wrota nie zmieniał stanu naprężenia ściany w której jest wycięty, odrzwi a przede wszystkim ich boki  $a$ , równoległe do osi szluzu, powinny się dostatecznie opierać następującym trzem natężeniom (r. 794 A, B).

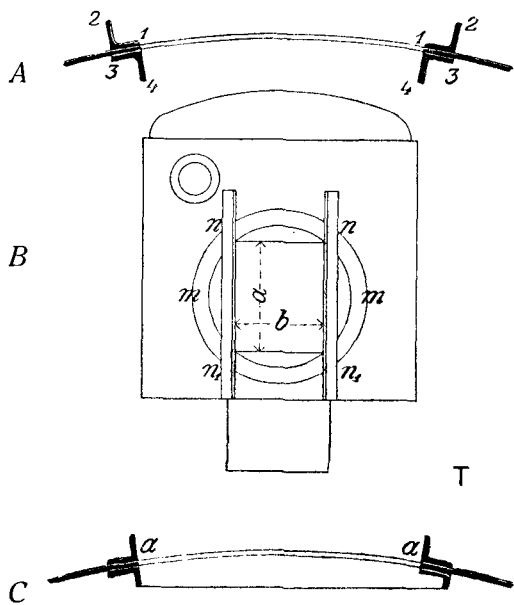
1. Jeżeli przyjmiemy że bok odrzwi  $a$  jest stale utwierdzony, to siła  $pr$  styczna do powierzchni walca, daje na długość  $a$  moment  $\frac{1}{12} pra^2$ .

2. Ciśnienie wewnętrzne w kierunku promienia, działające wprost na powierzchnię wrót jest  $pab$ , i daje na jednostkę długości odrzwi  $\frac{pab}{2(a+b)} = q$ ; a ztąd moment zgięcia  $\frac{1}{12} qa^2$ .

3. Siła  $\frac{1}{2} pbr$  działająca równoległe do osi walca na boki  $b$ , wywołuje w bokach  $a$  ciągnięcie  $\frac{1}{4} pbr$ .

Według strzałek sił na r. 794 łatwo rozpoznać, że na rys. 795 A największe ciągnięcie przypada w punkcie 2, a największe ściskanie w punkcie 4. Odrwia obrachowane według powyższego, miałyby bardzo silne wymiary, których nie widzimy na wykonanych okazach. Wytrzymują one zatem działanie sił dzięki przyjętemu wysokiemu współczynnikowi bezpieczeństwa, a nie wskutek dobrego ustroju i obrachowania; mianowicie blacha w płaszczu szluzu pracuje około odrzwi daleko silniej niż przyjmujemy w rachunku; a wszakże od szluzu zależy najwięcej zdrowie i bezpieczeństwo robotników.

795.



Wskutek działania sił określonych pod 1 i 2, przenoszą się w kątach odrzwi siły skupione. Ażeby te siły nie działały na blachę płaszczu, zaleca autor podłożyć kolisty pierścień płaski  $m$  (r. 795 B), do którego należy zastosować uwagi zapisane powyżej przy rysunku 793. Odrwia będą w takim razie uwolnione od działania siły określonej pod 1; kątówki zaś na bokach  $a$  będą tylko w dwóch punktach przynitowane do pierścienia. Wewnątrz należy cały obwód otoczyć kątówkami, połączonymi przez nagrzanie w jedną całość, żeby uzyskać na opór wrota pasek, przydatny do wygładzenia heblem rys. 795 C. Ścianki tych kątówek powinny być o ile możliwości grube, żeby ciśnienie jednostkowe na podkładce kauczukowej nie było zbyt wielkie, i nie zgniotło kauczuku.

4. Ustrój i obrachowanie szybów. Szyby robocze i przechodowe mają zwykle przekrój kolisty, mianowicie wobec przyjętego rozdziału szluzu wykopu, od szluzu przechodowej. Wykonywane bywają z rur blaszanych 1 do 2 m

długich, łączonych na kątówki przynitowane wewnątrz, i ześrubowane. Do uszczelnienia zetknięcia kątówek używa się pasków kauczuku, lub pilśni napojonej łożem. Kauczuk jest droższy, ale może być kilka razy użyty.

Wyjątkowo potrzebny być może szyb o przekroju owalnym, z dwóch półkoli połączonych prostymi, albo o przekroju eliptycznym; mianowicie gdy wyciąg wykopu ma poruszać jednocześnie dwa kubły, albo gdy od szybu roboczego odcinamy część na szyb przechodowy.

Szyby koliste rachować należy jak rury wystawione na ciśnienie wewnętrzne; praktycznie jest przytem przyjmować ciśnienie jednostkowe nie mniejsze jak  $2,5$  lub  $3 \text{ kg/cm}^2$ , żeby rury przydatne były do różnych przypadków.

Praktyczne minimum grubości blachy jest  $5 \text{ mm}$ ; dozwolone natężenie  $0,7$  do  $0,8 \text{ t/cm}^2$ . To samo się odnosi do części półkolistych, w przekroju według

rys. 796 a. Części płaskie  $AB$  i  $A_1B_1$  wymagają ściągaczy  $AA_1$  i  $BB_1$  oraz czterech żeber pionowych w końcach łuków. Rachować je można jako belki stałe utwierdzone na żebrach, i obciążone ciśnieniem powietrza, które wprost na nie przypada; ale do ciągnięcia które zład powstaje, dodać należy ciągnięcie pochodzące od części półkolistych. To ciągnięcie jest małe, ale z momentu zgięcia wypada grubość bardzo wielka, prawie niewykonalna.

Dodając żebra poziome, t. j. równoległe do  $AB$  i  $A_1B_1$ , można rachować grubość blachy dla momentu w przekroju pionowym; ale i w ten sposób wypadają przekroje bardzo kosztowne, mianowicie żebra w bardzo małych odstępach, przytem mnożą się odkształcenia nie ujęte w rachunek.

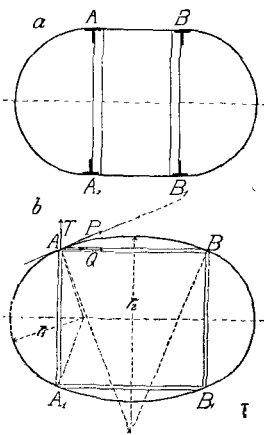
Daleko korzystniejszy jest przekrój z czterech łuków kół, według rys. 796 b; a przynajmniej korzystniejszy on jest pod względem warunków statycznych. Grubość blachy damy wówczas jednakową na całym obwodzie, a obrachujemy ją według większego promienia. W punktach gdzie zmienia się promień, działają w kierunkach stycznych i w stronę łuku o większym promieniu, siły  $(r_2 - r_1)p$  na jednostkę wysokości szybu. Z tego powodu należy utrwalić położenie tych punktów za pomocą wieńców z kątówek. Jeżeli odstęp pionowy wieńców są  $w$ , to w wierzchołkach działają siły  $P = (r_2 - r_1)pw$ , a z nich powstają siły ściskające  $Q$  i ciągnące  $T$ , jak wskazuje rysunek. Żeby przenieść te siły na wieńce, potrzeba czterech żeber pionowych, które są na wieńcach stałe utwierdzone, i obciążone jednostajnie siłą  $(r_2 - r_1)p$ .

Jeżeli szluza leży u góry, to największe ciśnienie wewnętrzne, tj. ciśnienie zgęszczonego powietrza ma miejsce u góry szybu, najmniejsze zaś u dołu, bo równoważy je ciśnienie wody, o ile w odstępie między murem a rurą szybu znajduje się woda.

Podczas podwyższania szybu, gdy został on od spodu zamknięty, a powietrze wypuszczone, ta sama woda ciśnie od zewnątrz, a ciśnienie jej może być nie wiele mniejsze od poprzedniego, tj. tylko o słup równy wysokości skrzyni. Żeby więc możliwa była dowolna zamiana rur, należy je próbować na oba przypadki.

Jeżeli szluza leży u dołu, szyb może być wystawiony tylko na zewnętrzne

796.





ciśnienie wody. Otrzymujemy w tym razie szyb, murując go wewnątrz fundamentu w kształcie studni, z dobrych cegieł na cemencie, z cementową wyprawą na zewnątrz. Szczelność szybu jest potrzebna tylko wtedy gdy murujemy bez ochrony płaszcza, a przytem o ile fundament murowany na stropie nie jest zupełnie szczelny, lub pęka wskutek giętkości skrzyni roboczej. Szczelność jest mniej ważna dla szybów roboczych, a konieczna dla przechodowych. Jeżeli więc szczelność murowanego szybu nie jest wystarczająca, dajemy wewnątrz nieprzepuszczalną odzież, czyli rurę z drzewa lub żelaza. W miarę potrzeby wnosimy ją nad wierzch muru, żeby zabezpieczyć szyb od zalania podczas wielkiej wody, lub nagłego zapadania się fundamentu. Ta rura rachowana być winna na zewnętrzne ciśnienie wody. Dla łatwego wydobycia jej, korzystny jest mały odstęp między rurą a murem szybu. Szczegóły ustroju były podane w rozdziale o fundowaniu na studniach.

5. Bagrowanie wykopu w szybie otwartym. Ten sposób wydobywania wykopu, był po raz pierwszy zastosowany na Renie pod Kehl (r. 727), później pod Królewcem i przy pierwszym moście na East River (r. 750). Jest on z pozoru bardzo dogodny i korzystny, bo zmniejsza przestrzeń wypełnioną zgęszczonym powietrzem; ma jednak liczne strony ujemne.

Podwyższanie szerokiego szybu i przedłużanie bagrownicy połączone jest z podnoszeniem wielkich ciężarów, a odpowiednich przyrządów niema zwykle przy małych lub średnich budowach. Nadto przez szyb bagrownicy możliwy jest wybuch powietrza, a to z rozmaitych powodów.

W zwyczajnych warunkach, powietrze zgęszczone uchodzi głównie przez szyb, bo tu napotyka tylko opór wody, a dokoła na brzegu skrzyni napotyka także opór ziemi. Woda w szybie zawiera dużo rozmąconego mułu i piasku; w razie zatrzymania bagrownicy muł osiada, i może zalepić spód szybu. Przy ponownem rozpoczęciu bagrowania, trzeba użyć wielkiej siły, żeby bagrownicę poruszyć; tymczasem wskutek zalepienia szybu mogło się utworzyć w skrzyni roboczej wyższe ciśnienie niż przedtem było, a przy nagłym poruszeniu bagrownicy i mułu, powietrze wybuchu przez szyb, i wyrzuca bagrownicę i wodę. Po odejściu fali powietrza woda spada, i z prędkością nabytą, w obec zmniejszonego ciśnienia powietrza, zalewa skrzynię roboczą. Jednocześnie skrzynia się zapada, a szyb roboczy sięgający niżej od ostrza skrzyni, włacza się gwałtownie w ziemię, i może się uszkodzić. W razie zaś oderwania szybu, powietrze uchodzi zupełnie ze skrzyni roboczej.

W pokładzie słabo przepuszczalnym, woda może napływać do szybu bagrownicy zbyt wolno w stosunku do zapuszczania skrzyni, i do czerpania wody przez bagrownicę. Jeżeli zaś słup wody nie wystarcza do utrzymania równowagi, jest w tem powód wybuchu tak jak przedtem. W takich warunkach, przy moście na East-River (1870), doprowadzano wodę do szybu lewarem, i zamiast bagrownicy łańcuchowej zastosowano chwytacz; ale przez to nie zaradzono złemu całkowicie, i wybuch nastąpił podczas przerwy w robocie.

Pamiętajmy wreszcie, że częste zatrzymywanie bagrownicy jest nieuniknionem. Mur nie może postępować tak szybko jak bagrowanie; nadto szyb trzeba podwyższać, a bagrownicę przedłużać.

Na obronę tego postępowania przytaczają, że pod Kehl był tylko jeden wybuch, i to nie przy bagrowaniu, ale podczas betonowania skrzyni roboczej

(ÖZ. 1898 st. 529). Beton zalepił mianowicie obwód skrzyni, i zbyteczne powietrze nie mogło uchodzić. Należy zatem betonować najprzód szyb otwarty, a pośród betonu wpuszczać do ziemi rurki, przez które powietrze może bezustannie odpływać. Zwolennik tego postępowania przyznaje w wymienionem sprawozdaniu, że jest ono właściwe tylko przy fundamentach o powierzchni większej niż  $120 m^2$ , i przepisuje następujące warunki bezpieczeństwa :

1. Pokład przecinany musi być łatwo przepuszczalny.

2. Nadmiar powietrza musi mieć łatwy odpływ, bądź to przez szyb roboczy, bądź też pod skrzynią; lub wreszcie przez kłapy bezpieczeństwa w szluzach.

3. Przy dosyć niskiem ustawieniu bagrownicy, szyb powinien się zanurzać w wodzie przynajmniej  $0,3 m$ . Należy się strzedz zalepienia szybu; zapuszczać tylko przez obciążenie, a nie używać nagłego wypuszczenia powietrza. Wreszcie robotę należy prowadzić bez przerwy.

Zważywszy, że ostatniego warunku nie podobna dopełnić, a zarazem pamiętając o najnowszych ulepszeniach szluzy wykopu (r. 787), uznać musimy, że bagrowanie w otwartym szybie powinno być zupełnie zarzucone.

6. Wydmuchiwanie wykopu prądem powietrza i wody. Zamiast podnosić wykop przy pomocy wyciągu i szluzować go, można wydobywać go za pomocą bagrownic działających prądem wody. Tego rodzaju przyrządy opisane były pod l. 6 (r. 212 do 214). Przyrządy takie działają dobrze tylko w drobnym piasku i jednostajnym mule, rozpuszczającym się łatwo w wodzie; natomiast materyał gruboziarnisty i ostry niszczy je bardzo prędko.

Prostsze i praktyczniejsze jest zastosowanie prądu powietrza, za pomocą dmuchawki (n. Gebläse). Przyrząd taki otrzymujemy, wyprowadzając ze skrzyni na zewnątrz rurę  $6-10 cm$  szeroką, zamykaną kurkami pod stropem skrzyni i u góry przy wylocie. Skoro dolny jej koniec zanurzymy w wykop pomieszany z wodą do stanu gęsto-płynnego, i otworzymy oba kurki, powietrze uchodzące porywa płyn i wyrzuca go na zewnątrz.

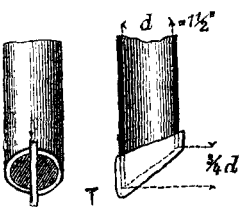
Przez mieszanie wody z powietrzem, strumień wznosi się wyżej od zewnętrznego stanu wody, a mianowicie do tej wysokości, przy której słup mieszanki wody powietrza i piasku, tyle waży co słup wody zewnętrznej. Przytem jednostajne mieszanie wody z powietrzem w całym przekroju rury, jest bardzo ważne. Pod Williamsburgiem (r. 753), osiągnięto je przez małe odkręcenie śrub na dolnych kołnierzach rury wydmuchu, przez co kołnierze te rozsunęły się o  $\frac{2}{3}$  milimetra. Przedtem, próbowano wpuszczać powietrze z boku za pomocą małego kurka; ale prąd powietrza rzucał piasek na przeciwną ścianę rury, i przedziurawił ją w ciągu pięciu godzin. Podobnież u góry przy wyjściu z szybu, gdzie

rura  $10 cm$  szeroka była przy pierwszym urządzeniu nagle zgięta, prąd piasku uderzający w ścianę zewnętrzną kolana, przetarł ją w ciągu 5 dni, chociaż ciśnienie powietrza nie przewyższało nigdy zewnętrznego słupa wody. Potrzebne są zatem zakrzywienia w łagodnych łukach, promieniami na 10 do 15 średnic.

Dolne końce rur niszczą się najprędzej; dobrze jest zakończyć je mosiężną oprawą, którą można odmieniać.

Gaertner (ÖZ. 1879 s. 41) zaleca ucinąć rurę ukośnie (r. 797), i wstawiać w otwór stalową płytkę lub krzyżyk, żeby zatrzymywać zbyt wielkie kamienie. Należy też przygotować rury zapasowe do wymiany.

797.

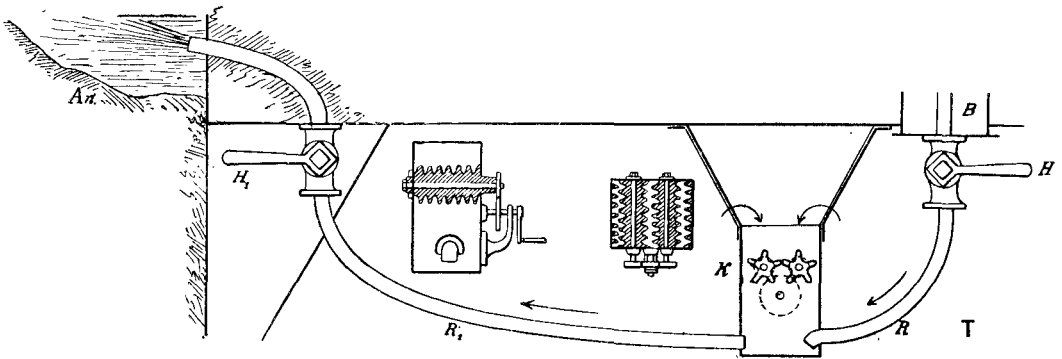


Miękki pokład nasycony wodą, można wprost wzruszać za pomocą rur ssących, a przytem ustawiać rury w różnych punktach, lub giętkie zakończenia rur przenosić z miejsca na miejsce. Na East-River (r. 750) ustawiono na obwodzie skrzyni roboczej 50 rur 10 *cm* szerokich. Dokoła dolnych końców gromadzono stożki rozmoczonego piasku, tak, że rura była w nim około 0,3 *m* zanurzona. Robotnik trzymający kurek pod stropem przymykał i otwierał go w miarę potrzeby, utrzymując w ten sposób prąd nieustanny, wznoszący się do 12 *m* nad zewnętrżny stan wody.

Opisane powyżej mięszanie wody z powietrzem, pozwala wyrzucać piasek nawet przy małym ciśnieniu; ale im mniejsze ciśnienie, tem słabszy wynik pracy. Pod Lauenburgiem (r. 742), przy ciśnieniu 1,2 atm. rura ssąca 38 *mm* szeroka wyrzucała na godzinę 1,556 *m*<sup>3</sup> piasku. Długość rury wynosiła 14,45 *m*, z tego 11,45 część pionowa, 1,8 pozioma, u góry 1,2 w łuku. Wydmuch zużywał na godzinę 75 *m*<sup>3</sup> powietrza o ciśnieniu atmosferycznym. (Br. 1906 s. 407).

Pod Nowym Yorkiem (r. 750) przy głębokości 18 *m*, rurą o szerokości 90 *mm*, wypływało w ciągu pół godziny 0,37 *m*<sup>3</sup> piasku (AP. 1874 s. 386. Br. s. 243). Dla dowozu piasku do rury, potrzeba było 14 ludzi. Od zręczności i staranności robotnika który porusza kurek pod stropem, zależy w wysokim stopniu dobry wynik wydmuchu, oraz objętość zużytego powietrza. Utrata powietrza daje się tem więcej czuć, im mniejsza jest skrzynia robocza; tem mniejsza musi też być średnica rury ssącej. W skrzyni powyższej (r. 750), działały jednocześnie 3 rury 90 *mm* szerokie, a przytem fundament nie osiadał się nagle. Ze względu na to osiadanie, nie można też używać wydmuchu, dopóki fundament jest zawieszony, bo łatwo uszkodzić rusztowanie.

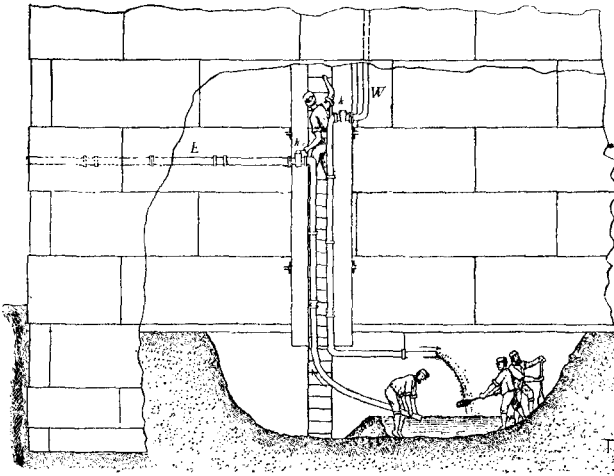
798.



Jeżeli wykop może być wprost rzucany do wody, górny wylot rury ssącej może leżeć pod poziomem zewnętrznej wody, a nawet w małej głębokości pod ziemią, jak przy bulwarze w Antwerpii (r. 798); prąd bowiem wypłukuje odpowiednią wolną przestrzeń. Takie warunki są jednak wyjątkami, a zwykle trzeba podnosić wykop znacznie nad powierzchnię wody, i rzucać go do galarów lub wózków. Z tego powodu bardzo korzystne jest opisane powyżej mięszanie powietrza z wodą. Jeżeli wody brak, można ją doprowadzać z zewnątrz w osobnej rurze (r. 799), ze zbiornika napełnianego pompą (most przez Forth), i również w miarę potrzeby, mięszanie wykopu z wodą może się odbywać w odpowiednim naczyniu. Gdy jednak materiał jest tak spoisty, że nie tylko wzruszany

ale i kruszony być musi od ręki, aby mógł być porywany przez prąd wody i powietrza, wówczas wyciąganie kubłami przez szluzę jest tańsze.

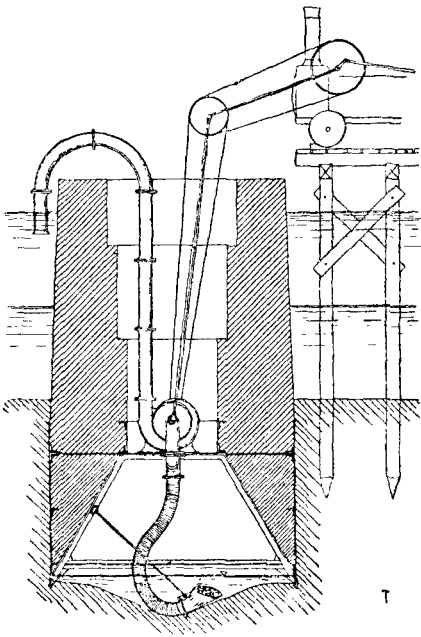
799.



ludzi przenosiło i ustawiało ten przyrząd, a trzeci poruszał kurek. Dzienny wykop dochodził do  $4 m^3$  na jednego robotnika, a dzienne zapuszczanie skrzyni dochodziło do 0,3.

Zamiast wyciągania wykopu prądem wody lub powietrza, zaleca Hoech zastosowanie pompy wirowej, ustawionej w otwartym powietrzu ponad stropem skrzyni roboczej, i poruszanej przez motor

800.



rys. 800 (DB 1883 s. 409). Rura ssąca ma być szczelnie przeprowadzona przez strop, a przesyłka od motora tak urządzona, żeby mogła działać niezależnie od zapuszczania fundamentu, jak wskazuje rysunek.

Cięśnienie zgęszczonego powietrza utrzymuje napełnienie wody i przewodów, bez pomocy wentyli i injektorów. Pompa bagrująca pokonywa słup różnicy stanów wody, zmniejszony o nadwyżkę ciśnienia powietrza. Gdy to ciśnienie się zmniejsza, podnoszony słup wzrasta, a wydajność pompy zmniejsza się także. Pompa przestaje działać, skoro woda w skrzyni opadnie tak nisko, że powietrze wejdzie do ssaka; ale skoro zmniejszy się ciśnienie powietrza, wzmożony się przypływ wody pod ostrzem skrzyni. Ztąd wynika, że ciśnienie powietrza reguluje się samoczynnie według działania pompy i dopływu wody. Gdyby dopływ

wody nie wystarczał do rozrzedzenia wykopu, trzeba doprowadzać wodę z zewnątrz przez osobną rurę, zanurzoną w wodę wewnątrz komory roboczej.

Jeżeli wskutek znacznego ubytku ciśnienia powiększa się dopływ wody, poziom jej wznosi się; zarazem zmniejsza się przestrzeń wypełniona powietrzem, więc wzrasta napowrót ciśnienie i wydajność pompy, i powraca równowaga; wszelako pierwiej z konieczności przyspieszony będzie bieg motora, żeby woda nie zalała komory roboczej.

Autor zaleca wzruszanie wykopu przez robotników, bo to upraszcza ustrój bagrownicy. Główną korzyść upatruje autor w zmniejszeniu ciśnienia powietrza, w porównaniu do zupełnego zrównoważenia ciśnienia wody zewnętrznej, o czym mówiliśmy już na wstępie (str. 498).

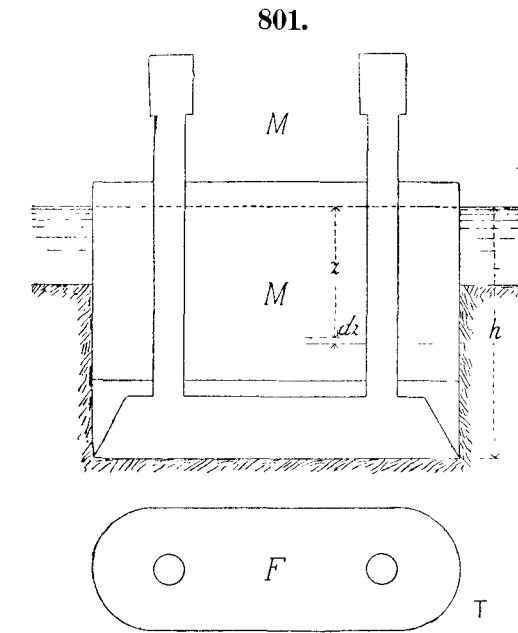
Rozumie się, że pompa wirowa działać będzie dobrze tylko w materyale łątko rozpuszczalnym w wodzie, i odnoszą się do niej zastrzeżenia przytoczone powyżej co do trwałości dmuchawek i przewodów.

**h. Objętość potrzebnego powietrza.** Skoro skrzynia zapuszczona w wodę stanęła na dnie, trzeba z niej wypchnąć wodę. To samo powtórzyć się może w ciągu zapuszczania lub przy końcu, jeżeli powietrze zostało wypuszczone przypadkiem, lub z konieczności. Ze względu na straty wynikające w takim razie z przerwania robót, żądamy zwykle, żeby pompy wykonały tę pracę w ciągu jednej godziny, nawet przy najniższym położeniu skrzyni. Doświadczenie przekonało, że pompy tak obrachowane, wystarczają następnie dla wszystkich innych potrzeb w dalszym ciągu fundowania, albowiem po wypróżnieniu skrzyni, praca pomp zmniejsza się zwykle.

Szczegółowe obrachowanie objętości powietrza i pracy pomp, podaje Brennecke str. 428 i n.<sup>1)</sup> Rachunki te należą do zakresu budowy maszyn, więc powtórzę z nich tylko główne wyniki.

Przestrzeń zamkniętą  $M$ , która ma być wypełniona zgęszczonem powietrzem (r. 801), podzielmy na dwie części:  $M_1$  pod poziomem wody i  $M_2$  nad poziomem wody, który leży na wysokości  $h$  nad ostrzem skrzyni (r. 801)<sup>2)</sup>.

Jeżeli przestrzeń  $M_2$  jest wypełniona powietrzem o ciśnieniu 1 atmosfery, to dla zrównoważenia słupa wody  $h$ , trzeba do niej wprowadzić objętość powietrza  $\frac{h}{10,33} \cdot M_2$  o ciśnieniu



również jednej atmosfery. Natomiast w przestrzeni  $M_1$ , trzeba oprócz ciśnienia wody zrównoważyć także ciśnienie zewnętrzne powietrza; potrzeba więc na to objętości powietrza  $\left(1 + \frac{h}{10,33}\right) M_1$  o ciśnieniu jednej atmosfery. Razem potrzebujemy

$$\frac{h}{10,33} (M_1 + M_2) + M_1 = \frac{hM}{10,33} + M_1$$

<sup>1)</sup> Dawniejsi autorowie: Séjourné An. d. p. ch. 1883. Schmoll v. Eisenwerth Ö. Z. 1877. Oraz inni według wykazu Brenneckeego.

<sup>2)</sup> Znaki 1 i 2 należy dopisać przy  $M$  na rys. 801.

Według znakowania na rys. 801, gdzie  $F$  oznacza powierzchnię rzutu poziomego skrzyni roboczej, a szyby są  $1\text{ m}$  szerokie,

$$M_1 = 2A + 2(h-2)\frac{\pi}{4} = 2F + 1,57(h-2); \quad . . . . . 1.$$

zaś  $M_2$  czyli części szybów, szluzu i rur przewodnich nad wodą, przyjmujemy według oryginału =  $12,84\text{ m}^3$ , a więc

$$M = M_1 + M_2 = 2F + 1,57h + 9,7\text{ m}^3 \quad . . . . . 2.$$

Ze względu na straty w pompach, na nieszczelność skrzyni i przewodów przyjąć należy, że pożyteczny wynik pracy pomp wynosi tylko 50% ich pracy nominalnej; a więc pracę tłoków obrachować należy według objętości powietrza

$$P = 2\left(\frac{hM}{10,33} + M_1\right) \quad . . . . . 3.$$

Pracę  $L$ , której wymaga wypróżnienie skrzyni, podzielić można na:

1. Pracę  $L_1$  potrzebną do zgęszczenia powietrza,
2. „  $L_2$  „ „ wypchnięcia wody ze skrzyni,
3. „  $L_3$  „ „ pokonania oporu który napotyka ustępująca woda w ziemi otaczającej skrzynię, lub na innej drodze.

Co do 1. Przy głębokości pod wodą (Br. str. 263 wartości  $A_4$ ).

$h = 1,0 \quad 4,1 \quad 8,3 \quad 12,4 \quad 16,5 \quad 20,7\text{ m}$ ,

praca potrzebna do zgęszczenia  $1\text{ m}^3$  powietrza wynosi według Gay-Lussaca

$Q_1 = 1121 \quad 5216 \quad 12162 \quad 20550 \quad 30186 \quad 40931\text{ kg. mt.}$

Przy pomocy tych liczb, i zakładając, że ta praca ma być wykonana w ciągu jednej godziny, wyrachujemy

$$L_1 = \frac{Q_1 M}{3600 \cdot 75} = 0,00000741 Q_1 M \text{ k. masz.} \quad . . . . . 4.$$

Co do 2. Oznaczając przez  $\gamma$  ciężar  $1\text{ m}^3$  wody i według znakowania na rys. 801, praca wypychania wody jest

$$Q_2 = \frac{1}{4} \pi \gamma \int_0^{h-2} z \cdot dz + \gamma F \int_{h-2}^h z \cdot dz$$

zład  $L_2 = \frac{Q_2}{3600 \cdot 75} = 0,00291(h-2)^2 + 0,0148 F(h-1) \text{ k. masz.} \quad . . . . . 5.$

Co do 3. Opór w ziemi dokoła skrzyni może być bardzo wielki; dla zmniejszenia oporu spuszczaemy przez szyb rurę do spodu skrzyni, i wyprowadzamy ją na zewnątrz nad poziomem wody, o wysokość odpowiadającą miejscowym wymaganiom (r. 726 szluz); niechaj ona wynosi  $2\text{ m}$ . Wskutek włączania powietrza, woda wypływa przez tę rurę jak przez lewar. Objętość wody jest  $M_1$  według wyrażenia 1, a praca podnoszenia nad poziom wody zewnętrznej  $Q_3 = 2\gamma M_1$ . Zład

$$L_3 = \frac{Q_3}{3600 \cdot 75} = 0,0148 F + 0,0116(h-2) \text{ k. masz.} \quad . . . . . 6.$$

Po wypróżnieniu skrzyni zmniejsza się ciśnienie powietrza, bo odpada opór wynikający z wypychania wody; tracimy jednak powietrze przez:

1. Nieszczelność skrzyni szybów i przewodów.
2. Uchodzenie powietrza pod ostrzem skrzyni, i przewietrzanie jej.
3. Otwieranie szluz.

Co do 1. Przyjmowano dotychczas, że strop skrzyni jest znacznie szczel-

niejszy od ścian bocznych. Było to usprawiedliwione dla dawnego ustroju skrzyń, w którym ściany boczne składały się z szeregu wsporników żelaznych, i z oddzielnie wykonanych brył muru między nimi. Natomiast w skrzyniach zbudowanych według Hersent'a (r. 729), Zschokkego (r. 739), oraz w skrzyniach żelazno-betonowych (r. 746—749), szczelność jest zapewne wszędzie jednakowa, lub nawet w stropie mniejsza niż w ścianach bocznych, bo strop najwięcej się odkształca. Nie znam jednak odnośnych spostrzeżeń z nowszej praktyki, i pozostać muszę przy dawnym założeniu.

Jeżeli  $u$  jest obwód,  $w$  wysokość,  $A$  powierzchnia rzutu poziomego skrzyni; a na  $1 m^2$  stropu i godzinę tracimy  $s_1 m^3$  powietrza, to przez całą powierzchnię skrzyni tracimy  $s_1 (A + auw)$ . Brennecke przyjmuje  $s_1 = 0,17$  a  $\alpha = 10$ . Tracimy powietrze zgęszczone; żeby je wynagrodzić, potrzeba objętości powietrza atmosferycznego

$$S_1 = s_1 (A + auw) \left( 1 + \frac{h}{10,33} \right) m^3 \text{ na godzinę . . . . . 7.}$$

Należy przytem zauważyć, że jeżeli miejsce nieszczelne leży na wysokości  $y$  nad ostrzem skrzyni, to wewnątrz mamy ciśnienie  $h$ , zewnątrz  $h - y$ , a więc powietrze uchodzi pod ciśnieniem  $y$ . Szpara jest przeto tem szkodliwsza, im wyżej leży.

Co do 2. Strata pod ostrzem skrzyni zależy od przepuszczalności pokładu ziemi. Strata jednostkowa  $s_2$ , zmienia się w granicach od iltu do piasku, od 1 do  $3 m^3$  na  $1 m$  długości ostrza i godzinę. Potrzeba więc dostarczyć powietrza atmosferycznego

$$S_2 = s_2 u \left( 1 + \frac{h}{10,33} \right) . . . . . 8.$$

Co do 3. Strata przez szluzy jest mała, i w stosunku do poprzednich może być pominięta przy wielkich skrzyniach. Przy małych zaś, tj. niżej  $30 m^2$  rzutu poziomego, można ją rachować według

$$S_3 = 3 n \left( 1 + \frac{h}{10,33} \right) . . . . . 9.$$

gdzie  $n$  oznacza liczbę szluz. Zwykle zaś przy tak małym fundamencie  $n = 1$ .

Według powyższego zatem, objętość powietrza potrzebna podczas zapuszczania na 1 godz., w metrach sześciennych, o ciśnieniu 1 atmosfery, jest

$$S = S_1 + S_2 + S_3 . . . . . 10.$$

W pokładzie nieprzepuszczalnym może być  $s_2 = 0$ ; jeżeli przytem wartości  $A$   $u$  i  $h$  są małe, pamiętać należy, że  $S = S_1 + S_3$  zaspokoić powinno potrzeby oddychania; albo raczej wystarczyć do należytego rozrzedzenia szkodliwych gazów wytwarzanych przy oddychaniu, a głównie kwasu węglowego. Ta objętość powietrza wynosi  $20 m^3$  na głowę i godzinę, i tę dostarczyć powinien motor rezerwowy, w razie uszkodzenia motoru głównego (Br. 1906 s. 437).

Załączona na str. 573 tabela, jest skróceniem tabeli II podanej przez Brenneckiego na str. 436 jego książki. Stosownie do powyższych uwag, podane w niej wartości  $L$  i  $P$  będą w wielu przypadkach za wielkie, mianowicie dla wielkich skrzyń.

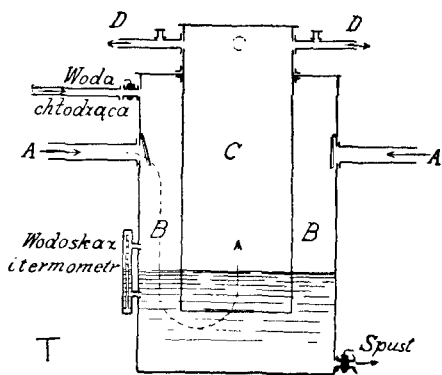
Dostarczane powietrze powinno być o ile możności czyste i chłodne, o czem była mowa na str. 499 (warunek 6). Przez zgęszczanie powietrze się rozgrzewa; żeby je chłodzić, wstrzykiwać należy czystą zimną wodę do cylindrów, albo chłodzić cylindry od zewnątrz. Do tego zaś użyć można mniej czystej wody.

h m	A = 30 m <sup>2</sup>				A = 60 m <sup>2</sup>				A = 90 m <sup>2</sup>				u = 29 m w = 2 m
	L koni masz.	P	S	Σ <sub>1</sub> + Σ <sub>2</sub>	L koni masz.	P	S	Σ <sub>1</sub> + Σ <sub>2</sub>	L koni masz.	P	S	Σ <sub>1</sub> + Σ <sub>2</sub>	
2,1	2,0	150	147	96	4,1	294	200	132	5,5	438	275	182	
4,1	3,9	185	171	112	6,7	335	233	154	11,0	523	322	213	
8,3	9,8	257	220	144	17,3	488	300	198	24,8	704	413	274	
12,4	17,0	328	269	176	29,1	631	369	242	41,1	895	503	334	
16,4	25,7	399	318	207	43,2	782	434	286	60,4	1094	597	395	
20,7	36,9	471	367	239	60,1	948	500	330	83,1	1308	689	456	

Pod Williamsburgiem (r. 753) zanurzano rurę przewodnią na wielkiej długości w rzece, i ochładzano w ten sposób powietrze z 32°C na 25°. W naszym klimacie potrzeba niższej temperatury, i można ją otrzymać w ten sam sposób, przy sprzyjających warunkach.

Za pomocą małego zbiornika B według rys. 802, można powietrze otrzymane z pomp oczyszczać, chłodzić i rozdzielać w różnych kierunkach, (Zschokke r. 77). Powietrze wstępuje przez wyloty rur A A<sub>1</sub> . . ., przedostaje się przez wodę spodem do środkowego bębna C i odpływa rurami D. W ten sposób oddziela się z powietrza kurz, i oddziela się woda, która przybyła z pomp. Przy pomocy pompy ręcznej i kurków wskazanych na rysunku, można odmienić wodę w zbiorniku B.

802.



**i. Oświetlenie i telefon.** Przed ulepszeniem światła elektrycznego, używano do oświetlenia skrzyni roboczej świec stearynowych lub woskowych, oraz gazu świetlnego. Żaden z tych środków nie odpowiadał potrzebom zdrowotnym, bo w zgęszczonym

powietrzu tworzyło się dużo sadzy. Oświetlenie olejami, było zupełnie niemożliwe. Obecnie powinny być wyłącznie używane elektryczne lampy żarowe; i to bez względu na rozmiary fundamentu, skoro w każdym razie niezbędna jest siła motoru dla dostarczenia zgęszczonego powietrza. Ten motor należy zatem odpowiednio wzmocnić.

Co do potrzebnej liczby lamp niema dotychczas sprawozdań z praktyki. Zapewne wystarczą one w odstępach około 5 m, pod warunkiem że będą umieszczone na długich drutach i przenośne, żeby pozwalały silnie oświetlić dowolny punkt ostrza skrzyni. Nadto zależeć będzie liczba lamp od rodzaju wykonywanej roboty.

Do bezpieczeństwa i dobrego postępu robót, przyczynia się w wysokim stopniu łatwość porozumiewania się z robotnikami pracującymi w zgęszczonym



powietrzu. W tym celu powinny być zaprowadzone odpowiednie połączenia telefoniczne.

**k. Wypełnienie skrzyni roboczej.** Przy tej robocie dbać musimy przede wszystkim o dobre podparcie stropu, żeby ciężar budowy rozłożony został jednostajnie na całą powierzchnię fundamentu, a nie skupiał się na wspornikach, i na obwodzie skrzyni. Przytem wypełnienie powinno być szczelne, żeby nigdzie nie mogły powstać długie szczeliny, które po wypuszczeniu powietrza wypełniłaby woda.

Obok powyższych wymagań pamiętać trzeba, że praca w zgęszczonym powietrzu jest nurząca; należy więc zarządzić wszelkie możliwe ułatwienia dla robotników.

Ubijanie betonu łatwiejsze jest niż murowanie; wszelako beton daje zwykle mniejszą szczelność niż mur (Brennecke). Musi on być ubijany w poziomych warstwach, a im większy fundament, tem większe będą różnice wieku na zetknięciu warstw kolejnych. Przytem beton jest tylko w takim razie mięszaniną jednostajną, jeżeli był spuszczały do skrzyni roboczej w naczyniu ( str. 213); beton rzucany z betonierki, powinien być w skrzyni ponownie mięszany. Ubijanie betonu jest tem trudniejsze, im mniej wolnego miejsca; spód skrzyni może być przeto wypełniony betonem, a wierzch murem. Mur należy wykonywać w małych pasach poprzecznych, a w szparach między nimi ubijać beton.

Poruszanie wielkich kamieni w zgęszczonym powietrzu jest mozolne, należy więc używać kamieni małych, najlepiej dobrych cegieł. Drobne odłamy potrzebne do wypełniania szpar, należy tłuc na zewnątrz w otwartem powietrzu. Kamienie spuszczać można w kubłach, lub w szluzie Zschokkego (r. 787), cegły w ciasnej rynnie drewnianej łamanej w zygzak, podsypując piasek pod dolny wylot.

Zaprawę należy wprowadzać do szluzy w naczyniu zamkniętem, i w tem samym naczyniu spuszczać ją na dół, żeby zmniejszyć zetknięcie zaprawy z gorącym powietrzem w szluzie, i uniknąć wysychania zaprawy. Przy tych ostrożnościach, mur wykonany w zgęszczonym powietrzu i wydajność pracy robotnika, nie są gorsze niż w powietrzu otwartem (Zschokke).

Pod samym stropem skrzyni, dokładne wypełnienie jest najtrudniejsze. Tu najlepiej wypełnić resztę przestrzeni zaprawą, a w niej utykać małe odłamy kamieni lub cegieł; albo też wybić tę przestrzeń betonem, jeżeli jest pod ręką.

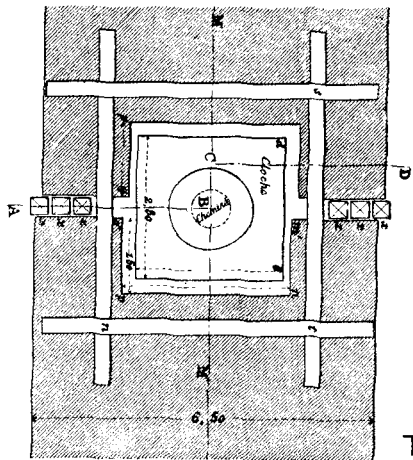
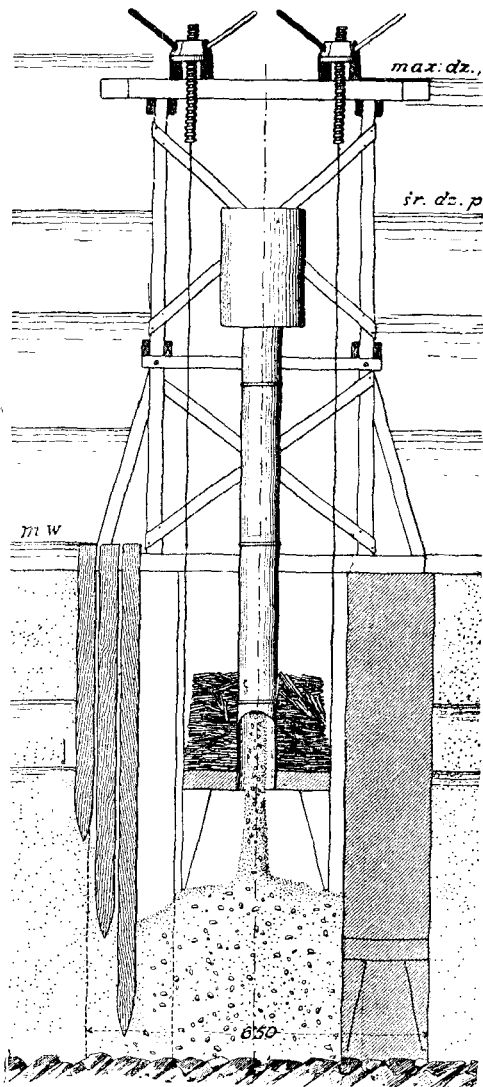
Woda potrzebna do murowania, znajduje się w pokładzie przepuszczalnym w małej głębokości niżej ostrza skrzyni. Jeżeli zaś niekiedy leży głębiej, z powodu wielkiego ciśnienia powietrza, można wykonać małą studzienkę. W pokładzie nieprzepuszczalnym, wodę dostawiać trzeba z zewnątrz. W tym celu spuszcza się do skrzyni rurę od gazu zamykaną kurkami u góry i u dołu, i tłoczy się do niej wodę pompą ręczną.

Niektórzy autorowie zalecali wypełnianie skrzyni piaskiem. W razie konieczności mogłoby to być cierpiane tylko u spodu skrzyni, a nigdy pod stropem. Tu dla dobrego podparcia, potrzebny jest dobry mur.

**l. Szczelne łączenie częściowych fundamentów.** O ile głębokość fundowania nie jest zbyt wielka, odstępy między sąsiednimi fundamentami mogą być wypełnione w ten sam sposób, jak odstępy między studniami prostokątnymi (l. 35 e). Jednakże w ciasnej przestrzeni bagrowanie postępuje powoli, a beton podwodny nie daje dostatecznej pewności co do dokładnego wypełnienia prze-

803.

Przekrój A-B-C-D



strzeni, i szczelności połączenia. Potrzebne jest zatem wykonanie betonu lub muru na sucho, a do tego posłużyć może postępowanie pomysłu Zschokkego, zastosowane po raz pierwszy w roku 1879 w porcie St. Mało rysunek 803 (AP 1883 I s. 17, także Zschokke s. 348/9).

Zapuszczono tam 32 skrzyń, długich 17 do 25 m, szerokich 6,5 m. Odstępy ich wynosiły po 0,4, ale nadto w sąsiednich ścianach poprzecznych wykonano wpusty prostokątne  $3,2 \times 1,5$ . W ten sposób powstały między sąsiednimi skrzyniami szyby  $3,2 \times 3,4$ , a w obec zboczeń jakie się okazały przy zapuszczaniu fundamentów, można było zapuszczać w te szyby małe skrzynie 2,8 w kwadrat, i wypełnić szyby przy pomocy zgęszczonego powietrza. Przedtem jednak w częściach odstępów 0,4 szerokich bito pale, żeby powstrzymać napływ zewnętrznej ziemi do środka.

Skrzynia była podczas roboty bezustannie zawieszona na rusztowaniu, a to oparte było na obu gotowych fundamentach. Podczas zapuszczania skrzyni pod tymczasowym obciążeniem, wybierano ziemię z szybu; a skoro osiągnięto podstawy fundamentów, wypełniano szyb betonem ubijanym wewnątrz skrzyni, podnosząc ją stopniowo w górę, i zdejmując obciążenie w miarę potrzeby.

Żeby wypełnić przestrzeń między ścianami skrzyni i szybu, wypychano beton pod ostrzem na zewnątrz, przyciskając go do muru; przytem poziom betonu utrzymywano 0,2 do 0,3 wyżej ostrza. Uchodzenie nadmiaru powietrza pod ostrzem należało koniecznie usunąć, bo objętość wody zamkniętej w szybie była stosunkowo mała; z tego powodu bańki powietrza wywoływały falowanie wody, a ta wzruszała beton i psuła go. Ustawiono zatem wewnątrz skrzyni wzdłuż ścian

kilka rur, spuszczo je prawie do poziomu ostrza, tuż pod stropem wyprowadzono je na zewnątrz, i zamknięto kurkami. Przez te rury wypuszczano nadmiar powietrza, otwierając częściowo kurki w miarę potrzeby.

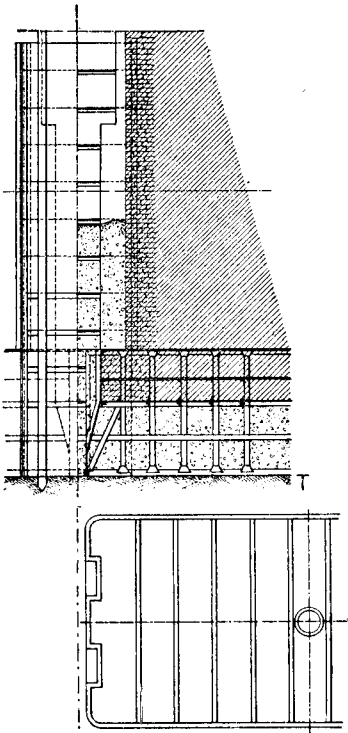
Przekonano się przytem, że podnoszenie skrzyni nie powinno być przywane, lecz nieustanne, i o ile możności równomierne z podnoszeniem powierzchni betonu.

Przy łączeniu bardzo szerokich fundamentów trzeba wykonać dwa szyby; a po wypełnieniu ich, przestrzeń między nimi pozostałą można wymurować na sucho.

Powyższego postępowania używano następnie w latach 1881 do 84, przy fundowaniu szluz komorowych dla kanalizacji dolnej Sekwany. Fundamenty te są zapuszczone aż do kredy, do głębokości 6 do 12 m pod korytem rzeki.

Hersent zmienił je przy szluzie pod St. Aubin o tyle, że ostrza skrzyń sąsiednich, zbliżone do siebie na 0,4, wykonał prosto bez wspomnianych wpustów tworzących szyb, a dopiero ku górze powiększał stopniowo ten odstęp (r. 804).

804.



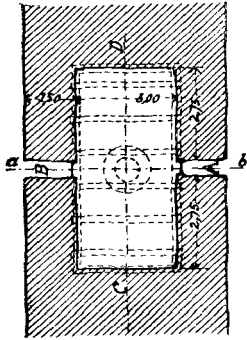
Szyb dochodził zatem tylko do stropu skrzyń; ale po zapuszczeniu ich był już prawie pusty, bo skrzynie zabierały ziemię podczas zapuszczania. Betonowanie tego szybu wykonał pod wodą, przy pomocy zwyczajnych skrzynek spuszczanych na windzie; przez co zmniejszył znacznie dokładność wykonania i szczelność połączenia.

Postępowanie według rys. 803 było w porcie St. Malo przypadkowo sprawdzone, albowiem dla wykonania robót dodatkowych, jedno z połączeń musiało być od strony lądu odkopane. Znalaziono wówczas beton dobrze związany z murem, i połączenie fundamentów zupełnie szczelne. Podczas budowy jednak, postępowanie to nie daje naocznego przekonania co do dokładności zetknięcia i związania betonu z murami; przytem wymaga robotników bardzo zręcznych, i zupełnie oswojonych z pracą w zgęszczonem powietrzu. Jeżeli więc szczelność połączenia jest konieczna, można ją osiągnąć innym sposobem (r. 805), który również opisuje Zschokke (st. 350). Zakłada on, że sąsiednie fundamenty mają płaszcze blaszane, wystające nad wodę, i składające się od strony szybu z wąskich blach poziomych, łatwych do rozbierania; a więc zapewne łączo-

nych na śruby. Mamy zatem szyb żelazny, a w szparach *A* i *B*, przy ścianach szybu, są umocowane 4 kątowniki. Służą one do wsunięcia dwóch blach, które zamknięte być mają szpary aż do gruntu. Po tem przygotowaniu, zamykamy wierzch szybu szczelną żelazną pokrywą, osadzamy w niej szluzę, i przy pomocy zgęszczonego powietrza wypróżniamy szyb tak głęboko jak sięgają blachy przy *A* i *B*, tj. do powierzchni gruntu. Przytem obciążać trzeba pokrywę w miarę ciśnienia powietrza, a blachy w szparach *A* i *B* uszczelniać w miarę potrzeby. Przy pogłębianiu szybu niżej tych blach, szpary mają być zamykane za pomocą bru-

sów drewnianych pobijanych pionowo za wspomnianymi kątownikami i uszczelnianych gliną, podobnie jak przy zwyczajnej drewnianej oprawie szybów (r. 383). Skoro wykop szybu został wykonany do podstawy obu fundamentów, rozpoczyna

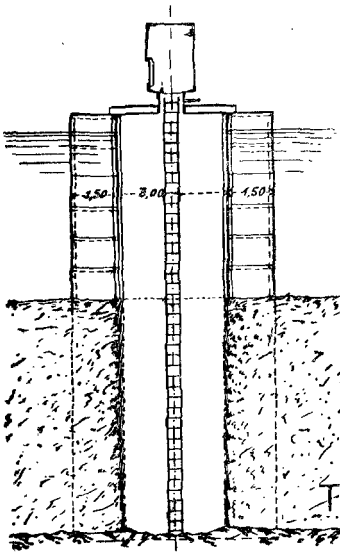
805.



się zdejmowanie płaszczy ze ścian C i D, co ułatwione jest przez opisany powyżej ich ustrój. W miarę zdejmowania tych blach, mur szybu może być dokładnie związany z murem obu fundamentów.

Ten sam autor podaje nadto inne sposoby szczelnego łączenia szerokich fundamentów; odpowiadają one jednak wyjątkowym warunkom, i dla tego pomijam je, odsyłając czytelnika do oryginału.

Brennecke (1906) opisuje na str. 502/3 dwa sposoby szczelnego łączenia skrzyń drewnianych, zapuszczonych sposobem pneumatycznym, zastosowane w Nowym Yorku.



**m. Skrzynia robocza jako dzwon.** Przy opisanym powyżej sposobie fundowania, skrzynia robocza jest stracona. Wartość skrzyni jest tem większa, im większe są poziome wymiary fundamentu, a obciążenie kosztorysu budowy przez utratę skrzyni ma tem większe znaczenie, im mniej głęboko ma być zapuszczony fundament.

Nadto, przy małej głębokości fundowania nie jest obojętnem, że fundament jest bryłą nie jednorodną, że po dłuższym szeregu lat skrzynia podlega może zniszczeniu, o ile była wykonana z żelaza; zmniejsza się zatem trwałość fundamentu.

Skoro więc zważymy, że zachowując pewne ostrożności (str. 574) murować można wewnątrz skrzyni tak jak w otwartym powietrzu, nasuwa się myśl wykonania całego fundamentu w powietrzu zgęszczonem, przy pomocy stopniowego podnoszenia skrzyni. W tym celu, mur wznoszony na stropie, zamienić trzeba na obciążenie tymczasowe, które po ukończonem zapuszczaniu może być stopniowo zmniejszane; dalsze zaś ułatwienie podnoszenia otrzymujemy przy małej skrzyni, przez zawieszenie jej na rusztowaniu, przy wielkiej zaś przez podpieranie stropu, lub przez siłę wynurzenia przyczepionych do niej pływaków.

W ten sposób zamieniamy skrzynię roboczą na dzwon. To urządzenie widzieliśmy już przy łączeniu sąsiednich części fundamentów (r. 803), a teraz mówić mamy o zastosowaniu tegoż do wykonania całego fundamentu.

Według sprawozdania w czasopiśmie austr. inżyn. 1898 str. 513, inżynier Fleur-St. Denis miał już myśl powyższą podczas fundowania mostu na Renie pod Kehl (1859), ale pośpiech budowy nie pozwalał mu przeprowadzić zmiany pierwotnego projektu. Według Brenneckiego (1906 st. 482), inżynier Lüders fundował w ten sposób pierwszy raz most w Kopenhadze (1868); we Francji zaś pierwszy Montagnier zastosował go do fundowania mostu na rzece Dordogne pod Garrit (1880), a potem do innych fundamentów. Od tego czasu, fundo-

wanie pod dzwonem (n. Glockenfundirung) rozpowszechniło i udoskonało się głównie przy budowlach portowych morskich; zajmują one bowiem wielkie powierzchnie, a fundowane bywają pośród wielkiej głębokości wody, z małą głębokością zapuszczania; znaczniejsze zaś pogłębienia portów, wykonywane bywają przedtem za pomocą bagrowania.

Najważniejsze ulepszenia ustroju i postępowania ze skrzynią dzwonową są pomysłami prof. Zschokkego. Według niego rozróżniamy następujące przypadki (Druckluftgründungen 1906 s. 354):

1. Dzwony zawieszono i przesuwano przy pomocy stałych rusztowań. Rusztowania zaś oparte być mogą:

- a) na palach,
- b) na pływakach zatapiających.

2. Dzwony ruchome zawieszono na statkach.

3. Dzwony bez zawieszenia, pływające samodzielnie.

Postępując za wymienionym autorem (s. 353—376) opiszemy w dalszym ciągu z wielkim skróceniem, urządzenia odpowiednie do mniejszych rozmiarów, które tak jak były, lub z odpowiednimi zmianami, przydatne być mogą do fundowania pośród rzek, a mianowicie filarów mostów, szluz, bulwarów i podłoży jazów. Należą one przeważnie do 1. 1 i 2.

1 a) Stałe rusztowanie na palach. Podobnie jak przy fundowaniu ze skrzynią straconą (r. 755—757), rusztowanie składa się z dwóch pięter. Dolne służy do ustawienia przyrządów i maszyn, oraz do robót pomocniczych; górne trzyma wieszary, potrzebne do zapuszczania i podnoszenia dzwona.

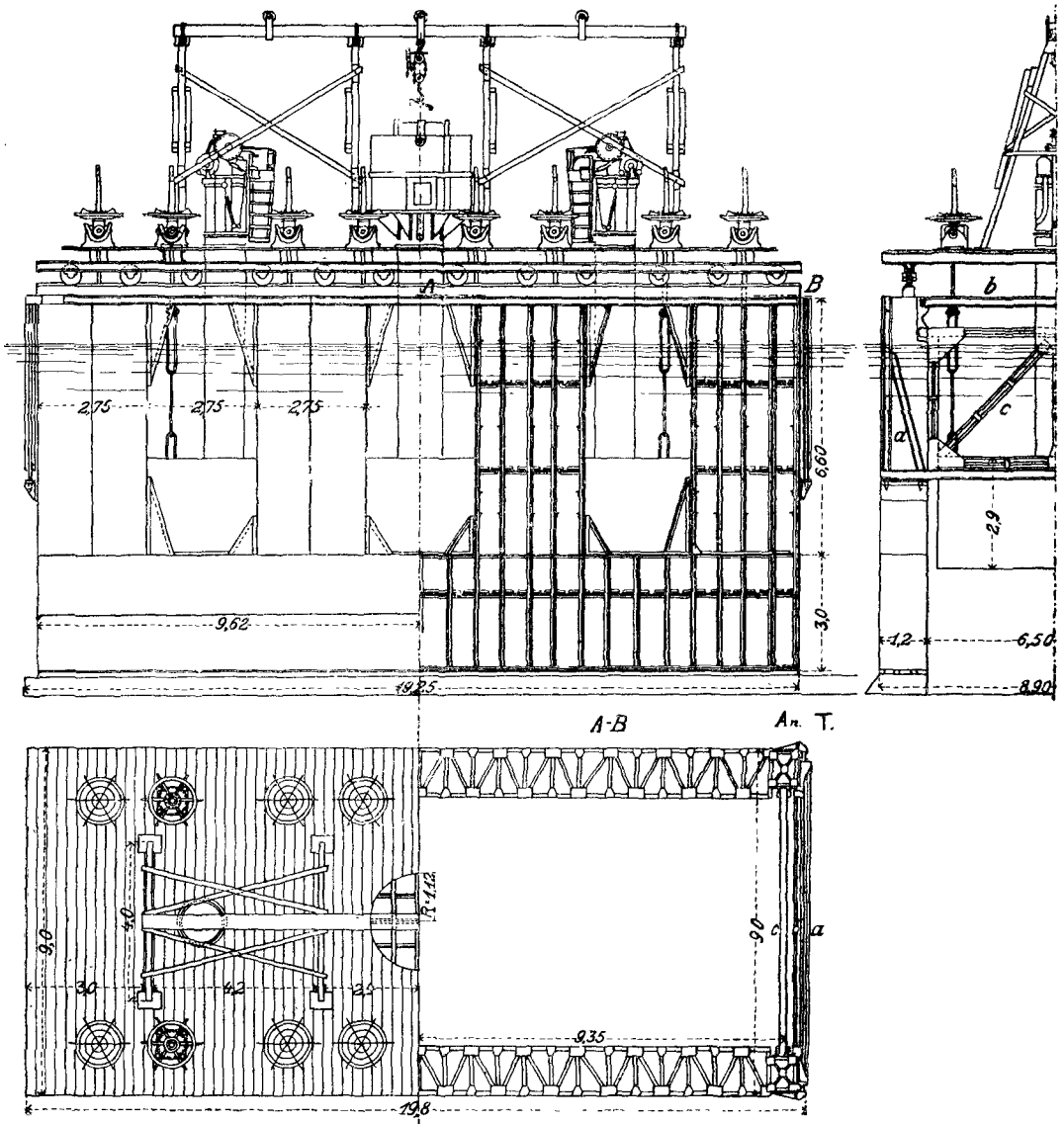
Chodzi tu zwykle o wykonanie budowli bardzo długich, o małej stosunkowo szerokości, jak bulwar lub podłoże jazu; górna więc część rusztowania przesuwa się po torze ułożonym na dolnej części. Ten tor leży nieco nad poziomem wielkiej wody w rzece, albo nad falą dziennego przypływu morza. Ruchome zaś rusztowanie musi być tak wysokie, żeby dolna krawędź dzwona mogła być zawsze podniesiona nad wodę, czyli również do powyższego poziomu. Ciężar ruchomego rusztowania rozłożony być musi na tak wielką liczbę kół, żeby obciążenia ich nie przekraczały wytrzymałości rusztowania stałego.

Dla silnicy wodociągów miasta Beznau w Szwajcaryi, fundowano w poprzek rzeki Aary jaz stawidłowy, z 7 otworów po 15 m. Wszystkie jego części, tj. podłoże przyczółki i filary, fundowane były w jednej skrzyni dzwonowej, przesuwanej na rusztowaniu. Przytem przecinano pokład żwiru, i opierano fundament na skale, która po części musiała być rozsadzana. Mury wykonywano w skrzyni do poziomu średniej wody. Rusztowanie stałe składało się z dwóch części podłużnych po obu stronach jazu. Na jednej z nich ułożono tor dla przewozu materyałów, a na obu leżały szyny dla wozu unoszącego dzwon. Rysunku tego rusztowania nie mogłem znaleźć; budowę wykonał Zschokke.

1 b) Rusztowania na pływakach zatapiających. Gdy budowla ma być fundowana na skale lub na narzucie kamiennym, wykonanie stałego rusztowania jest bardzo trudne i kosztowne. Zawieszenie na statkach prowadzi do celu tylko o tyle, o ile umiemy nadać statkom zupełnie stałe położenie; a to trudne jest wobec fal morskich. W takich warunkach wykonano część bulwarów przy powiększeniu portu w Marsylii. Naczelna rada dróg i mostów w Pa-

ryżu, postawiła przedsiębiorcy warunek, że fundamenty mają być jednolite, bez żadnych zamurowanych części żelaznych; nieodzownym więc było zastosowanie skrzyń dzwonowych. Przy pierwszej części robót, które leżały pod zasłoną zewnętrzną tamy portowej, prof. Zschokke, wówczas przedsiębiorca, używał skrzyń zawieszonych na statkach. Skoro jednak w dalszym ciągu, przedłużenie tej tamy

806.



spóźniło się, nowe roboty utraciły zasłonę, i zastosowanie statków stało się niemożliwe, nawet przy małym wzburzeniu morza. Potrzeba też było obmyśleć sposób dowożenia materiałów budowlanych drogą suchą od lądu.

Prof. Zschokke zastosował więc (1901—1903) rusztowanie własnego pomysłu, przedstawione na rys. 806 (AP 1903 IV). Jest ono oparte na dwóch szelnie wykonanych blaszanych skrzyniach, o przekroju wysokiego prostokąta 1,2/3,0,

długich 19,25 m. Na każdej wznoszą się cztery otwarte szyby, o przekroju 1,20/2,75, wysokie 6,60. Szyby stojące na jednej skrzyni, są u góry połączone poziomą belką kratową, która przenosi uderzenia fali na połączenia poprzeczne obu części rusztowania, oraz rozkłada je na wszystkie pionowe żebra kratowe umieszczone w szymbach.


Sprawozdawca podnosi jednak, że ściany te nie były dosyć sztywne, i podczas burzy doznawały licznych uszkodzeń. Potrzebne były zatem dalsze dwie lub trzy belki kratowe, w innych poziomach.

Na szymbach leżą drewniane podłużnice, a na nich szyny dla wozu. Skrzynie wraz z szymbami tworzą ściany 9,6 m wysokie, które mogą pływać każda osobno, w położeniu pionowym. Skoro skrzynie są napełnione wodą a szyby puste, ściana zanurza się 6,5. Szyby są przedzielone od skrzyń płaszczyznami z brusów drewnianych, z małymi otworami; te brusy hamują nagłe ruchy wody tworzącej balast skrzyni, i powiększają przez to stateczność ściany w kierunku podłużnym.

Wypróżnianie szymbów w celu podnoszenia rusztowania, odbywa się za pomocą pompy wirowej, która ssie wodę ze spodu skrzyni, między środkowymi szymbami. Pompa ta nie jest przedstawiona na rysunku, a poruszana była elektrycznością z lądu, tak jak wyciągi w szluzach.

Dla napełniania szymbów przy zapuszczaniu rusztowania na dno morza, otwierano klapkę w jednej ze ścian każdej skrzyni.

Poprzeczne połączenie obu ścian w płaszczyźnie pionowej, znajduje się na obu końcach, i widoczne jest z rysunku. Składa się ono ze sztywni *a* umieszczonej na czole, z rozpory *c* umieszczonej wewnątrz, i z górnej belki poprzecznej *b*. Wszystkie te części umocowane są u góry za pomocą śrub, a u dołu stoją na czopach; mogą być zatem łatwo zakładane lub usuwane. Potrzebne były nadto dalsze rozpory tymczasowe. Gdyby przygotowane były dla nich liczne punkty oparcia, możliwe one były nad skrzynią dzwonową między szymbami roboczymi, jakoteż pod skrzynią, przy pomocy gotowego muru. Wreszcie na czas przerwania roboty, możliwe były rozpory w płaszczyźnie stropu roboczej skrzyni dzwonowej.

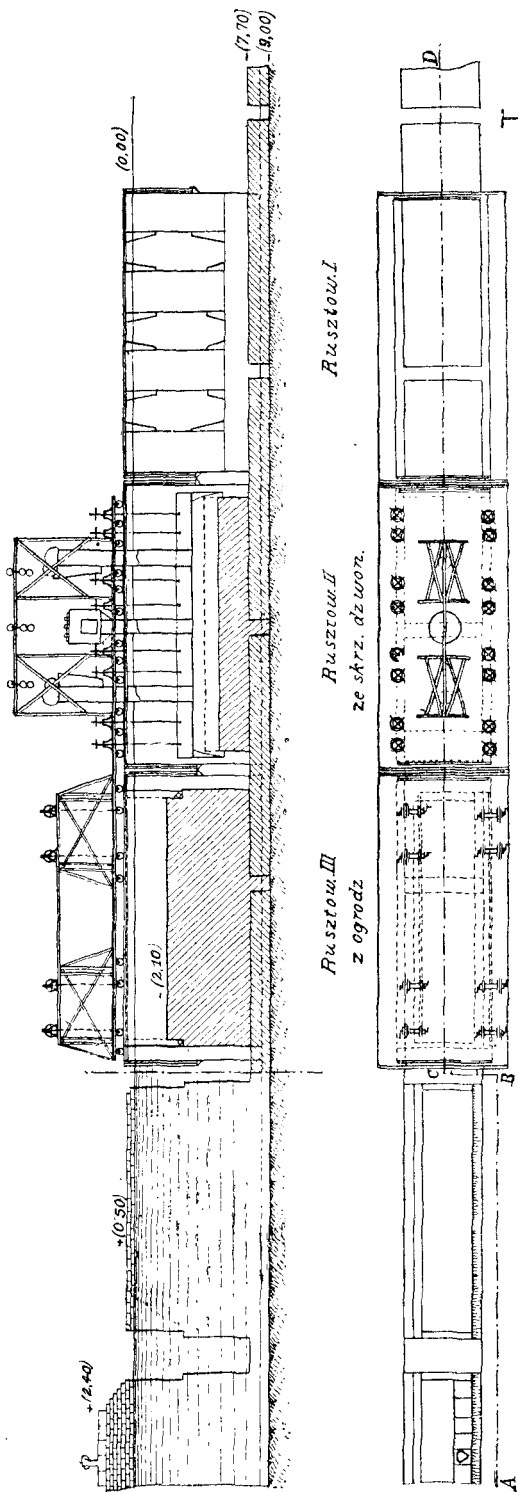
Połączenie obu ścian rusztowania w płaszczyźnie poziomej, tworzy wóz unoszący skrzynię dzwonową, a gdy wozu niema, zakładano w tym celu przekątne z wzorówek .

Opisane rusztowanie waży około 100 tn, nie licząc wozu.

Podstawa fundamentu przygotowana była za pomocą bagrowania do poziomu  $-9,0$ . Następnie ustawiano skrzynię dzwonową samodzielnie pływającą, którą opisujemy w dalszym ciągu (r. 816, 817); w niej wykończano wyrównanie podstawy, wykonywano pierwszą warstwę fundamentu wysoką 1,20 do 1,30 i po obu stronach sypano niskie pasy betonu w poziomie  $-8,7$ , jako podstawy dla skrzyń rusztowania. W tych pasach betonu osadzano poprzeczne progi drewniane, które oznaczały dokładnie przepisany poziom; nadto, na podstawie skrzyń rusztowania przyśrubowane były podłużne brusy drewniane w odstępach po 30 cm, które chroniły blachę od uszkodzeń przez wystające kamienie; brusy te widoczne są na rysunku.

Do powyższych czynności potrzeba było tylko 3 dni; zaś skrzynia zawieszona na rusztowaniu stała na miejscu 2 tygodnie; łatwiej było zatem znaleźć dla skrzyni pływającej czas spokojny; przytem znajdowała się ona ciągle w znaczniejszej głębokości, a więc mniej była wystawiona na uderzenia. Wyprzedzała też znacznie postępujące za nią rusztowania.

807.



Skoro praca przeznaczona do skrzyni pływającej była ukończona, podnoszono skrzynię i przesuwano ją do następnej części fundamentu. Na jej miejsce sprowadzano rusztowanie pływające, i przez zatapianie opierano je na przygotowanych pasach betonu, poczem mógł być na nie wsunięty wóz ze skrzynią dzwonową.

Jednocześnie używano trzech rusztowań. Budowę rozpoczynano od brzegu, żeby dostawiać materiały drogą suchą po gotowym bulwarze. Najdalej od brzegu, po prawej stronie rys. 807 widzimy rusztowanie I, czekające na wóz ze skrzynią dzwonową; najbliższe części pierwszej warstwy fundamentu są już gotowe. Na rusztowaniu II znajduje się wóz, i tu wykonywują w skrzyni dzwonowej część fundamentu od powierzchni pierwszej warstwy, do poziomu  $-2,10$ . Dalszą część, do poziomu  $+0,5$  wykonywują w otwartej skrzyni bez dna, (caisson batardeau), którą unosi wóz stojący na rusztowaniu III, a natychmiast potem kończą czysty mur do poziomu  $+2,40$ , żeby jak najmniej wstrzymywać dowóz materiałów. Jeżeli jednak bulwar był fundowany na narzucie, wówczas zamiast czystego muru układano tymczasowe obciążenie z bloków sztucznych, wynoszące około  $40\text{ tn}$  na  $1\text{ m}$  długości bulwaru (AP. str. 29), żeby przyspieszyć osiadanie narzutu.

Wóz dla skrzyni dzwonowej, której wymiary są  $6,25/18,0$ , toczy się po wspomnianych już szynach rusztowania. Składa się on z dwóch podłużnic i z ośmiu poprzecznic o przekroju podwójnych wzorówek  $\bar{1}$ , usztywnionych przekątnymi. Przekątne są na rysunku opuszczone. Wóz spoczywa na 24 kołach,

których łożyska przytwierdzone są do podłużnic. Podłoga wozu leży w poziomie  $+2,20$ , a na niej i na poprzecznicach, spoczywają łożyska Cardana dla 16 wieszarów trzymających skrzynię dzwonową. Wóz wraz z wieszarami waży około  $31\text{ tn}$ .



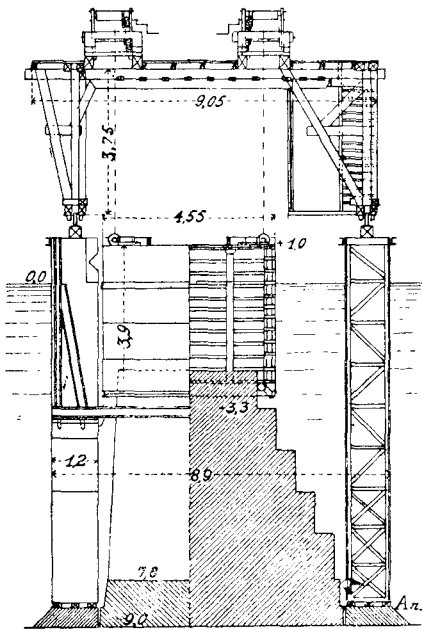
Mur wykonywano warstwami po 1 m wysokości, i w tym samym stosunku skracano wieszary i szyby, tak że szluzy zgadzały się zawsze z poziomem podłogi. Skoro mur wzniósł się do poziomu  $-2,1$ , podnoszono skrzynię i przesuwano ją wraz z wozem na następne rusztowanie. W tym celu przy zetknięciu obu rusztowań musiały być usunięte rozpory wewnętrzne  $c$ , i górne belki poprzeczne  $b$  (r. 806). Chwilowo zatem, wiązanie poprzeczne składało się tylko ze sztywni zewnętrznych  $a$ , a skrzynia dzwonowa wzniesiona była tak wysoko, że przechodziła nad dolną belką poziomą tych sztywni. Ustrój skrzyni dzwonowej nie różni się od innych (r. 811).

Przy wzburzeniu morza, robota doznawała często dłuższej przerwy. Wówczas wypuszczano ze skrzyni powietrze, a ciężar jej wynoszący wraz z obciążeniem stropu 321  $tn$ , mógł być w miarę potrzeby za pomocą wieszarów przeniesiony na rusztowanie, i zabezpieczał je od przesunięcia. Skoro zaś skrzynia robocza wypełniona była powietrzem, ważyła tylko 27  $tn$ , i tylko ten ciężar należało przesunąć z jednego rusztowania na drugie; przytem balast leżący na stropie, nie wychodził z wody. Gdyby cały fundament miał być wykonany w tej samej skrzyni, należałoby dla przesuwania zdejmować balast po wykonaniu każdej części fundamentu, co kosztowałoby dużo czasu i pieniędzy. Powtórnie, wóz musiałby być znacznie wyższy, co zmniejszyłoby jego stateczność. Z tych powodów, i ze względu, że długość bulwaru wymagająca powyższego sposobu wykonania wynosiła prawie 2 kilometry, przedsiębiorca wolał zbudować skrzynię bez dna, a dla niej trzecie rusztowanie, i w tej skrzyni jak w grodzach, wykonywał osobno części muru leżące nad poziomem  $-2,1$ .

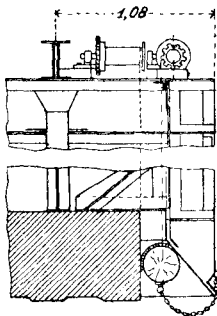
Ustrój tych grodzki przedstawia rysunek 808. (AP 1903 IV tb. 39). Wymiary skrzyni są 17,35/4,55/3,90. Składa się ona ze ściany blaszanej, która opiera się na powierzchni gotowego muru za pomocą podstawionych podpór, i obejmuje mur z odstępem około 20  $cm$ . Do dolnego brzegu ściany przytwierdzona jest pochyła blacha, która wraz z boczną ścianą muru tworzy kąt przydatny do uszczelnienia, i zamknięcia

przystępu wody do przestrzeni objętej grodzami. Uszczelnienie wykonane jest za pomocą okrągłaka drzewa okręconego plecionką z konopi, i okrytego płótnem żaglowym. Był on ciągnięty w górę za pomocą łańcuchów nawijanych na małych wałkach, umieszczonych na wierzchu grodzki. Po naprężeniu łańcuchów, pokrywano okrągłak z wierzchu warstwą zaprawy z szybko wiążącego cementu.

808.



T



Do tej czynności używano nurka; ale można ją również wykonać odpowiednim małym lejkiem. Po upływie dwóch godzin wypompowano wodę, rozpierając jednocześnie ściany grodzy; potem murowano dalej, zamieniając dawne rozpieracze na nowe oparte o mur, przytem wymieniano podpory osadzając je coraz wyżej.

Ciążar grodzy wynosił 35 *tn*, ale dla bezpieczeństwa w obec burzy był za mały. Zaszedł też przypadek zerwania grodzy wraz z częścią muru. Odtąd stawiano na grodzach słupy podpierające strop wozu, i ciężar jego przenoszono na grodze.

Wóz unoszący grodze miał pokład wzniesiony do poziomu +6,0, a na nim 8 wind zwyczajnych; zaś według tekstu sprawozdania były nadto 4 wieżary z łożyskami Cardana, których niema na rysunku. Wóz ważył z przybarami 43 *tn*.

Skoro ukończono mur do poziomu +0,5, przesuwno wóz na rusztowanie II, (r. 807), o czem była mowa powyżej. Następnie podnoszono rusztowanie III przez wypróżnienie szybów, i rozebrawszy połączenia poprzeczne, każdą ścianę osobno prowadzono na nowe miejsce, przed rusztowaniem I.

Zastosowanie opisanych rusztowań było w tamtejszych warunkach o tyle korzystne, że w porównaniu do pracy w skrzyniach przesuwanych przy zawieszeniu na galarach, przyspieszyło postęp robót o 25<sup>0</sup>/<sub>0</sub>, pomimo bardzo trudnych warunków morskich (str. 62 sprawozdania).

Zamykanie odstępów. Z powyższego postępowania wynikały odstępy między kolejnymi częściami muru (r. 807 z lewej strony). Już w pierwszej warstwie wynosiły one około 0,8, ponieważ pionowe lica muru nie mogły się stykać z pochyłymi ścianami skrzyni dzwonowej. Te odstępy wypełnione zostały przy murowaniu, drugiej warstwy; albowiem według rys. 807, przypadały one mniej więcej na środki rusztowań. Z tego też powodu, przygotowano na powierzchni pierwszej warstwy poprzeczne rynny 0,25 głębokie, i wpuszczano w nie ściany boczne skrzyni wiszącej, żeby utrzymywać wewnętrzny stan wody niżej powierzchni muru.

Uważany odstęp wypełniony wodą, zamykano najprzód z obu stron cienkami murami z cegieł, na cemencie szybko wiążącym, używając do tego nurka. Następnie, o ile fundament stał na gruncie, wypompowano wodę, i murowano; przy fundamentach zaś stojących na narzucie kamiennym, wypompowanie wody nie było możliwe, więc wypełniano odstęp betonem podwodnym.

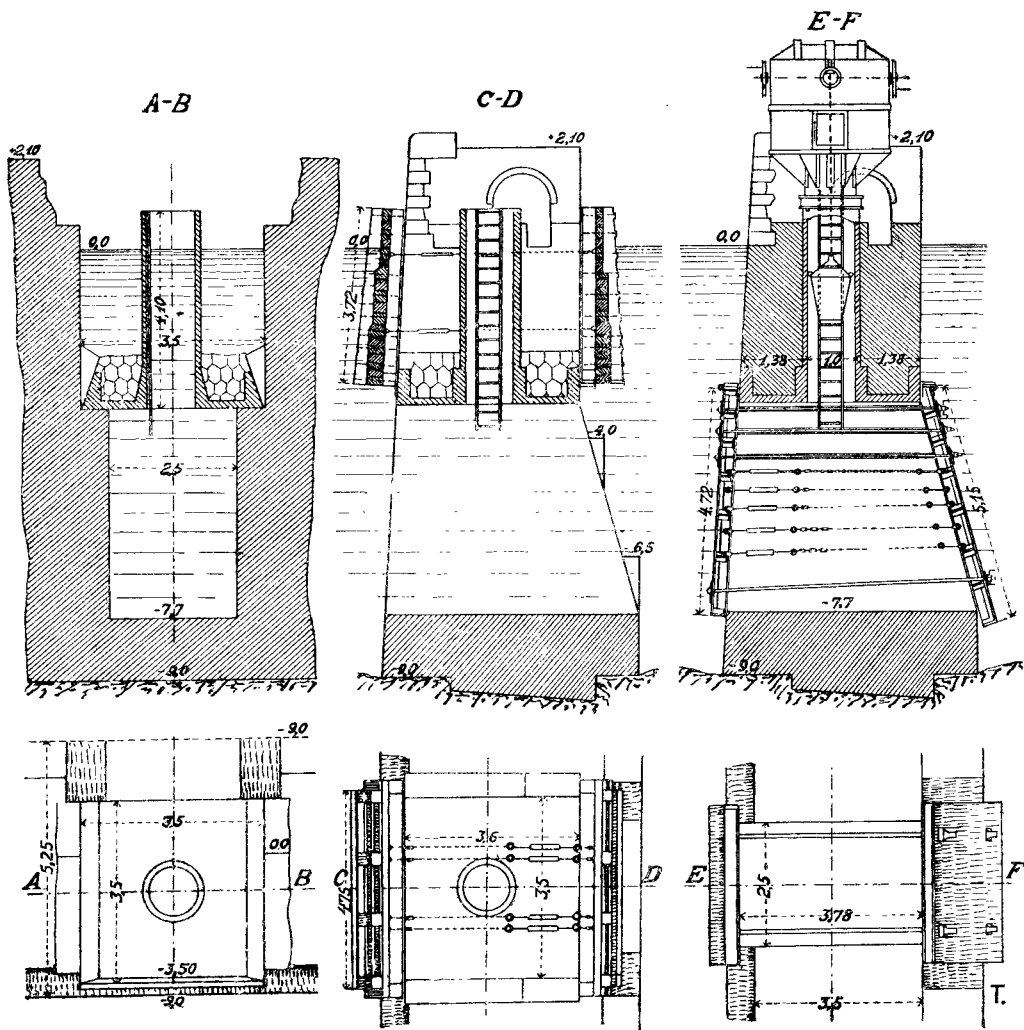
Natomiast nowe odstępy powstawały z różnicy długości rusztowań i skrzyni wiszącej, oraz z miejsca potrzebnego na jej ściany, i na sztywnie poprzeczne *a*, umieszczone na czołach rusztowań (r. 806). Te odstępy wynoszą około 2,50 w poziomie —7,7 a przez odsady z obu stron, powiększane były na 3,5 w poziomie —3,30, ażeby ułatwić czynności około zamykania odstępów.

Na tej odsadzie położono płytę z betonu uzbrojonego (r. 809), na której ustawione były do koła pionowe ścianki 0,75 wysokie, a w środku betonowy szyb 1 *m* szeroki, wznosił się nad powierzchnię wody. Płyta dzieli zatem odstęp na dwie części, górną i dolną. Obie części zamknięto grodzami i uszczelniono przy pomocy nurków. Górną część wyczerpano i wymurowano w otwartem powietrzu, dolną zaś użyto jako skrzynię roboczą, i osadziwszy szluzę powietrzną na wspomnianym szybie, wymurowano ją w zgęszczonem powietrzu.

Według opisu sprawozdawcy (str. 56), uszczelnianie grodzy było mozolne, i zabierało dużo czasu; mianowicie w dolnej części odstepu.

Po dalsze szczegóły odsyłam czytelnika do oryginału; a to ze względu, że tak wielkie trudności jak w porcie Marsylii, nie trafiają się przy robotach śródziemnych. Wynikały one nietylko z niespokojnego morza, ale także z warunku, że cały bulwar miał być jednolitym murem, a nie było dozwolone zastosowanie betonu i zamurowanie żelaza. W przeciwnym bowiem razie, zamykanie odstępów mogło być wykonane za pomocą skrzyni dzwonowej według rys. 803. Szerokość odstępów mogła być jednakowa na całej wysokości; a ponieważ ściany były

809.



gładkie, więc dzwon mógł mieć małą grę, i dokładne wypełnienie odstępów betonem nie przedstawiałyby trudności.

Przytem skrzynię dzwonową można było oprzeć o sąsiednie mury, a zasłonić każdorazowym rusztowaniem III (r. 808), cofając je i ustawiając środkiem na zamykany odstęp. Nie wstrzymałoby to postępu robót, bo według str. 57 sprawozdania, rusztowanie II stało na miejscu przynajmniej dwa tygodnie, a praca w grodach na rusztowaniu III trwała tylko trzy dni.

Można też zupełnie uniknąć odstępów, dzieląc cały mur na  $n$  warstw,

a w każdej warstwie przesuwając skrzynię o  $\frac{1}{n-1}$  jej długości względem położenia w warstwie poprzedniej. Byłoby to powtarzaniem aż do końca tego sposobu, który był zastosowany na poziomie  $-7,70$ . Takie postępowanie wymagałoby jednak bardzo silnych i sztywnych rusztowań, pozwalających na przesuwanie i ustawienie wozu ze skrzynią w dowolnym miejscu, na długości dwóch rusztowań. Ustawivszy trzy rusztowania, możnaby pracować jednocześnie dwiema skrzyniami. Powrócimy do tego przedmiotu w dalszym ciągu.

2. Zawieszenie skrzyni dzwonowej na galarach. Po tem co mówiliśmy poprzednio pod *d*, rusztowanie potrzebne w tym razie nie przedstawia zasadniczo nic nowego. Rys. 810 podaję raczej dla dobrych szczegółów ustroju. Jest to rusztowanie używane w Marsylii przez prof. Zschokkego, do robót wykonywanych pod zasłoną zewnętrznej tamy portu (1898—1901), zanim z konieczności wprowadzono rusztowania na pływakach, opisane powyżej.

Galary o wymiarach 32,8/6,5, z odstępem w świetle 7,2 połączone są dźwigarami Howego. Górna podłoga leży 6 m nad pomostem galarów. Dwa dźwigary umieszczone na tyłach statków, zajmują całą wysokość ustroju; na przodzie zaś, leżą one ponad górną podłogą. Tutaj belki poprzeczne łączące obie części rusztowania są zdejmowane, dla wolnego przejazdu rusztowania nad szluzami skrzyni dzwonowej, gdy jest zatopiona i oparta na dnie. Długość 20,2 pozostała między obiema parami dźwigarów drewnianych, użyta została do ustawienia sześciu dźwigarów żelaznych, w odstępach po 3 m. Łożyska ich leżą na kobylicach, ustawionych na dnie galarów, a podłużnice drewniane podwójne, ułożone na dźwigarach w poziomie górnej podłogi, trzymają łożyska Cardana dla 20 wieszarów unoszących skrzynię. Oryginalne sprawozdanie podaje nadto przekrój podłużny i rzut poziomy (AP. 1903 IV. tb. 36).

W podobnych przypadkach rozważyć należy, czy nie prostrze byłoby zastosowanie promu na słupach, opisanego w rozdziale o studniach żelaznych (s. 479—482), jako przyrządu dającego wielką stateczność, i wypróbowanego w trudnych warunkach morskich. Potrzebny byłby jednak odmienny porządek robót, bo częste przesuwanie i dokładne ustawianie promu trudniejsze jest, niż przesuwanie pływaków lub galarów według Zschokkego; również trudne jest trwałe ustawienie słupów na narzutach kamiennych.

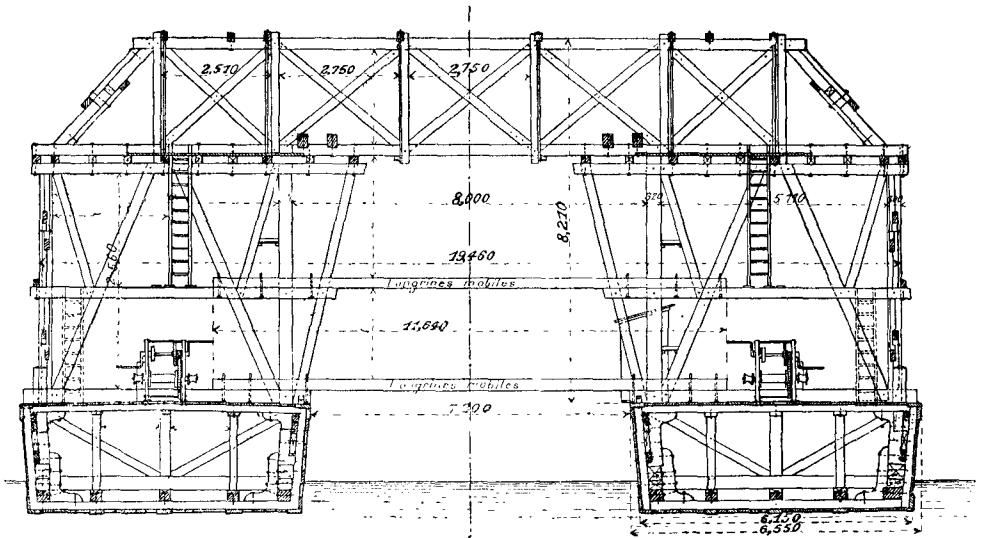
Podstawa fundamentu w poziomie  $-9,0$  przygotowana była przez bagrowanie; poczem galary sprowadzały skrzynię dzwonową, napełnioną powietrzem dla zmniejszenia ciężaru, i opuszczały ją na dno. Jeżeli powierzchnia gruntu była dosyć równa, odczepiano wieszary natychmiast po postawieniu skrzyni; w przeciwnym razie, zatrzymywano je na czas wyrównania gruntu, poczem usuwano galary.

Wewnątrz skrzyni wykonywano pierwszą warstwę około 1,2 wysoką, poczem podnoszono skrzynię, i prowadzono ją na następne stanowisko, jak najbliżej poprzedniego. W ten sposób otrzymywano pierwszą warstwę fundamentu w postaci szeregu brył 17—19 m długich, z odstępami około 1 m. Inna skrzynia podobna do pierwszej, ustawiana środkiem na zostawione odstępki, wypełniała je i kładła drugą warstwę, zachowując szczegóły postępowania opisane na str. 583. W ten sposób pracowały w jednym szeregu cztery skrzynie dzwonowe, i doprowadzały fundament do poziomu  $-1,5$ . Wymiary poziome największej

skrzyni były 20,2/6,7, najmniejszej 18,0/5,4, a wysokość każdej komory roboczej w świetle wewnątrz wynosiła 2,0 m. Jedną z nich przedstawia ogółowo rysunek 811; tak samo były też zbudowane skrzynie zawieszone na rusztowaniach płytowych (r. 806, 807).

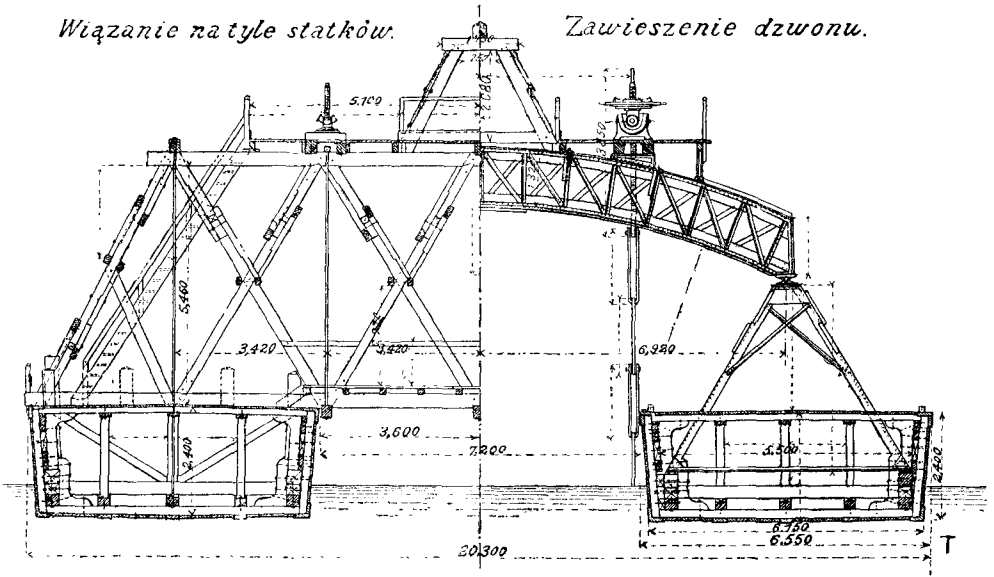
810.

*Wiązanie na przodzie statków.*



*Wiązanie na tyłe statków.*

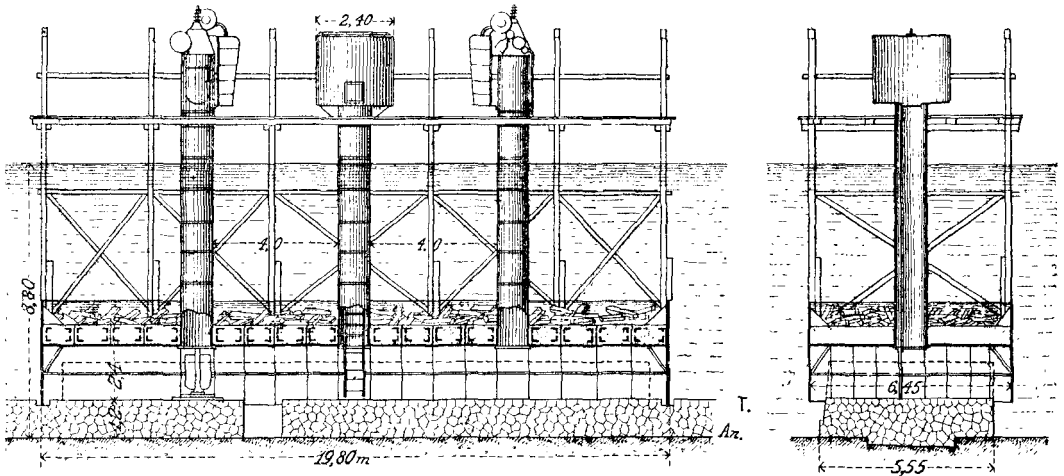
*Zawieszenie dzwonu.*



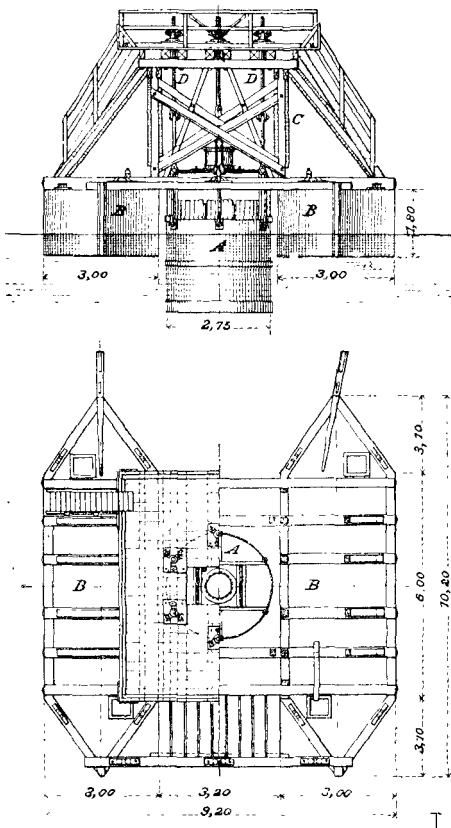
Widzimy z rysunku, że urządzenie jest lżejsze od skrzyń przeznaczonych do głębokiego zapuszczania, mianowicie co do wsporników ściany bocznej. Ponad stropem wznosi się płaszcz blaszany wysoki 0,8, który ogranicza przestrzeń przeznaczoną na balast. Tworzono go po części z betonu lub muru, poczęści z brył łanego żelaza. W stropie osadzone były trzy szyby; środkowy dla szluzy przechodowej, dwa inne dla szluz roboczych według rys. 787.

Skrzynia z przyborami ważyła około 410 *tn*, w czym zawarty jest ciężar balastu 350 *tn*. Po zanurzeniu w wodzie, ciężar jej zależał od wysokości zanurzo-

811.



812.



nych szybów, i wynosił około 290 *tn*, a po napełnieniu powietrzem komory roboczej, tylko 30 *tn*.

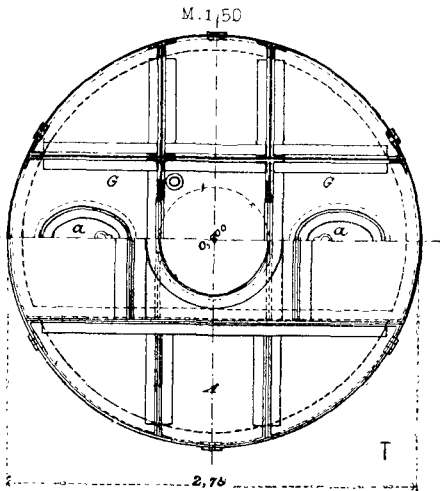
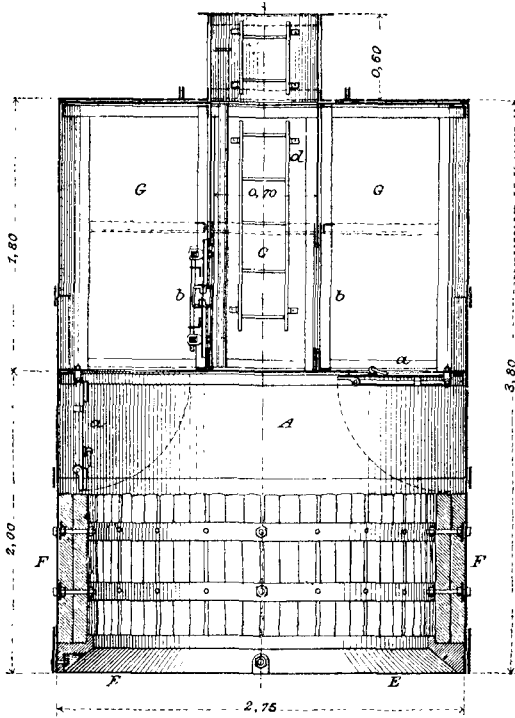
Do skrzyń tego rodzaju zaliczyć należy dzwony używane do rozsadzania skał w rzekach, w celu ulepszenia żeglugi. Mają one zwykle małe wymiary, żeby nie stawały zbyt wielkiej powierzchni przeciw uderzeniu prądu; a zarazem żeby nie były zbyt trudne do przenoszenia, co powtarza się po każdym ukończeniu wiercen i nabiciu ich w obrębie jednego położenia dzwona. Na czas wybuchu dzwon bywa zwykle usuwany, i odprowadzony dosyć daleko; po wybuchu zaś powraca w to samo miejsce, dla rozpoznania skutku. Niekiedy nadto musi być dzwon usuwany dla przepuszczania statków. Przykład bardzo prostego ustroju przedstawia rys. 812, 813. Jest to dzwon używany przez prof. Zchokkego przy regulacji Tybru, do rozsadzania starych murów leżących do 5 *m* niżej niżkiego stanu wody. (Willm. tb. XIII). Dzwon jest w rzucie poziomym kolisty, o wyjątkowo małej średnicy 2,75. Ściana boczna niema wcale wsporników, ostrze jej tworzy silny trzewik z żelaza lanego *E*, na nim opierają się bryły leizny *F*, pokrywające ścianę do koła, a tworzące stały balast, i zasłonę ściany bocznej od uderzeń odłamów, wyrzucanych przez wybuchy; nie usuwano bowiem dzwona na czas wybuchu. Takie umieszczenie stałego balastu daje niższe poło-

żone

żenie środka ciężkości, i większą stateczność dzwona, niż obciążenie stropu. Z tego też powodu umieszczono obie szluzy powietrza *G* bezpośrednio na stropie.

Wewnętrzne drzwi *a* leżą w płaszczyźnie stropu; zewnętrzne zaś *b*, prowadzą do otwartego szybu *c*.

813.



Większy dzwon tegoż autora, opiszemy przy skrzyniach samodzielnie pływających.

Jeden z dzwonów używanych do rozsadzania skał w Renie, między Bingen i St. Goar (ZfB, 1898), jest w rzucie poziomym eliptyczny  $4/7$  m, 3 m wysoki, i waży 84 t. Pomimo tak ciężkiej budowy, obciążają go dodatkowo częścią ciężaru obu statków; a mianowicie ta sama winda która opuszcza dzwon na łańcuchach na dno rzeki, podnosi następnie statki około 40 cm, opierając je na dzwonie. W ustroju statków znajdują się silne dźwigary, które wytrzymują momenty ciężaru powstające wskutek podnoszenia.

3. Skrzynia dzwonowa samodzielnie pływająca. Żeby skrzynia dzwonowa mogła się zanurzać i podnosić bez pomocy rusztowania, musi mieć zmienne obciążenie, albo inaczej zmienną siłę wynurzenia. W tym celu, na stropie skrzyni roboczej, umieszczamy drugą skrzynię ze wszech stron zamkniętą, która w miarę potrzeby może być napełniona wodą lub powietrzem, a w ostatnim razie działa jak pływak; nazwiemy ją banią równowagi (Schwimkasten, chambre d'équilibre). Podczas pracy, gdy skrzynia robocza napełniona jest zgęszczonym powietrzem, bania jest napełniona wodą. Dla zrównoważenia ciśnienia powietrza, i należytego oparcia o grunt lub warstwę mułu, skrzynia może nadto potrzebować

dodatkowego obciążenia, które jako obciążenie stałe lub zmienne, umieszczone będzie bądź to na stropie skrzyni dzwonowej, tj. wewnątrz bani (r. 816), bądź też przy ostrzu skrzyni, na zewnętrznej powierzchni ściany bocznej. Obciążenie to obrachowane będzie dla najgłębszego przewidzianego zanurzenia.

Wypychając wodę z bani, powiększamy siłę wynurzenia; a jeżeli bania jest dosyć wielka, możemy w ten sposób podnieść skrzynię. Wykonać to można bądź to, przeprowadzając zgęszczone powietrze z komory roboczej do bani, bądź też w miarę potrzeby, wtłaczając do bani powietrze z zewnątrz. W obu razach woda musi mieć wolny odpływ.

Zanurzenie skrzyni jest najmniejsze, gdy bania i komora robocza są napełnione powietrzem. Od tego zanurzenia zależy najmniejsza głębokość, w jakiej skrzynia może być zastosowana; po ukończeniu bowiem muru, skrzynia przesunąć się musi nad nim, a więc wierzch muru musi leżeć niżej niż ostrze skrzyni.

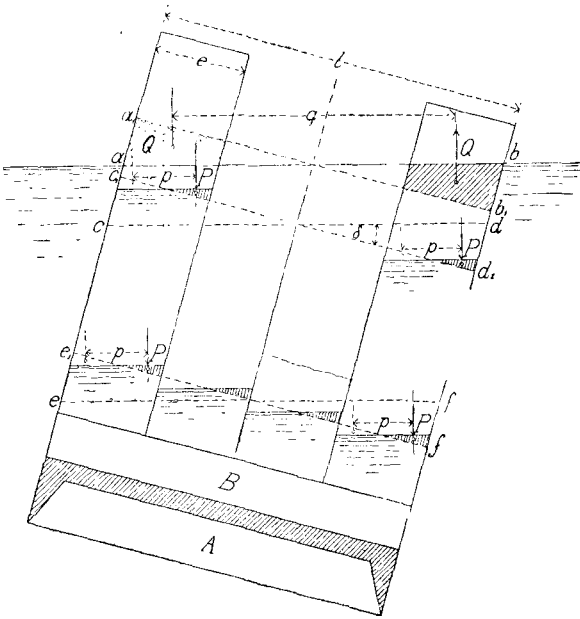
Powiększając wysokość bani, zmniejszamy zanurzenie w ciasnych granicach, dopóki wierzch bani nie zrówna się z powierzchnią wody; przytem powiększa się ciężar -ustroju. Dalsze podwyższanie bani jest bezużyteczne przy danym stanie wody, ale pożyteczne być może przy stanach wyższych. W ten sposób, korzystamy z dziennego przypływu przy robotach morskich.

Najmniejsze zanurzenie można skutecznie zmniejszać, zamieniając część stałego obciążenia stropu komory roboczej, na obciążenie ruchome bryłami lanego żelaza, ułożonemi na pokrywie bani, i zdejmując je przy podnoszeniu skrzyni.

Taniej i prędzej wykonać to można przez obciążenie wodą; ale przez to podnosi się środek ciężkości, i zbacza przy pochyleniu skrzyni; przytem obciążenie wodą wymaga kosztownego ustroju płaszcz.

Zbaczanie środka ciężkości zmniejszyć można za pomocą pionowych ścian przedziałowych, jak przy  $e_1 f_1$  na rysunku 814. Przy podziale na  $n$  równych części w jednym kierunku, zboczenie będzie  $n$  razy mniejsze, i wynikiem z niego moment  $nPp$  przechylający skrzynię. Natomiast moment  $Qq$  wynikający z przesunięcia środka ciężkości wody wyschniętej nie zmienia się, jest znacznie większy od powyższego i przywraca poziome położenie skrzyni. Toż samo odnosi się do drugiego kierunku prostopadłego do płaszczyzny rysunku i do

814.



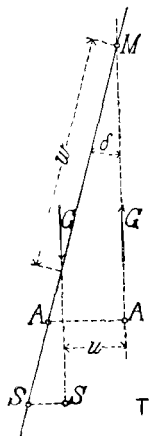
bani  $B$ ; o ile może ona być częściowo napełniona, ściany przedziałowe są w niej również korzystne.

Jeżeli zaś zmniejszymy jednocześnie obciążoną powierzchnię, obciążając np. tylko cztery szyby równowagi ustawione na rogach skrzyni; jeżeli powierzchnia zajęta przez szyby wynosi  $\frac{1}{m}$  powierzchni jej rzutu poziomego, to obciążenie potrzebne w danym przypadku utworzy warstwę  $m$  razy grubszą od poprzedniej, jak przy  $c_1 d_1$  na rysunku. Z przesunięcia wody w szybach wypada tylko moment  $2Pp$ , ale zarazem podnosi się znacznie środek ciężkości, i korzyść osiągnięta w powyższy sposób jest mniejsza.



Chcąc w tym przypadku rozpoznać stateczność skrzyni dzwonowej (r. 815), należy dla pochylenia jej o mały kąt  $\delta$ , porównać przesunięcie środka ciężkości  $S$  całego ustroju, wynikające z pochylenia i z przesunięcia balastu wodnego, z przesunięciem środka ciężkości  $A$  wody wypchniętej. Według znakowania na rysunku, powstaje tu moment  $Gu$ , który jest miarą stateczności. Punkt  $M$  jest tak zwane

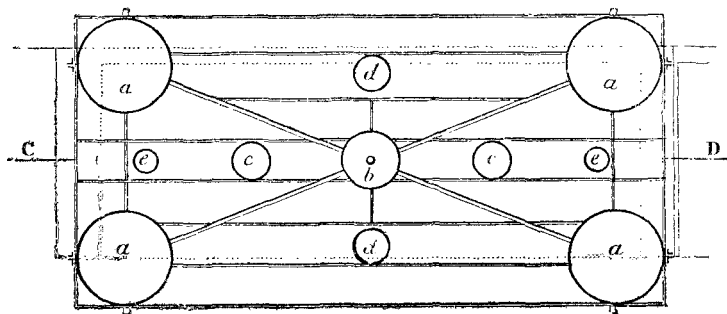
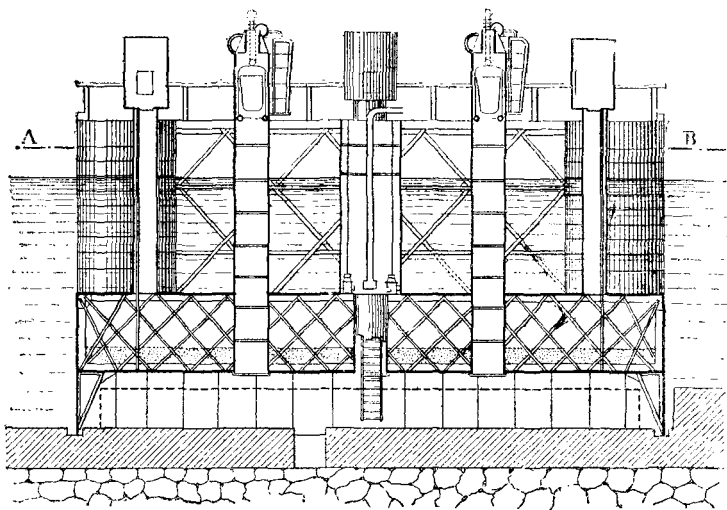
815.



metacentrum. Metacentryczna wysokość  $w = \frac{u}{\sin \delta}$  jest również miarą stateczności.

O ile napełnianie szybów równowagi odbywa się tylko po napełnieniu bani, a to podczas pracy w skrzyni opartej na gruncie lub na murze, opisane powyżej podniesienie środka ciężkości niema doniosłego znaczenia. Natomiast podczas pływania szyby są korzystne, bo zmniejszają zanurzenie skrzyni. W podobny sposób działają dodatkowe pływaki, przyczepiane chwilowo do boków lub do stropu skrzyni, a używane już między innymi przy fundowaniu latarni morskiej przy ujściu Wezery. (CBl. 1886 s. 1. Wlm. s. 324). Pływaki są zapewne w zastosowaniu mniej wygodne od szybów, ale dają niższe położenie środka ciężkości.

816.

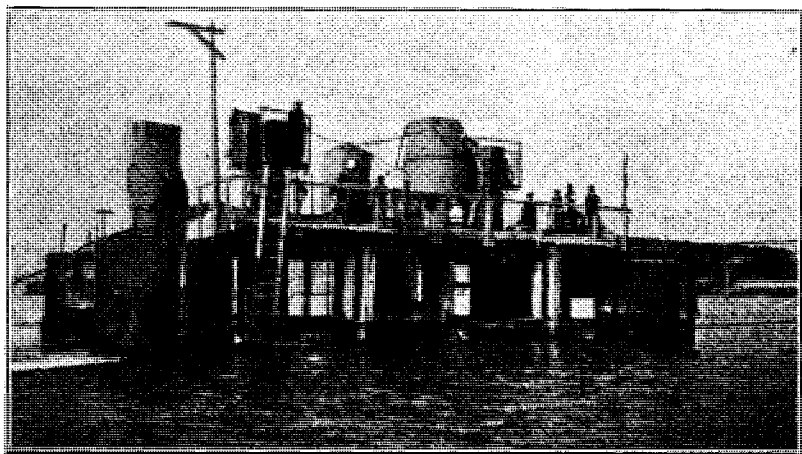


Stosownie do powyższych uwag, zbudował profesor Zschokke skrzynię dzwonową dla budowy portu w Marsylii (r. 816 i 817 AP 1903 IV); a mianowicie dla wykonania pierwszej warstwy fundamentu, oraz przygotowania podstawy dla rusztowań pływających. Była już o niej mowa na str. 580. Bania równowagi ma wysokość 2,50, którą zajmują całkowicie dźwigary kratowe, przeznaczone zarazem dla bani i dla komory roboczej. Obciążenie stałe z brył lanej żelaza, umieszczone było we wspornikach ściany

bocznej, i uzupełnione warstwą betonu na stropie komory roboczej. Na te warstwie leżały także bryły leizny, stanowiące obciążenie zmienne, stosowane w każdym przypadku do głębokości w której skrzynia miała być użyta.

Na rogach bani stoją cztery otwarte szyby koliste  $a$ , o średnicy  $3\text{ m}$ . Są to szyby równowagi, nie mające połączenia z banią, a u spodu połączone rurami ze środkowym szybem  $b$  mniejszej średnicy. Na rurach łączących wewnątrz szybu  $b$ , znajdują się kurki; szyb ten może być połączony z wodą zewnętrzną,

### 817.



lub wypróżniony za pomocą pompy wirowej, poruszanej elektromotorem otrzymującym siłę z ładu. W ten sposób, szyby równowagi mogą być napełnione wodą lub wypróżnione, a to razem lub każdy z osobna. Ze stropu komory roboczej wyprowadzone są szyby dwóch szluz roboczych  $c$ , i dwóch szluz przechodnich  $d$ . Szluzy  $e$  prowadzą do wnętrza bani.

Skrzynia pływa, gdy bania i szyby równowagi są próżne, a komora robocza napełniona wodą. Zanurza się wówczas  $7\text{ m}$ , i może pracować tylko w głębokości większej od  $7\text{ m}$ ; komory roboczej nie można bowiem napełnić powietrzem jednocześnie z innymi częściami, ze względu na niezbędną stateczność przyrzędu. Również nie można jej opierać na pochylonym gruncie, lecz potrzeba go wyrównać poprzednio przez bagrowanie, żeby ostrze było dokoła podparte. Pochylenie skrzyni przy którym różnica poziomów obu brzegów dochodziła  $1\text{ m}$ , uważane było jako niebezpieczne.

Skrzynia ta może być zanurzona najwyżej do  $16\text{ m}$ , wówczas ciężar jej dochodzi do  $577\text{ t}$ , a w tem  $390\text{ t}$  stanowi obciążenie żelazem i betonem. Podczas pracy w tej głębokości, a więc gdy komora robocza napełniona jest powietrzem a bania i szyby równowagi napełnione są wodą, ciśnienie jej na grunt przenosi  $216\text{ t}$ . Natomiast przy pracy w głębokości  $9\text{ m}$ , ciężar wynosi około  $464\text{ t}$ , a ciśnienie na grunt  $83\text{ t}$ .

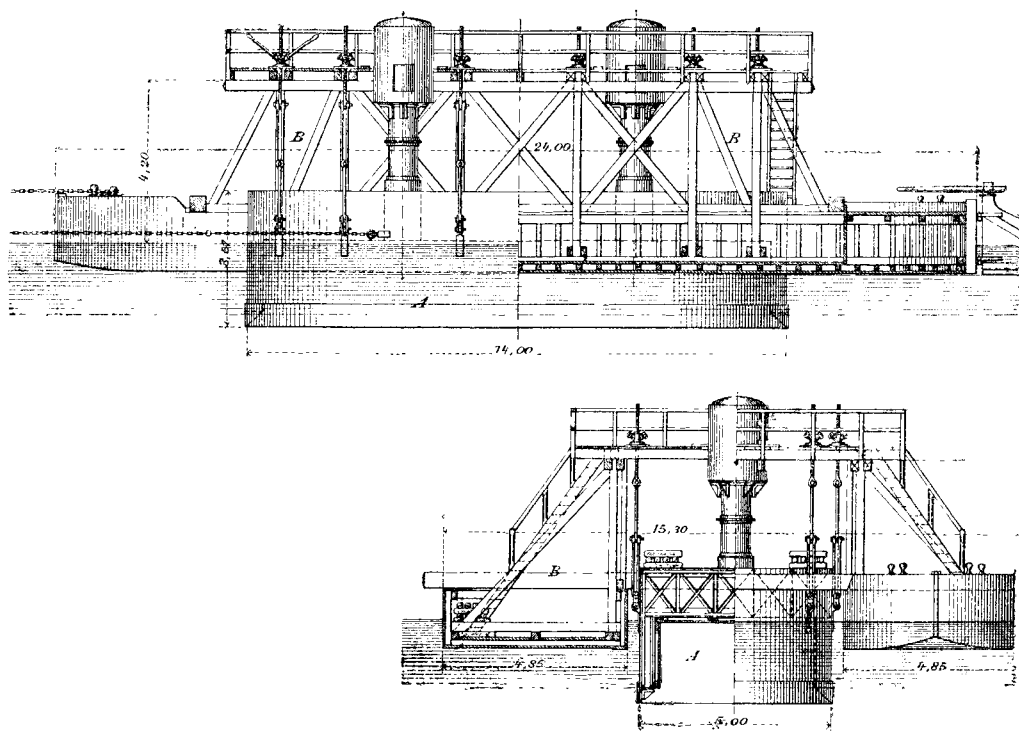
Wielką skrzynię podobnego ustroju ( $38/32\text{ m}$ ), zastosowaną w porcie La Rochelle, opisuje prof. Zschokke na str. 364 i nast.

Rys. 818 przedstawia dzwon zastosowany przez tegoż autora przy regulacji Tybru (Wilm. tb. XIII). Jest on zawieszony na rusztowaniu pływającym,

podobnie jak opisany poprzednio mały dzwon, ale posiada zarazem banię równowagi. Aby ułatwić podnoszenie dzwona, wypuszczano powietrze z komory roboczej do bani, a woda z bani spływała wówczas do komory roboczej.

Przy budowlach portów w Kiel i Wilhelmshaven używano skrzyni dzwonowej o wymiarach 42/14/2,5, z banią również 2,5 m wysoką. Skrzynia ta mogła pływać; pomimo tego zawieszono ją na galarach, i nie wypróżniano bani całkowicie, albowiem w obec pokładu bardzo miękkiego mułu przewidywano, że skrzynia samodzielna potrzebowałaby podpierania stropu od wewnątrz, a to byłoby trudne i zabierałoby dużo czasu. Sądzono również, że niewłaściwym byłoby opieranie skrzyni na świeżym betonie z trasy, który bardzo powoli wiąże. Wskutek

819.



zawieszenia, zanurzenie przy pracy zmniejszać się mogło do 3,04 m. Podnoszenie skrzyni odbywało się za pomocą tłoków hydraulicznych, wodą o ciśnieniu 100 atm. Przyrząd ten jest zawity, i opis jego zająłby tak wiele miejsca, że muszę odesłać czytelnika do ZfB. 1903 s. 307.

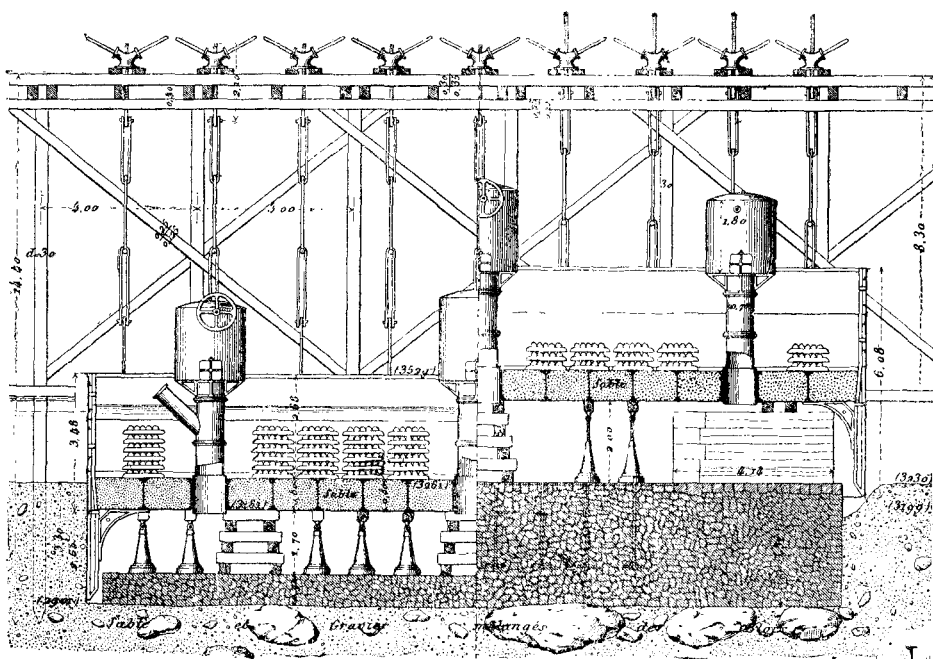
4. Podnoszenie skrzyni dzwonowej przez podpieranie stropu. Na str. 577 zrobiłem wzmiankę, że skrzynia dzwonowa może być podnoszona przez podpieranie stropu. Środka tego używano przeważnie przy pierwszych próbach fundacyi dzwonowej, potem coraz mniej. Do podpierania używano śrub ustawianych na gotowym murze, i przestawianych stopniowo coraz wyżej o grubość jednej warstwy muru.

Przy skrzyniach zawieszonych na rusztowaniu i zapuszczonych w ziemię zwykle przy pomocy płaszcz, śruby stanowiły ulgę dla wieszarów i dla pali lub

galarów. Przy skrzyniach pływających, które nie są wcale zapuszczone w ziemię lub bardzo mało, śruby utrwalają położenie skrzyni w obec prądu lub fali. Rozkładają zarazem na całą podstawę ciężar, który niemógłby być przeniesiony na ostrze; zwłaszcza gdy bezpieczeństwo robotników wymaga silnego obciążenia.

Jako przykład pierwszego przypadku zastosowania śrub, przytoczę fundowanie podłoża dla jazu na Sekwanie pod Coudray (r. 819). Skrzynia o wymiarach 20/7,8/2,6 a wraz z płaszczem 6,08 m wysoka, zapuszczona była w dno rzeki 3,30. Zawieszona była na 18 wieszarach śrubowych, ale podczas skracania wieżarów, pracowała tylko połowa. Strop spoczywał jednocześnie na 20 śrubach, z których każda mogła wyrzucić ciśnienie 15 *tn*. Dziennie podnoszono o 0,2 do 0,3 a cztery razy zapuszczano skrzynię dla całego fundamentu. Przy pierwszej

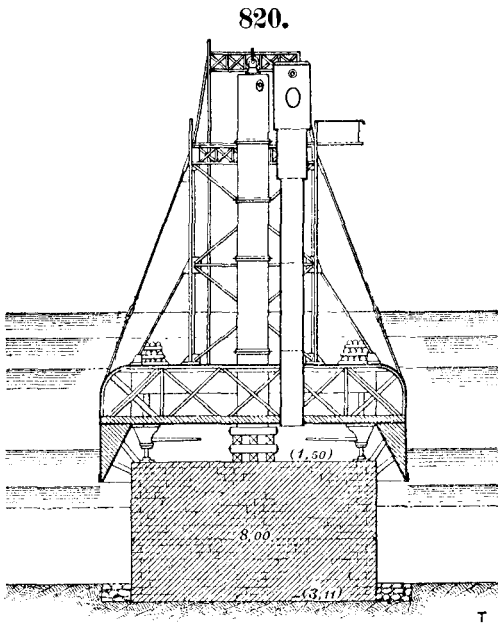
819.



cały mur był wykonany w powietrzu zgęszczonem, przy dalszych tylko do połowy; poczem przestrzeń między ścianą boczną i murem uszczelniano betonem, obciążano beton żelazem, odejmowano strop skrzyni, i kończono mur w otwartem powietrzu, pod osłoną płaszcza.

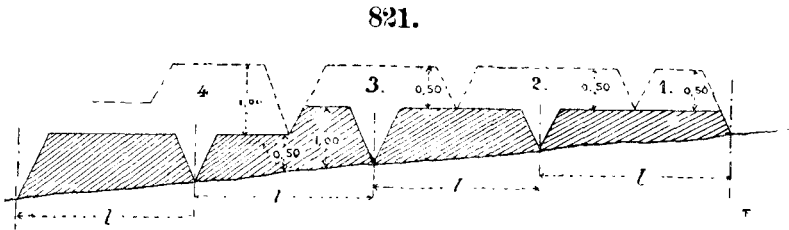
Rys. 820 przedstawia skrzynię pływającą (22,0/10,0/3,8) zastosowaną przez prof. Zschokkego do budowy tamy dla Portu La Pallice, koło La Rochelle, pośród bardzo niespokojnego morza (AP 1889 II tb. 52). Skrzynia ma banię równowagi 1,7 wysoką. Przy największem zanurzeniu podczas pracy, gdy komora robocza napełniona była powietrzem, a bania wodą, ciśnienie na podstawę wynosiło 109,4 *t*; po wypuszczeniu zaś powietrza, ciężar ten wzrastał do 450 *t*, czyli 2,1 *tn/m*<sup>2</sup>. Podczas pracy, służyło do podparcia skrzyni 20 śrub; gdy przerywano robotę z powodu burzy, podpierano oprócz tego drzewem środek stropu, i wsporniki. Więcej szczegółów podają AP. 1889 II tb. 53.

Od maja 1884 do października 1887, burza przerywała budowę 39 razy, a tylko 3 razy uszkodziła skrzynię. Dnia 6 marca 1885 orkan powstał tak nagle i niespodziewanie, że robotnicy nie zdążyli schronić się na brzeg, a nawet zaufani w wytrzymałość budowli, ukryli się w szluzach przed słotą. Skrzynia utrzymała się rzeczywiście na miejscu, ale kominy trzech szluz zostały zdarte, i 22 ludzi zginęło, bo żadna łódź ratunkowa przystąpić nie mogła. Utrzymała się tylko jedna szluz, a w niej ocalało 5 ludzi. Przytaczam to zdarzenie, aby wykazać że urządzenie techniczne było bez zarzutu, ale zbłądzono brakiem dozoru robotników.



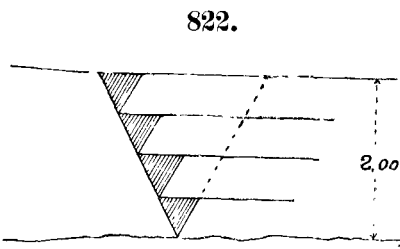
5. Łączenie częściowych fundamentów i fundowanie na wielkich powierzchniach. Na str. 584 mówiliśmy o wypełnianiu odstępów między częściami fundamentu murowanego, wykonanego pod dzwonnem. Przy fundamencie betonowym, łączenie jest łatwiejsze (r. 821); beton może być zakończony skarpą i długość

skrzyni może być lepiej wyzyskana; pozostają więc między sąsiednimi bryłami trójkątne rowy, a nie prostokątne odstępy. O ile te rowy nie są głębsze jak 1 m, mogą być z łatwością wypełnione na sucho, lub nawet pod wodą (Zsch. s. 374/5).



Na powierzchni każdej warstwy przysposabia się w kierunkach poprzecznych rowki 25 cm głębokie, żeby

wpuścić w nie ostrze skrzyni, i otrzymać powierzchnię warstwy nad wodą. Prof. Zschokke zwraca jednak uwagę że można się, bez tego obejść, przytwierdzając do poprzecznych boków ostrza wałki z płótna żaglowego wypełnione mchem, i zakładając przytem boki podłużne niżej od poprzecznych.



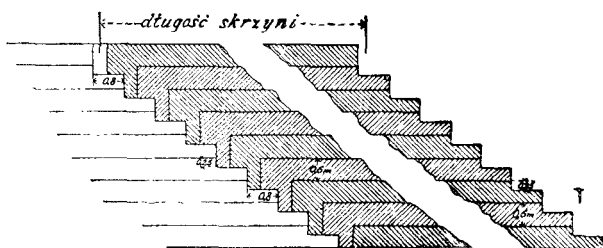
Jeżeli z jakichkolwiek powodów połączyć trzeba fundament z innym, o znacznej grubości (r. 822), należy wraz z podnoszeniem skrzyni o małą wysokość np. 0,5, przesuwając ją także poziomo według skarpy końcowej; w ten sposób pozostają rowy tylko 0,5 głębokie.

W zastosowaniu do fundamentu murowanego, wynika z rys. 821 postępowanie przedstawione na rys. 823 o którym była już wzmianka na str. 584/5. Lewa strona rysunku przedstawia w przekroju podłużnym część muru poprzednio

wykonaną, prawa zaś zakreskowana, część nową tworzącą przedłużenie. Stopnie na których opierają się ostrza poprzeczne skrzyni, podczas murowania warstw kolejnych, są około 80 cm szerokie, a leżą o 20 do 30 cm niżej od poziomów dzielących warstwy. Wskutek tego, przy rozpoczynaniu nowej warstwy, wierzch poprzedniej może leżeć nad wodą (patrz CBl. 1893 s. 462).

Jeżeli skrzynia pływa, albo jest zawieszona na galarach, może ona przy takim postępowaniu wykonywać nawet ruchy krzywolinijne; a więc użyta być

823.

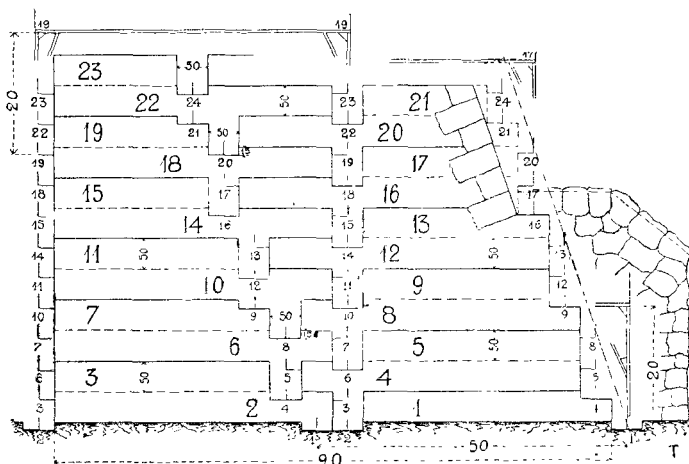


może do murów ograniczonych powierzchniami krzywymi. Galary poruszają się po obu stronach muru, a nad nim wcale nie przechodzą. Jeżeli zaś mamy wykonać dwa mury schodzące się pod kątem, skrzynia samodzielna wygodniejsza jest od zawieszonej, bo galary nie pozwalają przysunąć skrzyni do wierzchołka kąta.

Rozumie się samo przez się, że przed rozpoczęciem muru lub betonu w nowym położeniu skrzyni, wierzch poprzedniej warstwy powinien być doskonale oczyszczony stalową szczotką lub wodą pod wysokim ciśnieniem, a w miarę potrzeby zakarbowany dłutem.

Zakładaliśmy dotychczas, że w kierunku poprzecznym, skrzynia obejmuje całą grubość muru; a więc podłużne lica muru, pionowe lub mało pochylone, są zawsze przystępne, i mogą być należycie wykończone za pomocą okładzin z desek lub ciosów. Jeżeli zaś grubość muru jest większa od szerokości skrzyni,

824.



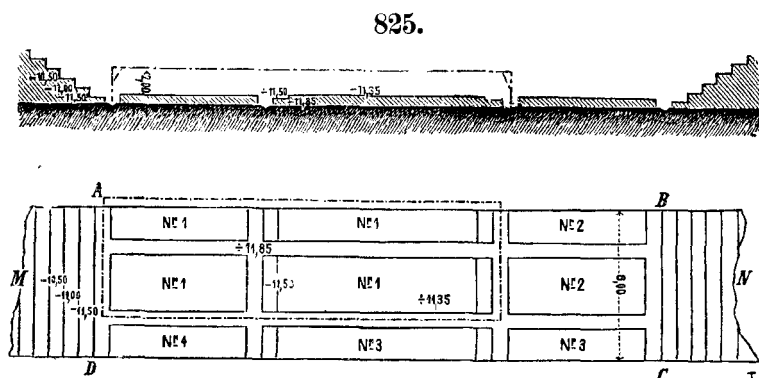
można też przesuwając skrzynię w poprzek, podnosząc ją i opuszczając przy każdym przesunięciu o grubość warstwy muru, tak samo jak przy przesuwaniu podłużnym (r. 824); ale do takich ruchów przydatna jest tylko skrzynia pływająca o zmiennym zanurzeniu, jakkolwiek autor za którym postępuję (CBl. 1893 s. 462), mówi o skrzyni zawieszonej na galarach.

Wynika ztąd poprzeczny podział i następstwo stanowisk skrzyni, wskazane na rysunku liczbami porządkowymi. Mniejsze liczby oznaczają położenia ostrza, większe oznaczają odpowiednie bryły muru. Odstęp między bryłami 1 i 2 wypełnia się przy murowaniu bryły 4; odstęp między 3 i 4, przy murowaniu bryły 6, i t. d. Ku górze, bryły 4, 8, 12... z prawej strony, oraz 7, 11, 15... z lewej, stają się coraz węższe, dla zakrycia odstępów; stanowiska skrzyni są coraz mniej wyzyskane, i taniej

może będzie wykonać bryłę 21 i dalsze z prawej strony w otwartem powietrzu, a zaczynając od 23 nie przesuwac skrzyni w poprzek.

Połączenie ruchów poprzecznych według rys. 824, z podłużnymi według r. 823, może się okazać zbyt zawile. W takim razie można ustawić skrzynię dzwonową długością w kierunku poprzecznym, tj. w kierunku grubości muru, przestając na częściowem wyzyskaniu jej poziomych wymiarów. Wynikającą ztąd zwłokę wynagrodzimy, unikając w ten sposób zupełnie przesuwania skrzyni w poprzek muru.

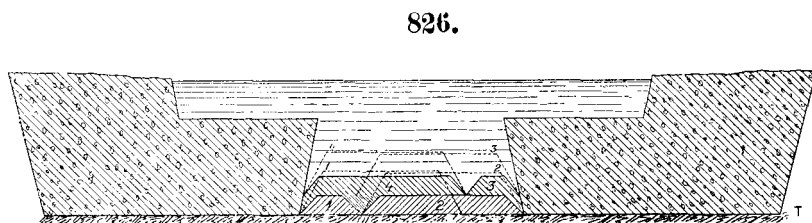
Rys. 825 przedstawia wykonanie fundamentu na powierzchni prostokąta *ABCD*, dla połączenia dwóch gotowych murów *M* i *N*, a przy pomocy danej skrzyni dzwonowej o wymiarach mniejszych od wymiarów prostokąta. Skrzynię



stawiamy po kolei przy wszystkich czterech wierzchołkach, przysposabiając zarazem na powierzchni murowanej warstwy rowki, potrzebne do wpuszczenia ostrza skrzyni dla warstwy następnej. Dla stanowiska przy wierz-

chołku *A*, obwód skrzyni jest kropkowany; w tem położeniu murujemy cztery bryły oznaczone liczbą 1. Następnie przesuwamy skrzynie do wierzchołka *B*, i murujemy dwie bryły 2; potem przy *C* dwie bryły 3; wreszcie w położeniu przy *D*, pozostaje tylko jedna bryła 4. W ostatniem położeniu podnosimy skrzynię, opieramy ją na pierwszym stopniu gotowego muru *M*, i murujemy drugą warstwę na całej powierzchni skrzyni; potem przysuwamy ją do *C* a nie do *A*, bo ruchy podłużne łatwiejsze są zwykle od poprzecznych, i t. d. (CBI. 1893 s. 462 i 1894 s. 394).

Inne sposoby zamykania odstępów, obmyślane dla wielkiej grubości warstwy betonu, podaje Brennecke (s. 491); polegają one na wykonaniu ścian poprzecznych pochyło podciętych (r. 826). Odstęp tak ograniczony, może być wypełniony cien-



w tym samym stosunku jak ściany betonu, i tak szerokiej jak uważany odstęp u góry. Liczby porządkowe podane na rysunku, wskazują kolejne położenia skrzyni.

Żeby wypełnić odstęp odrazu na całą wysokość, stawia tenże autor na wykonanym pokładzie betonu skrzynię dzwonową, z klapami zawieszonemi u stropu. W poprzecznym zaś przekroju, zamyka odstęp z jednej strony grodzami,

pełniony cienkimi warstwami za pomocą specjalnej skrzyni, o ścianach bocznych pochyłonych

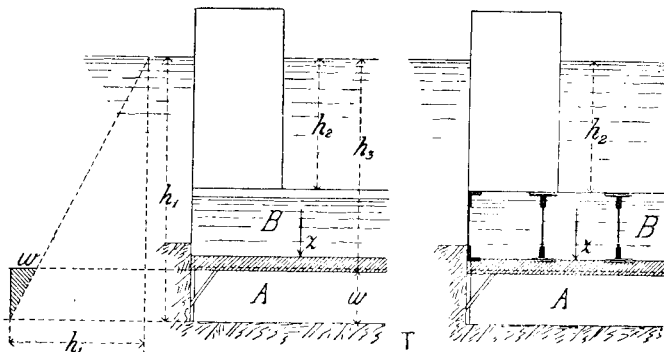
z drugiej zamknięty on jest przez część muru poprzednio wykonaną (patrz Grundbau 1906 f. 921 i 922).

Te sposoby, oraz inne podane przez Brennekego, wymagają specjalnych skrzyń i przyborów; nie mogą być przeto zastosowane przy pomocy dowolnej skrzyni danej, jak sposoby poprzednio opisane. Mogą one być potrzebne wtedy, gdy fundowane podłoże ma być wystawione na działanie momentów; a więc chcemy je wykonać odrazu na całą grubość, albo jak najmniejszą liczbą warstw.

6. **Obrachowanie wymiarów.** Części składowe skrzyni dzwonowej pracują w sposób bardzo zmienny; szczegółowe statyczne obrachowanie wymiarów jest przeto potrzebne, tem więcej że ze względu na stateczność, wszystkie części wysoko położone powinny być o ile możności lekkie, a balast umieszczony jak najniżej. Przytaczam najważniejsze przypadki obciążenia, przyjmując zwyczajny ustrój skrzyni, a dźwigary stropu w kierunkach poprzecznych, wypełniające całą wysokość bani. Uwagi odnośnie do specjalnych ustrojów, znajdzie czytelnik w dziele Brennekego.

a) Po zapuszczeniu skrzyni do największej głębokości, bania równowagi może być nie zupełnie napełniona wodą (r. 827), a nad wodą może się w niej

827.



znajdować mała warstwa powietrza o ciśnieniu atmosferycznym; przy napełnianiu bowiem bani wodą, powietrze zgęszczone musi być wypuszczone. Pokrywa bani zewnątrz szybów, może być zatem obciążona słupem wody  $h_2$ , a podstawy szybów wcale nie obciążone.

Napełnienie szybów wodą przed zupełnem na-

pełnieniem bani, możliwe jest tylko przy nieumiejętnem prowadzeniu budowy; wówczas cała pokrywa obciążona jest słupem  $h_2$ . Gdy natomiast bania, jest pełna i ma połączenie z wodą zewnętrzną, a szyby są puste, podstawy szybów doznają ciśnienia z dołu do góry od słupa  $h_2$ , ale reszta pokrywy nie pracuje wcale.

b) Jeżeli komora  $A$  jest napełniona powietrzem o ciśnieniu  $h_1$  zaś bania  $B$  jest napełniona wodą a szyby puste, dźwigary stropu pracują słabo bo tylko na podstawach szybów doznają ciśnienia  $h_1 - (h_3 + z)$  z dołu do góry; gdzie  $z$  jest ciężar balastu spoczywającego na stropie, i ciężar własny ustroju powyżej stropu na  $1 m^2$ , zmniejszony o ciężar wody wypchniętej. Gdy nadto szyby są pełne, dźwigary nie pracują wcale.

Po zapuszczeniu w pokład nieprzepuszczalny, o ile możliwy jest wyjątkowy przypadek utraty zgęszczonego powietrza i powolnego wstępowania wody, a zarazem przy napełnieniu wodą bani i szybów, dźwigary będą chwilowo obciążone słupem  $h_3 + z$ .



**n. Koszta pneumatycznego fundowania** zależą w wysokim stopniu od własności przecinanych pokładów, oraz od miejscowych cen muru wykonanego w otwartem powietrzu. Prof. Zschokke (s. 394) podaje następujące proste wzory na koszt  $P$  jednego metra sześciennego muru, pod poziomem małej wody. W tych wzorach:

$a$  oznacza koszt  $1 m^3$  muru w otwartem powietrzu.

$b$  koszt  $1 m^3$  wykopu w powietrzu zgęszczonem, wraz z dostawą zgęszczonego powietrza i oświetleniem; a mianowicie od 14 koron dla żwiru, do 24 koron dla skały wapiennej.

$t$  głębokość fundowania pod poziomem małej wody w metrach.

1. Dla fundamentów na skrzyniach murowanych,

$$P = 1,2(a+b) + \frac{22}{t}; \quad \text{a więc dla przykładu } a = 17 k \quad b = 15 k \quad t = 7 m$$

$$P = 41,5 k.$$

2. Na wielkich skrzyniach żelazno-betonowych,

$$P = 1,2(a+b) + \frac{90}{t}. \quad \text{Dla warunków jak pod 1,}$$

$$P = 51,4 k.$$

3. Na żelaznych skrzyniach z płaszczem, zawieszonych na rusztowaniu,

$$P = 1,5(a+b) + \frac{360}{t}. \quad \text{Dla } a \text{ i } b \text{ jak pod 1, } t = 9 m$$

$$P = 88,0 k.$$

4. Na żelaznych skrzyniach z płaszczem, budowanych na łądzie, i spławianych do budowy,

$$P = 1,5(a+b) + \frac{270}{t}, \quad \text{dla warunków jak pod 3, } P = 78,0 k.$$

5. Dla fundowania w skrzyni dzwonowej wiszącej, przy objętości muru przynajmniej  $20.000 m^3$

$$P = 1,2 a + 1,5 b + 15,0. \quad \text{Dla wartości jak pod 3, } P = 58,0 k.$$

6. Dla skrzyni dzwonowej samodzielnej, przy objętości muru przynajmniej  $50.000 m^3$

$$P = 1,2 a + 1,5 b + 19,0. \quad \text{Dla wartości jak pod 3, } P = 62,0 k.$$

Ciążar żelaznych skrzyń roboczych zwykłego ustroju, z korną  $2 m$  wysoką w świetle, od ostrza do wierzchu stropu w kilogramach, dla powierzchni rzutu poziomego  $A$ , i obwodu  $p$ , rachuje Séjourné (AP. 1883 I s. 163) według wzoru

$$280 p + 130 A.$$

Dla tego samego celu podaje Brennecke wzory, zawierające dalsze czynniki zależne od ustroju (Br. s. 359); sądzę jednak że dla wstępnego kosztorysu powyższy wzór wystarczy.

### 37. Fundowanie przy pomocy zamrażania.

To postępowanie polega na sztucznem oziębieniu wodonośnego pokładu, który mamy przeciąć fundamentem. Woda w ziemi zawarta zamienia się w lód, pokład twardnieje, może być łupany jak skała, i pozwala zapuścić szyb lub studnię do tej głębokości, do której sięga zamrożenie.

Sposób ten wynalazł inżynier górnik Poetsch (Das Gefrierverfahren Freiberg 1885, patent). W dalszym ciągu podam tylko ogólny zarys tej metody; wyczerpujące zaś przedstawienie znajdzie czytelnik w drugim wydaniu książki

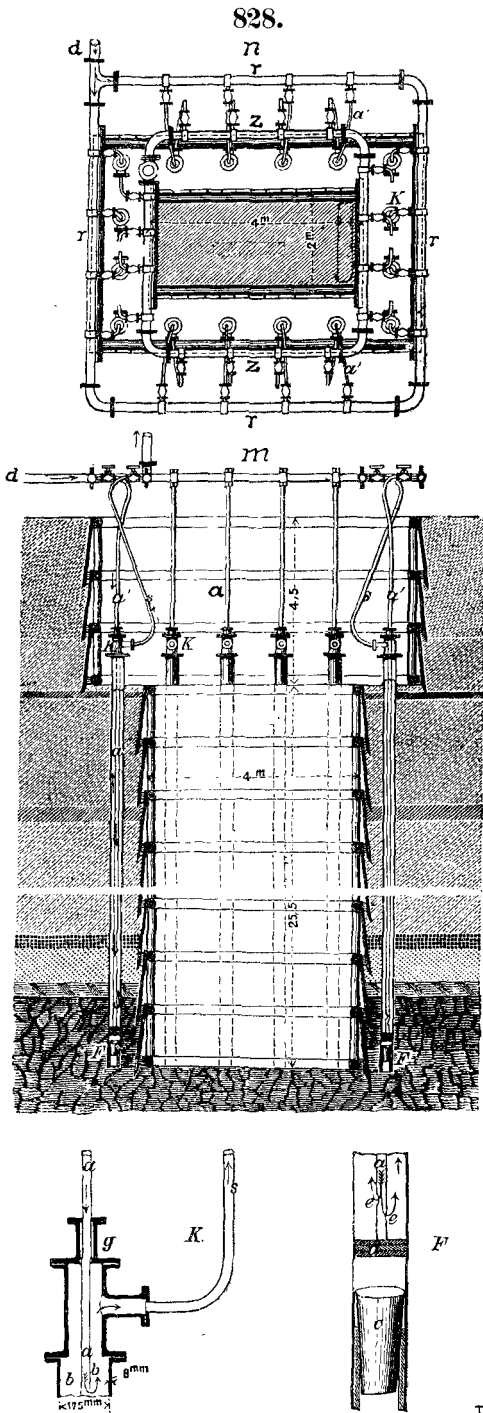
Brenneckego (1906, str. 504—525. Wyjątki z tej pracy oznaczam w dalszym ciągu przez Br. — AP. 1887 II s. 338, podaje obszerną pracę inżyniera Alby. Patrz także Lorenz i Heinel Neuere Kälmaschinen Berlin 1909 s. 318 i n.

Do przenoszenia zimna w głąb ziemi, używamy zwykle roztworu chlorku wapniowego; ta ciecz, marznie przy  $-40^{\circ}\text{C}$ , ale również może do tego służyć amoniak (Gobert Eng rec. 1894 t. 29. s. 300), lub silnie oziębione powietrze. W dalekiej północy używano też wprost zimnego powietrza atmosfery (Schv. Bz. 1900 t. 35. s. 163. DJV. 1905 s. 535).

Roztwór chlorku wapniowego oziębiony do  $-20^{\circ}\text{C}$  za pomocą maszyny zimniarki (maszyny wytwarzającej zimno), prowadzimy rurami w głąb ziemi, tłocząc go pompą. Rury *a* są podwójne (r. 828); zewnętrzna 17 do 20 cm szeroka jest u spodu zamknięta, i szczelnie połączona z wewnętrzną, 3 do 4 cm szeroką, w której są u spodu otwory *e* (r. *F*). Ciecz zimna schodzi na dół rurą wewnętrzną, a wychodząc przez wspomniane dolne otwory, wznosi się z powrotem w odstępie ścian obu rur, i oziębia pokłady ziemi. Prędkość powrotnego ruchu jest mała, wynosi około 15 mm/s. W przypadku do którego odnosi się rys. 828, ciecz wstępująca do rury *d* (r. *m* i *n*) miała  $-18^{\circ}$ . Na początku działania pompy, temperatura cieczy powracającej w rurze *z* (r. *n*), była  $+2^{\circ}$  do  $+3^{\circ}$ , szybko jednak spadła niżej zera, a po dłuższym działaniu wynosiła stale  $-15^{\circ}\text{C}$ .

Na rys. 828 widzimy układ rur zastosowany do zapuszczania szybu (CBl. 1884 s. 287). Pompa tłocząca

wstawiona jest w ciąg rury dopływowej *d*, wychodzącej z zimniarki. Przez rurę rozdzielczą *r*, ułożoną poziomo do koła szybu, wchodzi ciecz zimna do podwójnych rur pionowych *a*, powraca z nich rurami *s* (r. *K* i *m*), zbiera się w rurze



poziomej  $z$ , i powraca do zimniarki. Rury  $r$  i  $z$  leżą na rys. 828 w jednym poziomie.

Do powierzchni pokładu wodonośnego wykonano szyb tak obszerny, że mieszczą się w nim rury mrozące. Są one łączone na śruby, jak zwykle przy rurowaniu otworów wierconych. Górną końcową część przedstawia rys.  $K$ , dolną część rys.  $F$ . W dolnej części znajduje się rękawek wewnętrzny, rozszerzony ku górze stożkowo. Po ukończeniu zapuszczania rury, rękawek ten zamyka się silnie wbitym czopem  $C$  z drzewa lub ołowiu; poczem zalewa się czop cementem, gipsem lub smołą. Pokrywę tworzy blacha  $d$ , a na niej stoi wewnętrzna rura dopływowa  $a$ .

Rury poziome  $r$  i  $z$ , były w tym razie umieszczone nad powierzchnią ziemi; w tem położeniu są przystępne. Jeżeli zaś zamrażanie ma się rozpocząć w znaczniejszej głębokości, wówczas rury  $r$  i  $z$ , umieszczane bywają w głębi szybu, tam gdzie zaczynają się rury  $a$ . Inne przykłady zamrażania opisuje Génie Civil t. 40. 1901/2 s. 189, 218, 228. — DJV. 1889 s. 1125 (Poetsch). — Oest. Z. f. Berg. u. Hüttenw. 1900 s. 189 i n.

Do koła każdej rury mrożącej powstaje walcowa bryła zamrożona; a o ile odstępy rur są odpowiednie, sąsiednie bryły przecinają się, i łączą w jedną całość. Można więc zamrozić w ten sposób całą przestrzeń przeznaczoną na szyb lub fundament, albo też otoczyć tę przestrzeń lodowym płaszczem, zapuszczając rury dokoła w odpowiedniej odległości od obwodu, jak na rys. 828.

Wytrzymałość zamrożonej ziemi, jakkolwiek mała około zera, wzrasta bardzo szybko ze spadkiem ciepłoty, i ze stopniem nasycenia ziemi wodą. Poniżej  $-10^{\circ}\text{C}$  ma już twardość piaskowca. W razie zatrzymania pompy, lub przerwy w działaniu zimniarki, temperatura zamrożonych brył szybko się podnosi do zera, a topnienie objawia się najprzód u spodu.

Grubość zamrożonych walców nie jest jednakowa na całej wysokości, lecz u góry i u dołu nieco mniejsza niż ku środkowi. Przy średnicy rur mrozących 175 mm, można przyjąć grubość  $b$  na obu końcach na 1,5 m.

Odstępy  $a$  rur mrozących są zwykle  $=1$  m, a najmniejsza grubość zamrożona  $e$ , jako wspólna cięciwa kół o promieniu  $\frac{1}{2} b$ , wypada przy powyższych założeniach

$$e = \sqrt{b^2 - a^2} = 1,12.$$

Jeżeli chodzi o płaszcz otaczający szyb lub studnię, grubość jego  $e$  można obrachować tak jak grubość płaszcza studni na ciśnienie zewnętrzne, a następnie do tej grubości należy zastosować odstępy rur (Br).

Zamrożenie postępuje najprędzej w wodzie stojącej, bo ruch odnawia ciepłą wodę dokoła rur. Podczas zamrażania nie można zatem pompować wody, tak w pobliżu jako i wewnątrz fundamentu. W dolinach rzek, gdzie woda wgłębna jest w ruchu, zamrożenie może być bardzo trudne.

Jeżeli podczas zamrażania stan wody jest niski, i przewidujemy że może się podnieść, należy ziemię sztucznie wodą nasycić, i zamrozić ją do możliwego najwyższego stanu. W przeciwnym razie woda przelewać się będzie wierzchem do zagłębienia fundamentu (Br).

Jeżeli wskutek nieszczelności rur ciecz mrożąca uchodzi na zewnątrz, zamrożenie może się stać niewykonalne. Jeżeli nieszczelność znajduje się u spodu, w takim razie zaleca Brennecke użyć zamiast cieczy zimnego powietrza, które zarazem łatwiej silnie oziębić niż ciecz.

W razie zamrażania płaszcza, szczelne zamknięcie możliwe jest tylko wtedy, gdy stoi on na pokładzie nieprzepuszczalnym. Rury zapuścić należy około 1 m od zewnętrznego obwodu szybu lub studni, ażeby wykop wcale nie zamarzał. Żeby otrzymać największą grubość płaszcza u spodu, należy według powyższego zapuścić rury około  $\frac{1}{4}$  głębokości wgłąb warstwy nieprzepuszczalnej, lub niżej podstawy wykopu. W ten sposób wykop jest tańszy niż przy zamrożeniu całego szybu; rury mrozące nie przeszkadzają wykonaniu wykopu, przytem podstawa i mur fundamentu nie cierpią od mrozu (Br).

Wypompowanie wody z wnętrza szybu rozpocząć należy dopiero po ukończeniu zamrażania. Podczas wykonania wykopu, ciepło promieniujące z ciał robotników utrzymuje temperaturę około  $-1^{\circ}\text{C}$ .

Zamrożenie pełnej bryły wykopu staje się konieczne, jeżeli podstawa jest przepuszczalna, albo ukazują się silne podziemne źródła. Patent Poetscha i większa część wykonanych dotychczas zamrażeń, odnoszą się do tego przypadku. Postępowanie staje się wówczas bardzo kosztowne i uciążliwe; nie tylko z powodu wielkiej zamrażanej objętości, ale także wskutek utrudnienia wykopu pośród rur mrozących. Dla ułatwienia, zaleca Brennecke chwilowe ogrzewanie rur gorącym powietrzem, ale sposób ten nie jest jeszcze wypróbowany.

Nadto pamiętać należy że mróz szkodliwy jest dla muru. Pośród zamrożonego płaszcza można mur ochronić od zetknięcia z lodem; przytem pożądanym jest odstęp około 0,6 od muru do lodu. Powietrze wewnątrz szybu można ogrzać do zera, jeżeli oprawa okryta jest słomą.

Natomiast na zamrożonej podstawie, nie można murować zwykłymi sposobami. Należy raczej murować tylko na sucho, albo na zaprawie smołowej, albo też blokami muru lub betonu które już zupełnie stwardniały (Br).

Specyalne urządzenie do zamrażania przepuszczalnej podstawy projektuje prof. Lang w Hanowerze, oraz Poetsch. Dalsze szczegóły i ulepszenia podaje Brennecke (str. 519/20), patrz także str. 328 ustęp 7.

Czas potrzebny do zamrożenia bryły o danej objętości, zależy przedewszystkiem od siły maszyn; ale nadto zależy on od wymiarów rur mrozących, od ich odstępów, od temperatur ziemi, wody i cieczy krążącej w rurach. Poetsch rachuje ten czas w przybliżeniu, dzieląc projektowaną objętość zamrożonej bryły, przez możliwą dzienną produkcję lodu w zimniarce. Brennecke zaleca powiększyć wynik tego rachunku o 20 do 30%, albowiem rury mrozące działają z początku silniej, potem słabiej, gdy grubości zamrażanych brył wzrosną. Rzeczony autor mówi o tem obszernie, i podaje wzór na obrachowanie czasu.

W każdym razie, zamrażanie wymaga w jednakowych warunkach znacznie więcej czasu niż każdy inny sposób fundowania, albowiem szereg robót musimy tu wykonać po kolei; wiercenia, zapuszczanie rur, i zamrażanie, a dopiero po ukończeniu tych robót, właściwe fundowanie budowli. W szybie przedstawionym na rys. 828, wiercenie otworów dla 16 rur mrozących zajęło 21 dni, zamrażanie 50 dni. Pod Jesenicami w Meklemburgu (DJV. 1889 s. 1125), wiercenia i zapuszczanie rur trwało 10 miesięcy, zamrażanie 108 dni, zapuszczanie szybu 8 miesięcy. Natomiast osiągnięto głębokości 80 m.

W szybie pod Auboué (Francya) osiągnięto głębokości 136,2 m a w Belgii pod Harchie 238 m (GC. t. 40 st. 230). Potrafimy zamrażać tak głęboko, jak umiemy pionowo zapuszczać rury. Przeszkodą niepokonalną mogą być tylko gorące źródła, o ile nie zdołamy ich zamknąć lub odosobnić (DJV. 1889).

Dokładne jednak zachowanie kierunku pionowego, przedstawia niekiedy wielkie trudności. Wiercenia zbaczają w kierunku spadku pokładów, lub w różnych kierunkach wskutek przeszkód. Z tego powodu projektowane jest postępowanie piętrowe (GC. t. 46 s. 141, ÖW. Oef. Baud. 1905 s. 307 i 636, patent). W górnym piętrze ma być zamrożony płaszcz o większej, w dolnym o mniejszej średnicy. Projektujący zakłada, że po zamrożeniu górnego piętra może być wykonany wykop do głębokości zamrożenia; a więc że tamuje ono przyływ wody. W tem przypuszczeniu, rury mrozące dla dolnego piętra, mogą być w górnym piętrze dokładnie kierowane, bo pierścienie lub rękawy kierujące są dla nadzoru przystępne. Dolne piętro może być przeto znacznie wyższe od górnego, bez niebezpieczeństwa zbcoczenia rur. Przy fundamentach jednak, głębokości nie są tak wielkie, żeby potrzeba używać zamrażania piętrowego. W. Schmidt w Erkelenz (Nadreńskie) patentował pomysł innego sposobu prowadzenia cieczy mrożącej (ÖW. Oef. Bd. 1906 s. 534). Zamiast prowadzić ją jednocześnie i oddzielnie do wszystkich rur, puszcza on ciecz do rur tworzących małe grupy. Z każdej grupy powraca ciecz do zimniarki osobno. W ten sposób uzyskuje się większą prędkość ruchu cieczy, a w całym przebiegu rur zamrażanie ma się odbywać jednostajnie, ponieważ zmniejszone są różnice oporów, zależne od różnic długości rur.

Koszta zamrażania, są w zastosowaniu do fundamentów pozycją dodatkową do właściwych kosztów budowli, tak jak grodze, skrzynie, lub pneumatycznie zapuszczane skrzynie dzwonowe.

Najmniejsza siła maszyn potrzebna ze względów praktycznych, zależy od sumy długości rur mrozących. Brennecke (s. 523) podaje szereg liczb o zimniarkach firmy Kropf w Nordhausen, z których przytaczam skrajne.

Najsłabsza, dająca dziennie 48 *ct. mt.* lodu, wystarcza na 96 do 100 *m* rur.

Najsilniejsza " " 480 " " " " " 950 " 1000 " "

Pierwsza kosztuje 24.000 kor., a na obsługę i amortyzację wymaga 40 kor. dziennie, druga podobnie 66.000 kor. i 120 kor.

Z dwóch przykładów które podaje ten autor w bibliografii na str. 540 (Hennersdorf i Houssu), oraz według Poetscha (DJV. 89 s. 1126), 1 *m*<sup>3</sup> szybu wykonany przy zamrażaniu, kosztuje 320 do 350 kor. Jestto zatem postępowanie tak kosztowne, że może być o niem mowa dopiero wtedy, gdy widzimy w niem jedyny sposób pokonania trudności. A więc około 30 *m* głębokości, gdy fundowanie pneumatyczne jest również kosztowne, a dla zdrowia robotników niekorzystne. Podobnie przy zapuszczaniu studzien, gdy napotykamy liczne przeszkody w postaci drzewa lub wielkich kamieni, lub też opór przy zapuszczaniu jest zbyt wielki, zamrażanie może być ze względów zdrowotnych korzystniejsze od metody pneumatycznej. Inaczej rzecz się ma w górnictwie; tam wykonany szyb jest sam przez się gotowym objektem, i otwiera drogę do kopalni. W tym celu usprawiedliwione są największe ofiary.

W Szwecyi użyto zamrażania do wykonania tunelu w pokładzie wodonośnego piasku. Mrożono przedsobie w nocy, za pomocą powietrza o temperaturze  $-52^{\circ}\text{C}$ , a w dzień odłupywano piasek zmarznięty około 2 *m* głęboko (ÖW. 1885, CBl. 85 s. 537).

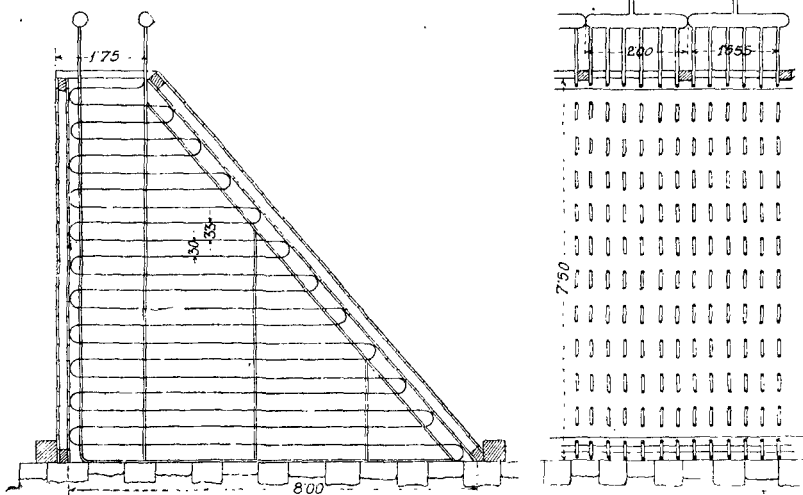
W Berlinie (1905) zamrażano płaszcz dokoła bardzo obszernych piwnic, aby położyć pokład betonu w głębokości tylko 4 *m* pod wodą. Był to jedyny sposób wstrzymania piasku napływającego do zagłębienia, przez szczeliny źle wykonanej palisady. W tym celu zamrażano 12 *m* głęboko (Br. 1906 s. 521).

Grodze zamrażane opisuje CBl. 1904 s. 508 (patent). Grodze składają się z dwóch ścian blaszanych, rozpartych i usztywnionych również żelazem.

W płaszczyznach sztywni poprzecznych są wstawione rury mrozące. Co właściwie daje w tym razie rację do patentu, nie umiem powiedzieć, bo ustrój grodzy może być dowolny, a ze względu na zamrażanie lepszy od powyższego; zamrażanie zaś jest już patentowane. Jest to przytem sposób zbyt kosztowny w zastosowaniu do takich fundamentów, które mogą być wykonane pod zasłoną grodzy, i może być usprawiedliwiony tylko wyjątkowymi trudnościami.

Takie trudności zachodzą przy naprawie szluz komorowych o wielkiej szerokości i w ogóle przy naprawach między ścianami danej budowli, gdy przedmiot wymagający naprawy jest zawsze pod wodą, gdy nie można bić pali, a w łuku nie przygotowano podczas budowy gniazd, dla wstawienia słupów. Zwykle też w takich razach, dokładne usunięcie grodzy po wykonaniu naprawy nie przedstawia tak wielkich trudności, jak w zwykłych warunkach budowy.

### 829.



Dla takich warunków przeznaczone są grodze zamrażane, opisane w Revue Technique 1905 s. 61/5. Autor zamraża wprost bryłę wody o przekroju trapezowym, ograniczoną za pomocą dwóch ścian podłużnych (rys. 829). Długość grodzy ma być w tym razie 16,50, wysokość 7,50,

przekrój obrachowany jest tak, że wypadkowa sił przechodzi przez zewnętrzną  $\frac{1}{3}$  podstawy. Do rachunku przyjęto ciężar gatunkowy lodu 0,90 \*). Ograniczony przekrój ma być starannie odosobniony od zewnętrznej wody, dla oszczędności pracy zimniarki. Z tego powodu ściany nie są wykonane z żelaza, lecz z drzewa sosnowego, które jest złym przewodnikiem ciepła. Każda z nich składa się z dwóch płaszczyzn brusów poziomych 5 cm grubych, z odstępem 15 cm, wypełnionym płytami korkowymi, lub innym złym przewodnikiem ciepła. Brusy przytwierdzone są do pionowych łat 15 cm grubych, i tworzą tablice 1,5 do 2,0 szerokie, oparte u spodu o belki i utrwalone przez obciążenie. Brusy mają nieprzemakalny pokost smołowy, na zetknięciach są starannie uszczelnione, a wewnątrz pokryte nieprzemakalnym papierem.

Rury mrozące są pojedyncze, ułożone w kształcie serpentyn poziomych, z odstępami stosunkowo bardzo małymi 0,33 we wszystkich kierunkach,

\*) Lód przezroczysty ma c. i g. 0,92; lód nieprzezroczysty zawierający dużo powietrza, c. g. 0,85. W tym razie przybywa ciężar rur i przyborów.

dla przyspieszenia zamrażania. Ich wewnętrzna średnica 50 mm, grubość ścian 2,5 mm. Rury są ze sobą związane i utrwalone żelazem.

Do zasilku cieczą mrozzącą, podzielone są rury na grupy po 6, a końce ich połączone nad wodą rurami poziomymi. Ciecz przybywa jedną a odpływa drugą rurą, jak wskazuje rysunek; jest to zatem wspomniany powyżej system Schmidta.

Koszt jednych grodzy na długość 16,50, oblicza autor na 12500 franków, ale w warunkach dla których projektuje autor, możliwe jest kilkakrotne użycie jednego ustroju.

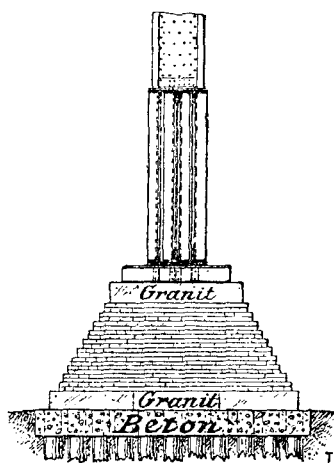
Powyższe grodze zajmują bardzo dużo miejsca, i niemożliwe byłyby pośród rzeki. Potrzebny tu będzie ustrój podobny do zwykłych grodzy drewnianych, i napełnienie ziemią dla powiększenia ciężaru; pożyteczne będą jednak szczegóły opisanych powyżej ścian. Sprawozdanie z którego czerpałem, zawiera nadto liczne interesujące wiadomości fizykalne.

### 38. Połączone sposoby fundowania.

Połączenia różnych sposobów rozszerzania podstawy, opisane były pod l. 29. Tu mamy poznać przedewszystkiem połączenia sposobów fundowania głębokiego; przytem jako główny sposób uważać będziemy A. Pale, B. Studnie, C. Fundowanie pneumatyczne.

**A. Przy fundowaniu na palach** potrzebne jest często rozszerzenie podstawy, dla zmniejszenia obciążenia pali (r. 571, 573). Jeżeli przytem budowla składa się raczej z sieci filarów, a nie z ciągłych murów, pale nie zajmują całej pokrytej powierzchni, lecz tworzą grupy. Rys. 830 według Willmanna (str. 269), od-

830.



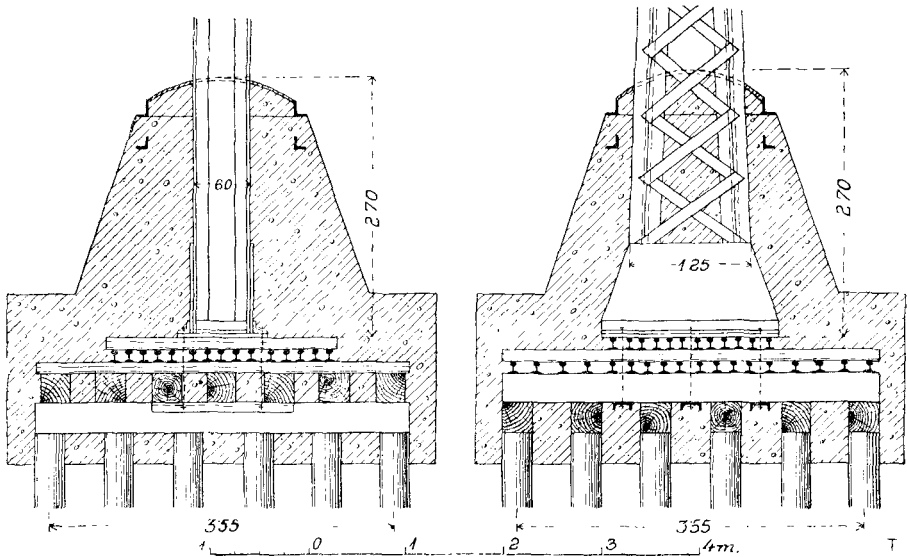
nosi się do takich warunków. Jest to fundament filara w budynku Ivin w Nowym Yorku (Eng. Rec. 1898 II. 144). Wymieniony autor nie podaje rzutu poziomego ani obciążenia, ale ten sam fundament przedstawia r. 587. Przytaczam ten przekrój, ponieważ jest to jeden z niewielu nowoczesnych przykładów zastosowania ciasno ustawionych pali.

Przez oddzielne fundowanie filarów, powiększony został obwód i wytrzymałość fundamentu (str. 249 u spodu), a przez ciasne ustawienie pali, wyzyskana jest wytrzymałość gruntu w poziomie do którego sięgają końce pali (st. 344). Taki sposób pojmowania nie jest sprzeczny z fundowaniem na wspólnej podstawie, bo odnosi się tylko do specjalnych warunków; mianowicie do wielkich ciężarów skupionych, i do fundowania na palach, pozwalającego osiągnąć na danych pokładach małe osiadanie.

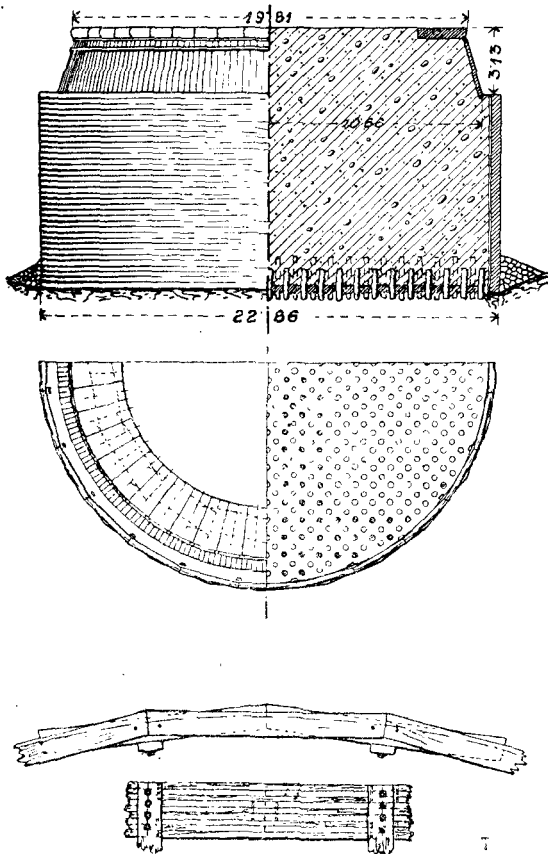
Na rys. 831 widzimy ustrój odmienny od poprzedniego. Ruszt składa się z pięciu płaszczyzn; dwóch z drzewa, trzech z szyn kolejowych. Uznano jednak, że ruszt ten jest za słaby, żeby mógł rozłożyć ciężar jednostajnie na wszystkie pale, wzięto więc do pomocy bryłę betonu, której wysokość ponad rusztem jest 2,70 (Strukel tab. 26 wed. Eng. N. 95 II n. 17).

Jeżeli potrzeba uciąć pale w wielkiej głębokości pod wodą, a przytem pokłady przepuszczalne nie pozwalają na wyczerpanie zagłębienia, to warunki takie

831.



832.



prowadzą często do połączenia fundamentu na palach ze skrzynią bez dna, lub pływającą. Odnośne przykłady znajdują się pod l. 31—33, a dodaję do nich według Willmanna oryginalny sposób fundowania filara dla obrotowego mostu Charlestown w Bostonie (Grundbau 1906 s. 271 wedł. Eng. Rec. 1898 II s. 186) rysunek 832.

Filar unosi most obrotowy wazący 1200 t; potrzebował przeto podstawy o wielkiej powierzchni. Podstawa jest kołem o średnicy blisko 23 m, wypełniona jest palami biteymi w odstępach około 0,9.

Filar 13 m wysoki, składa się z dwóch części; dolna część 9,75 wysoka, pokryta jest drewnianą skrzynią o ścianach pionowych, utworzoną z wieńców poziomych brusów układanych przy pomocy pali kierujących, według szkicu zamieszczonego na rys. 832 u spodu. Wewnątrz tej skrzyni wykonano beton warstwami. Na niej, z odsadą około 0,8, spoczywa wierzchnia część stożkowa 3,13 wysoka, okryta

płaszczem z brusów pionowych. Płaszcz i skrzynia są zapewne tymczasowe.



Fundowanie na palach wiszących połączone ze wspólną podstawą. widzieliśmy już na str. 385. Pokład betonu był tam użyty do jednostajnego rozłożenia ciężarów na pale. Inaczej pojmuję to połączenie autor rozprawy w Bet. u. Eis. 1907 s. 1 (Schwebende Pilotage). Czytamy tam, że jeżeli grunt może z bezpieczeństwem wytrzymać małe obciążenie  $\kappa$  na jednostkę powierzchni, jeżeli pale dają opór  $R$ , a na jeden pal przypada powierzchnia  $F$ , obciążona przez budowlę ciężarem  $P$ , to ciężar  $\kappa F$  przenosi się wprost na grunt za pomocą pokładu betonu, a reszta  $P - \kappa F$  spoczywa na palach. Dla bezpieczeństwa budowli potrzeba zatem zachować warunek.

$$R \geq P - \kappa F$$

i według tego rachuje autor dozwolony postęp pala  $e$ , przy końcu bicia.

W przypadku o którym mowa, pale są betonowe, walcowe, bite około 3 m głęboko, w odstępach 0,7 do 1,2; obciążone po 35 tn. Spoczywa na nich płyta betonu 1,50 gruba.

Skoro zważymy, że uginanie się pali jest bardzo małe w stosunku do uginania powierzchni gruntu; że według doświadczeń prof. Schöna (str. 369), wskutek bicia, a więc także przy obciążeniu pali odkształca się cała powierzchnia fundamentu, wnosić musimy, że cały ciężar  $P$  przenosi się na pale, niezależnie od tego czy w rachunku oddzielimy od niego część  $\kappa F$  lub nie (s. 372). Tem więcej, że ta częśćka, jako odpowiadająca małemu osiadowaniu pali, jest tem samą małą, i leży w granicach niepewności liczb o których tu mowa. Przytem płyta betonu ma mieć tylko grubość potrzebną do należytego przeniesienia ciężaru na pale; grubość większa powyżej wymieniona jest zbyteczna.

## B. Przy fundowaniu na studniach.

a) Bulwar portu w Delfzyl nad rzeką Ems, jest 14,5 m wysoki, fundowany na studniach. Do poziomu  $-11,0$  znaleziono miękką ił, dalej zaś bardzo twardą iłową ziemię, nieprzepuszczalną. Możliwe było przeto wyczerpanie wody i wykop na sucho; rys. 833 (ÖZ. 1904 s. 39).

Poziome wymiary studzien są 9,5/7,0, odstęp 0,50, krawędzie płaszczą zaokrąglone, ściany zewnątrz pionowe, wieńce żelazne blaszane wypełnione betonem.

Dla ustawienia studzien bagrowano miękką ił do głębokości  $-7,0$ , potem rzucono nasyp piasku do poziomu  $-1,0$ , na nim podczas niskiego stanu wody ułożono wieńce, i murowano do poziomu  $+4,0$ . Po stwardnieniu zaprawy zaczęto zapuszczanie, utrzymując wierzch muru w poziomie  $+3,0$ . Grubość muru przedstawiona na rysunku, była niezbędna dla odpowiedniego ciężaru studzien; opór wynosił 1875 kg do 3000 kg/m<sup>2</sup>.

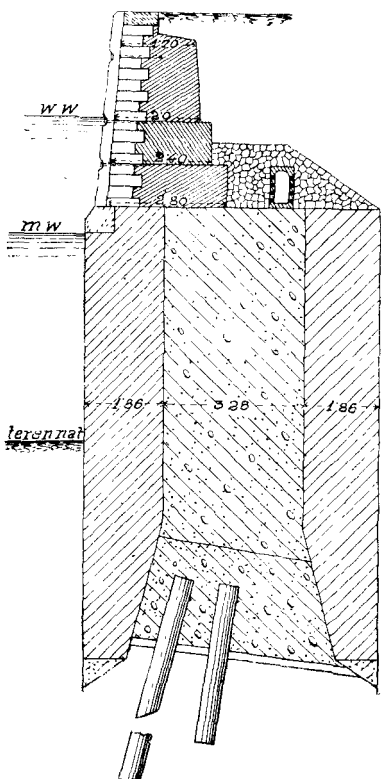
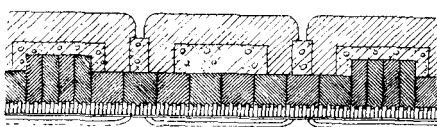
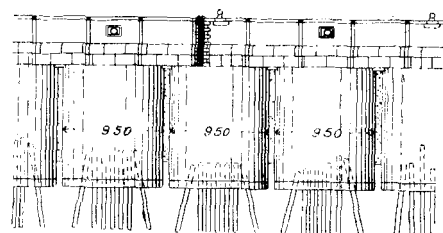
Dzienny postęp zapuszczania wynosił w miękkim ił 0,50, w twardym 0,20. Objętość wydobytego wykopu wynosiła 1,3 do podwójnej objętości studzien. Pompy parowe ustawione w poziomie odpowiadającym połowie głębokości studni, ciągnęły najwyżej 30 m<sup>3</sup> na godzinę, a pracowały 171 do 1622 godzin na jedną studnię, w miarę głębokości i przepuszczalności pokładów.

Przy końcu zapuszczania podwyższano studnie za pomocą żelaznych skrzyń, szczelnie osadzonych na murze. Były one 3,75 wysokie, wznosiły się 1,65 nad zwyczajną wielką wodę, i tylko wyjątkowo były zalewane.

Po zapuszczeniu do przepisanej głębokości uznano, że wytrzymałość od-

krytego na spodzie iltu nie była wystarczająca; zmieniała się bardzo wraz ze stopniem wilgoci. Wytrzymałość suchego iltu oznaczono za pomocą doświadczeń na  $8 \text{ kg/cm}^2$ ; z rachunku zaś wypadło, że na przedniej krawędzi studni ciśnienie może wynosić  $6 \text{ kg}$ ; pewność była zatem za mała. Dla wzmocnienia fundamentu tak

833.



na ciśnienie jako też przeciw przesunięciu, wbito do każdej studni 13 rur żelaznych u spodu otwartych, o średnicy 0,40. Ustawiono je w dwa rzędy, jak wskazuje rysunek. Po wbiciu wydobyto ilt znajdujący się w rurach zapomocą wiercenia, wstawiono w każdą rurę wzorówkę I-I n. 32, i wypełniono rurę betonem. Jeżeli więc rura zniszczona będzie przez rdzę, zostanie pal żelazno-betonowy.

Studnie miały być wypełnione piaskiem; ze względu jednak że ciśnienie piasku na wewnętrzne ściany studni, może w odpowiednich warunkach wywołać w murze ciągnięcie, wypełniono studnie betonem.

Odstępy 0,50 między studniami wypełniono betonem zatapianym do głębokości  $-10,0$ . W tym celu wykonano na zewnętrznych ścianach wpusty po 0,28. Według sprawozdania, zamykano odstępy starannie bitymi ściankami z brusów. O trudnościach bicia brusów do  $10 \text{ m}$  głębokości, nic nie mówi sprawozdanie. Przy wypróżnianiu tych odstępow, znaleziono w nich do  $-10 \text{ m}$  prawie wyłącznie piasek; a więc podczas zapuszczania, piasek postępował za studnią w głąb iltu, ponieważ tarcie studni o piasek było znacznie większe od tarcia o iltową ziemię.

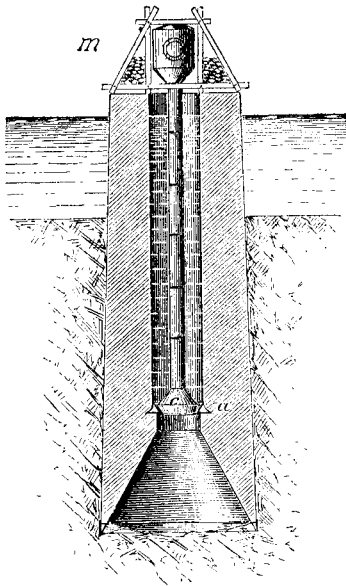
Od poziomu  $-1,0$  do  $+1,0$ , mur bulwaru składa się z bloków betonowych, wyżej z betonu ubijanego, a okładziny są na całej wysokości bazaltowe. Bulwar kosztował na  $1 \text{ m}$  długości 4630 kor., jedna studnia kosztowała 29780 kor.

Przykład wzmocnienia fundamentu na studniach za pomocą pali, podany jest także pod l. 35, przy opisie systemu Leslie.

b). Przy każdym fundowaniu na studniach, należy się przygotować z wczasu do zastosowania zgęszczonego powietrza. Może ono być potrzebne dla usuwania przeszkód pod ostrzem wieńca, a zarazem dla zmniejszenia oporu. Powietrze bowiem uchodzące na zewnątrz wskutek nadmiaru ciśnienia, działa podobnie jak uchodząca woda przy zapuszczaniu systemem Leslie.

Brennecke zaleca w tym celu (Grundbau 1906 s. 550) wmurować u spodu studni żelazny lany stożek *a* (r. 834), przeznaczony do przytwierdzenia szybu roboczego. Szyb opiera się na nim za pomocą odpowiedniej bani *c*, zgadzającej się dokładnie z powierzchnią stożka. Skoro przerwaliśmy zapuszczanie w otwartym powietrzu, studnia jest pełna wody. Składając więc częściami szyb roboczy spuszcza go do wody, opieramy na stożku *a*, i osadzamy na szybie małą szluzę. Osiowe ustawienie szybu odbywa się samoczynnie; przytem powiększyć można ciężar szybu za pomocą kamieni ułożonych na podłodze rusztowania opartego na szluzie, a niekiedy także na bani *c*, jeżeli studnia jest dosyć szeroka, i łatwo kamienie wydobyć po ukończeniu roboty.

834.



Zgęszczając powietrze, można wypchnąć wodę z szybu do dolnej krawędzi stożka *a*; poczem ślusarz może przyśrubować od spodu pierścień *b*, który łączy kątówkę na brzegu bani *c* ze stożkiem. Pierścień składa się z dwóch części, żeby przeszedł przez otwór stożka. Dla szczelności podkłada się pierścień kauczuku, skóry l. t. p.; przytem wszystkie powierzchnie studni stykające się ze zgęszczonem powietrzem, powinny być starannie wyprawione cementem.

Rys. *q* przedstawia odmianę, w której zamiast stożka *a*, osadzony jest pierścień blachy *f*, zwierzchu zamurowany cegłą. W takim razie dolny stożek bani *c* służy za prawidło do wykonania tego muru.

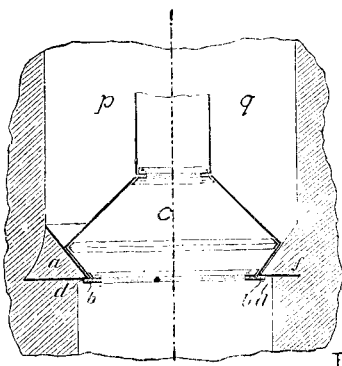
Jeszcze inaczej przedstawia autor to połączenie na rys. 835; w tej postaci jest ono zupełnie przystępne i wygodne.

Po tem przygotowaniu, można studnię zupełnie wypróżnić i wykonać w niej zamierzoną robotę. Następnie zaś łatwo szyb rozebrać i powrócić do zapuszczania w otwartym powietrzu, albo też dalej pracować w powietrzu zgęszczonem.

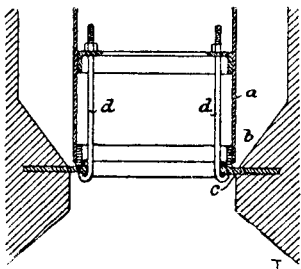
Do opisanego powyżej postępowania potrzebna jest mała szluz, szyb blaszany i mała pompa powietrzna. Autor ocenia koszt tych przyborów na 7000 mar., o ile przekrój studni nie przekracza 40 m<sup>2</sup>. Jeden komplet przyborów służyć może do kilku studzien, ale do każdej potrzebny jest osobny stożek *a*.

Przy budowie portu w Charente (AP 1884 I) zastosowano inne urządzenie, mniej wygodne do rozebrania i usunięcia (r. 836).

Fundowano tam bulwar 1150 m długi, i potrzebowano trzech kotłów parowych; każdy z nich służył dla trzech studzien, i miał 22 m<sup>2</sup> powierzchni grzanej.



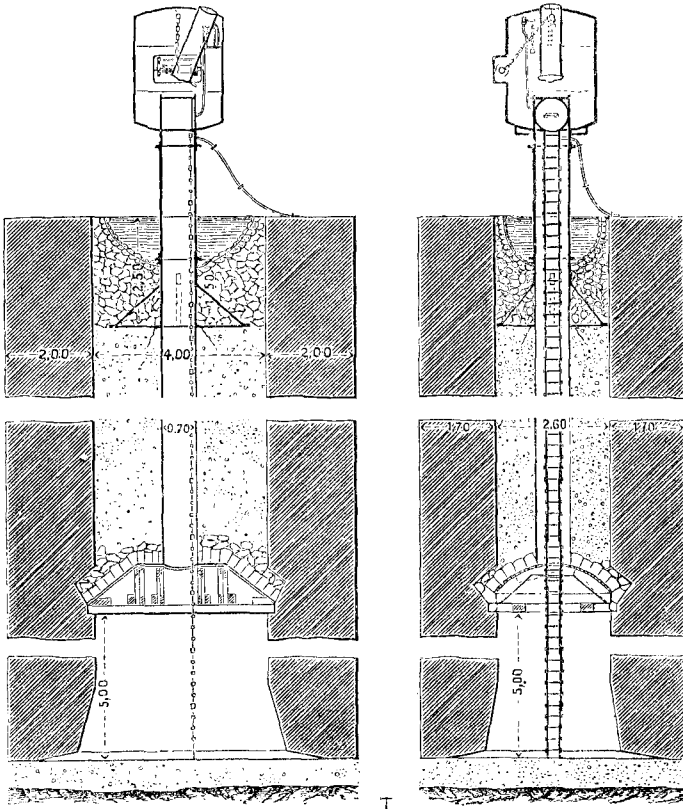
835.



Im szersza studnia, tem trudniej zastosować oba powyższe urządzenia. Natomiast wewnątrz wielkiej studni możliwe jest zapuszczenie małego dzwonu,

który łatwo da się przesuwac; albo też założenie skrzyni w kształcie pierścienia, jak to wskazał Brunel (r. 724). Podobny przykład znajduje się w dalszym ciągu pod C.

836.



Płaszcz żelazno-betonowy murowany od spodu, według systemu Simonsa opisany pod l. 35 m (r. 714/5), jest bardzo dogodny do zastosowania zgęszczonego powietrza nawet przy wielkim przekroju poziomym. Szyb roboczy i szluzę założyć można w każdej chwili. Szczelność jest większa niż w studniach zapuszczanych, szorstkość zewnętrznej powierzchni płaszcza daje wielki opór pionowy.

### C. Zapuszczanie studzien przy pomocy zamrażania.

Szkic takiego urządzenia podaje Brennecke (1906 s. 513). Dla dwóch studzien tworzących fundament jednego filara, zaleca on zamrożenie jednego wspólnego płaszcza o wielkiej średnicy, a to dla tego że według szkicu niema między studniami dostatecznego miejsca. Jeżeli jednak odstęp zewnętrznych powierzchni płaszczy wynosi 2,5 m lub więcej, taniej będzie wykonać dwa płaszcze o wspólnej grubości na kierunku podłużnej osi filara. Rozumie się że oba płaszcze będą zamrażane jednocześnie, ponieważ korzystne jest jednoczesne zapuszczanie studzien.

Zastosowanie tego kosztownego sposobu może mieć rację wyjątkowo, n. p. w pokładach bardzo przepuszczalnych, gdy silne pompowanie wody jest niebezpieczne dla fundamentów sąsiednich budowli, a przytem gdy przybory do zamrażania łatwiej otrzymać można niż przybory do zgęszczania powietrza. Ostatni warunek będzie zapewne rzadkim wyjątkiem; przytem zamrażanie wymaga znacznie więcej czasu niż sposób pneumatyczny.

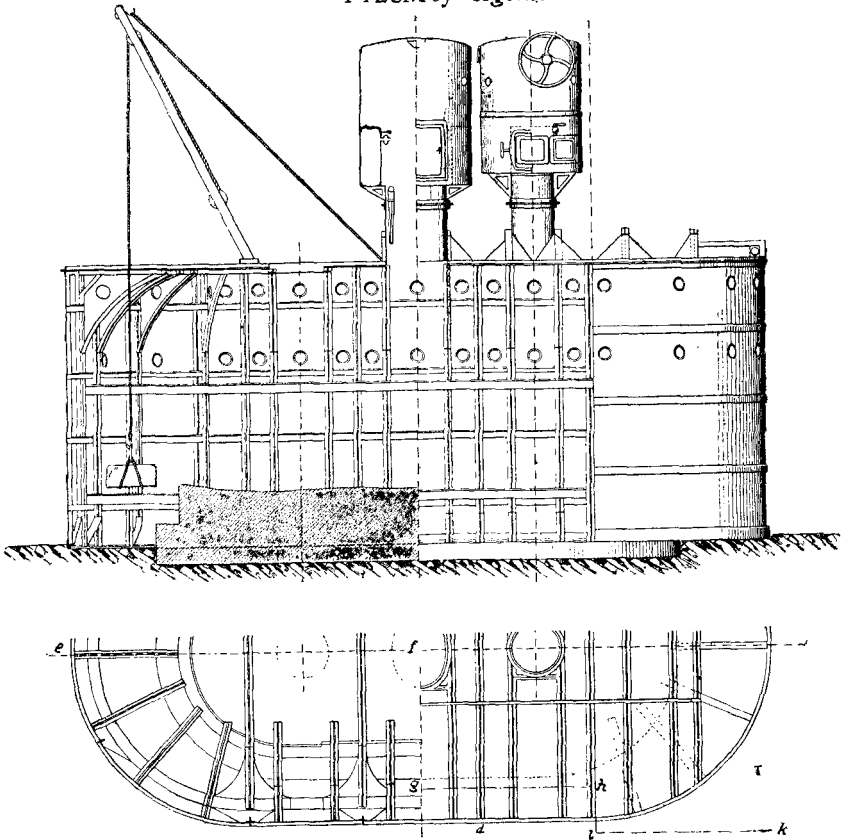
### C. Przy fundowaniu pneumatycznym.

a) Jeżeli pokład na którym mamy fundować jest nieprzepuszczalny, i leży w małej głębokości pod korytem rzeki, wówczas zgęszczone powietrze może być zastosowane tylko do zapuszczania skrzyni. Skoro zaś ostze jej oprze się na

rzeczonym pokładzie, można przy ostrzu wykonać uszczelnienie betonem, a następnie rozebrać strop, i pracować dalej w otwartym powietrzu pod zasłoną płaszcz. To postępowanie było po raz pierwszy zastosowane przez Brunela przy fundowaniu mostu pod Saltash (l. 36 str. 501, także w Kopenhadze w r. 1868 (Rż. t. II s. 119) ale w odmiennej formie zastosowanej do skrzyni pokrywającej całą powierzchnię fundamentu, opisał je inżynier Liébeaux, który fundował w ten sposób most na rzece Dordogne (r. 837), gdzie na skale leżała cienka warstwa piasku i żwiru (AP. 1881 s. 323). Skrzynia której używał była 5 m wysoka, a strop jej leżał około 3 m nad niskim stanem wody. Ściana boczna

837.

*Przekrój efgjik*



usztynwiona była przez wsporniki, a dźwigary stropu leżały zewnątrz. Po odjęciu stropu, ściana boczna wystarczała jako płaszcz, a po wzniesieniu fundamentu nad poziom wody, usunięto ją i przeniesiono do następnego filara. Przy 4 m głębokości fundowania podaje autor, że koszt na 1 m<sup>3</sup> wynosił 115 fr.; zwykłym zaś sposobem przy straconej skrzyni, wynosiłyby 145 fr. Fundowanie jednego filara trwało 29 do 30 dni, wezbrania przerywały robotę i zalewały nawet skrzynię, lecz nie uszkodziły jej.

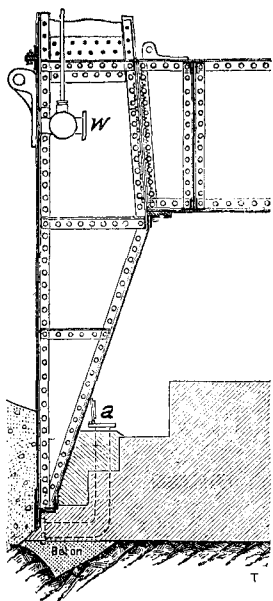
Brennecke opisuje urządzenie własnego pomysłu, lepsze od powyższego, projektowane w r. 1880 do fundowania mostu na Dnieprze pod Jekaterinosławem (Grundbau 1906 s. 544/7 — CBI 1884 s. 542). Z jego opisu biorę następujące ustępy i rysunki. Rys. 838 przedstawia odpowiedni ustrój skrzyni roboczej. Ma ona dwie

ściany blaszane, wewnętrzną i zewnętrzną. Dźwigary stropu są do wsporników przyśrubowane, a opierają się na kątówce poziomej okalającej wewnętrzny obwód stropu.

Zewnętrzna blacha od ostrza do wierzchu dźwigarów stropu jest przynitowana, wyżej zaś składa się z bębnow 1 do 2 m wysokich, przyśrubowanych do żeber płaszcza.

W projekcie przewidziane było wiązanie skrzyni i spławienie jej na miejsce budowy między galarami (r. 839 a), tak jak to jest opisane na str. 532. Dla zatopienia jej, ma być strop obciążony kamieniami, a do płaszcza wpuszczona woda za pomocą wentyla *w* widocznego na rysunku 838, który podczas roboty w zgęszczonym powietrzu ma być otwarty. Skoro skrzynia oprze się o grunt, ustawiamy na szybach szluzy i wprowadzamy zgęszczone powietrze. Woda nad stropem przyczynia się do szczelności.

838.



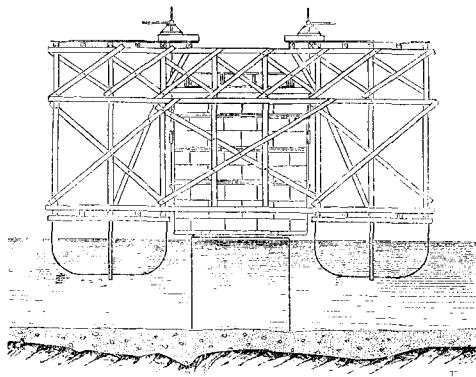
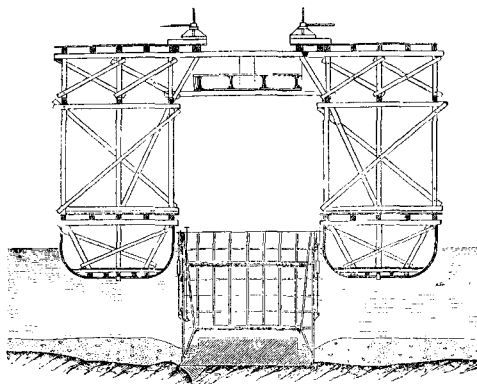
Po zapuszczeniu skrzyni do pokładu wytrzymałego należy jego powierzchnię oczyścić, w miarę potrzeby wyrównać, i wyszukać punkt ostrza leżący najwyżej; tam uchodzi nadmiar powietrza. W tym miejscu wmurować trzeba rurę żelazną *a* u góry szczelnie zamykaną (r. 838), na razie jednak otwartą. Następnie całe ostrze skrzyni należy starannie uszczelnić murem lub betonem. Podczas tej roboty, nadmiar powietrza uchodzi przez rurę *a*, nie psując szczelności betonu. Cement wiąże szybko w zgęszczonym powietrzu; skoro więc fundament wzniesie się 1,0 do 1,5 m wysoko, a przestrzeń między nim a ścianą skrzyni wypełniona zostanie ubijaną gliną, można zaprzestać tłoczenia powietrza. Jednocześnie z zatrzymaniem pompy, należy zamknąć wentyl *w* i rurę *a*, oraz wypompuwać wodę znajdującą się nad stropem, założywszy odpowiednie rozpory w płaszczu; poczem zdejmujemy szluzy, rozbieramy szyby i strop. Dźwigary stropu można umieścić tymczasowo na rusztowaniu na podłożonych belkach (r. *b*), a po wymurowaniu filara do poziomu

wody, można rozebrać płaszcz, podnieść go w górę, i przesunąć lub spławić do nowego miejsca przeznaczenia. Żeby ułatwić rozbieranie płaszcza, należy wpusz-

*a*

839.

*b*



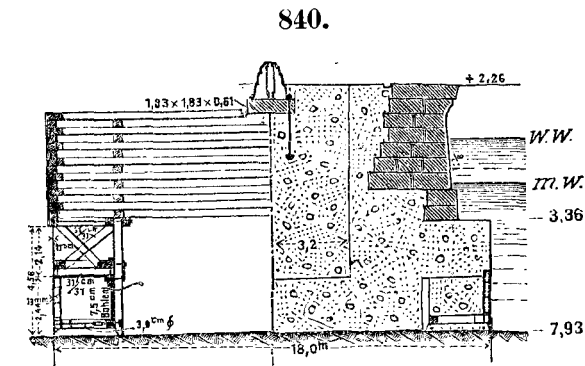
wody, można rozebrać płaszcz, podnieść go w górę, i przesunąć lub spławić do nowego miejsca przeznaczenia. Żeby ułatwić rozbieranie płaszcza, należy wpusz-

czać głowy tych nitów, które mają się stykać z murem. Również należy posmarować łożem lub olejem powierzchnie żelaza, aby zapobiedz wiązaniu z cementem.

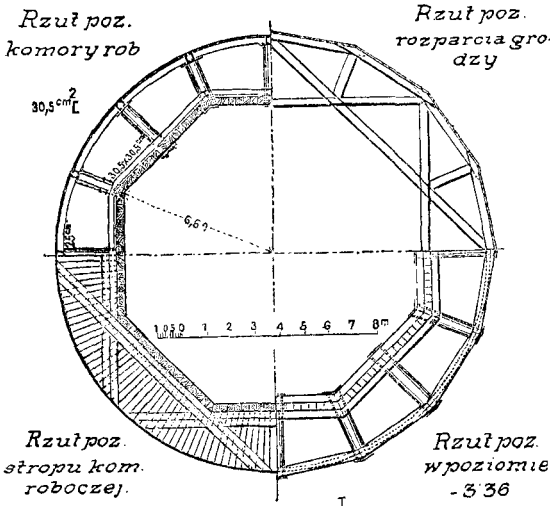
Powyższe postępowanie daje oszczędność zgęszczonego powietrza, oraz pozwala użyć kilka razy kosztownych przyborów żelaznych. Ostatnia korzyść nie pozwala jednak na jednoczesne fundowanie kilku filarów, a przytem jest mniej ważna, wobec zastosowania skrzyń żelazno-betonowych. Natomiast pożądana jest zawsze oszczędność zgęszczonego powietrza. Być może że w dzisiejszych stosunkach należałoby wykonać płaszcz żelazno-betonowy rozpierany drzewem, z górnym bębmem ruchomym drewnianym, wypełnić skrzynię przy zgęszczeniu powietrza, odjąć szyby, i murować dalej na stropie.

Fundowanie pod osłoną płaszcz było projektowane dla filara mostu obrotowego w Nowym Yorku (CBI. 1893 s. 465 według Eng. N. 1893, 7 IX). Filar ma 18 m średnicy, i unosi dwa przęsła obrotowe po 63 m długości między podporami (r. 840).

Skrzynia robocza ma kształt pierścienia. Zewnętrzny jej płaszcz do wysokości 4,6 jest walcowy, z blachy stalowej 11 mm grubej, wyżej drewniany. Wewnętrzny ustrój jest cały drewniany, komora robocza ma w świetle 2,0/2,44. Przedsiębiorca miał zamiar, po zapuszczeniu wypełnić pierścień betonem, i użyć go jako grodze do wykonania wewnętrznej bryły na suchu. Spodziewał się przyspieszyć w ten sposób ukończenie budowy.



840.  
Przekrój pionowy  
skrzyni i grodze przez gotowy filar



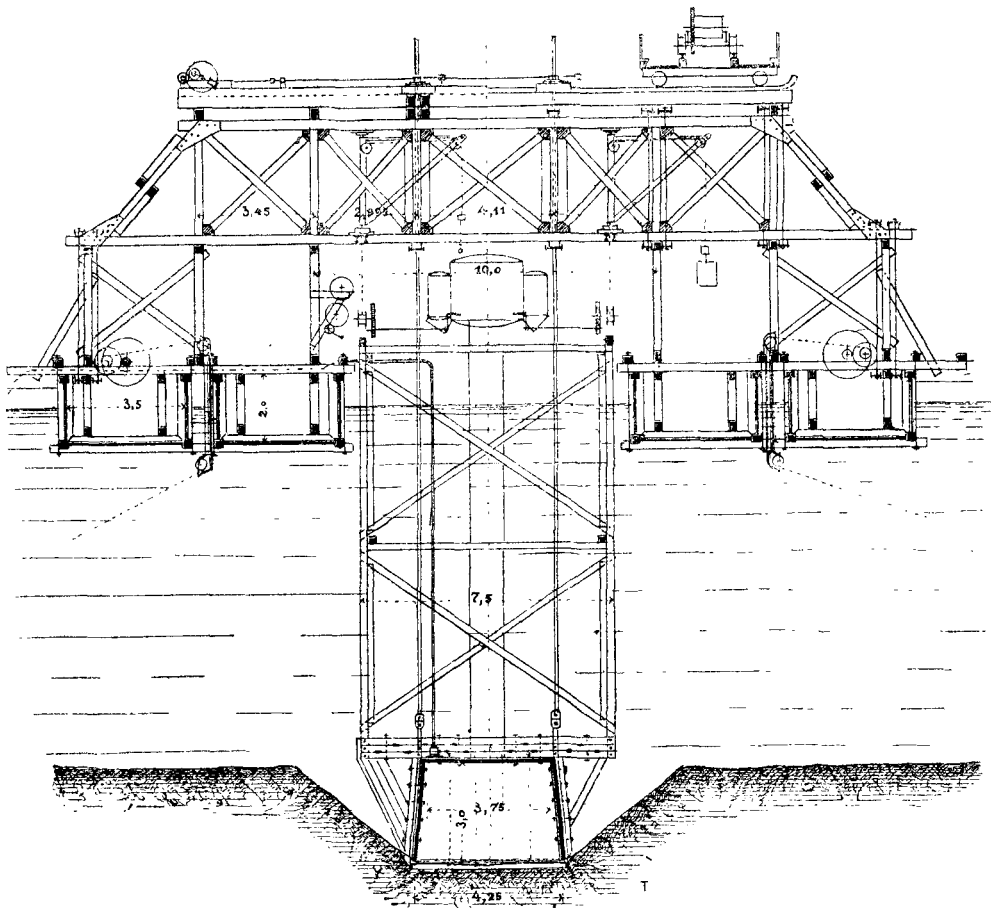
Skrzynię związano na płaskim brzegu, wzniesionym nad poziom dziennego przyplýwu. Żeby ją spławić, zamknięto wewnętrzne ośmiościenne pole tymczasowem dnem drewnianem. Był to ruszt z belek 26/31 cm w odstępach osiowych 1,22, do których przybito od spodu brusy 7,5 cm grube. Sprawozdawca mówi ogółowo, że ten ruszt opierał się o strop skrzyni roboczej od spodu, i był zaciśnięty klinami; po wytrąceniu klinów mógł być usunięty. Dla ułatwienia tej pracy, były w dnie otwory zamknięte tymczasowo kołkami.

Przy wysokim stanie wody zesunięto skrzynię z brzegu, i spławiono na miejsce. Usunięto tymczasowe dno, i zatopiono ją pod ciężarem około 600 t kamieni. Dno rzeki było przedtem wyrównane za pomocą podwodnego rozsadzania skał, to jednak nie wiele przyniosło korzyści, bo nie uprzętnięto odłamów.

Po wprowadzeniu do pierścienia zgęszczonego powietrza, zapuszczanie nie przedstawiało trudności, lecz postępowało powoli; skrzynia miała bowiem dwie powierzchnie tarcia, na zewnętrznym i wewnętrznym płaszczu pierścienia. W głębokości około 8 m ostrze dosięgnęło twardej skały; głębokość zapuszczenia w teren nie jest podana. Skała była bardzo popękana, miała ostre wysoki i warstwowanie pionowe. Oczyszczono całą powierzchnię, a podkopując ostrze w licznych punktach, usunięto ze szpar piasek i okruchy kamieni, poczem ubito bardzo silny beton (1:2:3), do 60 cm nad ostrzem. Utrzymując następnie ciśnienie powietrza, usiłowano wypompować wodę z wewnętrznej ośmiokątnej przestrzeni, przy pomocy dwóch pomp wirowych o średnicy 15 cm, ale na próżno, bo woda wypływała ze szpar skały pod betonem. Wyłamano więc w tych miejscach beton, i usiłowano uszczelnić szpary; jednakże powtórna próba z dwiema pompami o 15 cm i trzecią o 23 cm średnicy, była również bezowocna, albowiem woda nie wypływała z pod komory roboczej, lecz ze szpar skały na wewnętrznym polu. W tej ostateczności, postanowiono wykonać beton sposobem podwodnym.

b) Wzmocnienie fundamentu pneumatycznego za pomocą pali, było zapewne po raz pierwszy wykonane przy moście na Cissie pod Se-

841.



gedynem (r. 723). Nie zdołano bowiem zapuścić fundamentu głębiej nad 8 m w koryto rzeki (str. 500); przeniesiono więc ciężar budowli, za pomocą pali na



pokład głębiej leżący; przytem wewnątrz zapuszczanej rury była dostateczna wysokość do bicia pali.

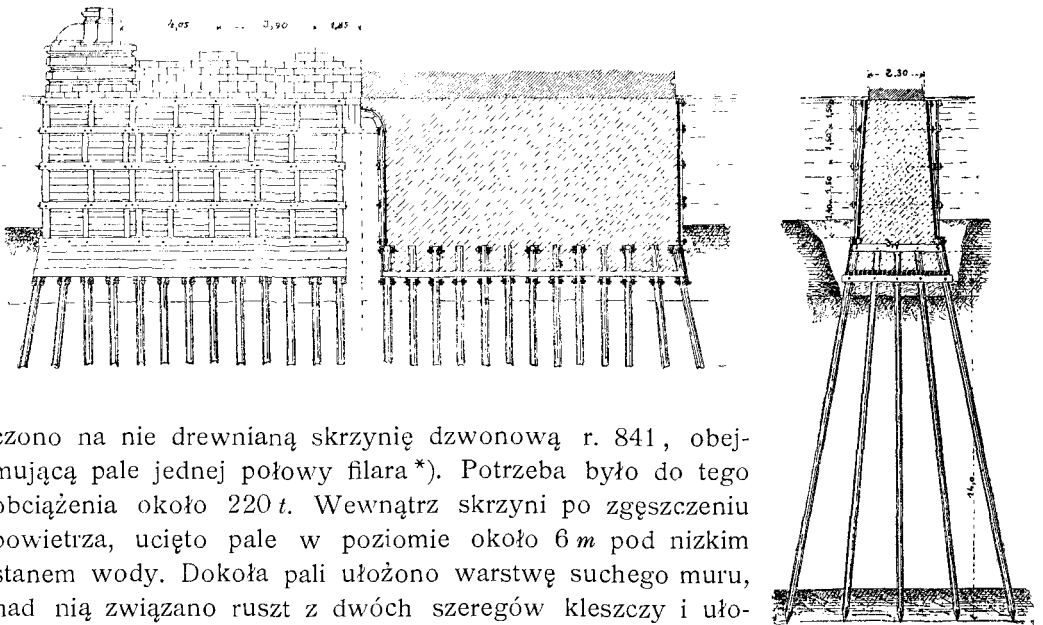
Najpiękniejszy przykład połączenia tych dwóch sposobów fundowania, przedstawia most na wypływie jeziora Zürichskiego, fundowany w r. 1882/3 przez firmę Holzmann i Sp., według projektu inżyniera Lautera (Quai-Brücke. Riese Ingenieur-Bauwerke der Schweiz s. 21 tb. 4). Most ma 5 otworów, dwa po 22,5, dwa po 24,75, i środkowy 26,5; jest 20 m szeroki.

Woda była 10 m głęboka, pod nią leżał 9,5 m gruby pokład miękkiego mułu, a dalej do wielkiej głębokości zbity gliniasty piasek. Postanowiono więc bić pale, uciąć je głęboko, i postawić na nich betonowy filar przy pomocy zgęszczonego powietrza w skrzyni dzwonowej (r. 841).

Rozpoczęto robotę od bagrowania zagłębienia około 3 m głęboko, poczem przy pomocy kafara parowego ustawionego na dwóch sprzężonych galarach, bito 16 m długie pale, podstawiając dla bicia pod wodą 7 m wysoki słup, zakończony u spodu żelazną czapką, obejmującą pal. Trudności dokładnego ustawienia i prowadzenia pochyłych pali, pokonane były za pomocą doskonałych urządzeń, opisanych we wspomnianem źródle, a także pod l. 33 A str. 382/3.

Filary około 24,5 m długie, podzielono na dwie części połączone sklepieniem betonowem (r. 842), podobnież przyczółki. Po ukończeniu bicia pali spuszczo

## 842.



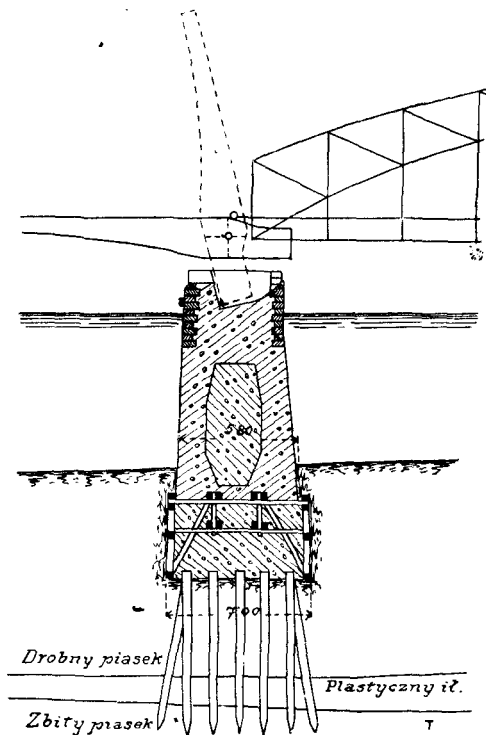
czono na nie drewnianą skrzynię dzwonową r. 841, obejmującą pale jednej połowy filara\*). Potrzeba było do tego obciążenia około 220 t. Wewnątrz skrzyni po zgęszczeniu powietrza, ucięto pale w poziomie około 6 m pod niskim stanem wody. Dokoła pali ułożono warstwę suchego muru, nad nią związano ruszt z dwóch szeregów kleszczy i ułożono dylinę; wreszcie na dolnych kleszczach ustawiono drewnianą osłonę 1,5 m wysoką, i wypełniono ją betonem. Następnie podniesiono dzwon o tyle, żeby na pierwszej osłonie postawić drugą, którą również betonem wypełniono. To postępowanie powtarzano tak długo, aż wierzch betonu leżał nie wiele pod poziomem wody; wówczas na betonie, zaczęto w otwartem powietrzu czysty mur.

\*) Na rys. 841 należy dorysować pale wewnątrz dzwona według rys. 842.

Riese nie podaje kosztów tego fundowania, wspomina tylko, że były bardzo wysokie. Wykonanie 12 fundamentów zajęło 234 dni (1. VIII 1882 do 29. V. 1883), przyczem pracowano dzień i noc przy każdym fundamencie w 16 ludzi, zmieniając ich co 8 godzin. Czasy trwania robót przy oddzielnych fundamentach, zmieniały się od 11 do 36 dni.

Brennecke robi uwagę, że jednolite fundowanie pneumatyczne do głębokości 19 m nie byłoby zapewne droższe, a dałoby trwalszy fundament. Z następujących przykładów zobaczymy jednak, że wspomniana firma postępowała w podobny sposób przy późniejszych budowlach, pomimo, że posiada wszelkie przybory do fundowania pneumatycznego.

843.



Fundowanie mostu na Dunaju pod Czernawodą, projektowała ta sama firma w ten sposób, że pneumatycznie zapuszczona skrzynia, tworząca podstawę całego filara, miała być postawiona na palach. (Br. s. 554).

Przy fundowaniu mostu na Odrze, przy dworcu kolei w Szczecinie, postępowano w podobny sposób (DB. 1906 s. 133). Rozpoczęto fundowanie od bicia pali, które ucięto równo z dnem rzeki (r. 843); poczem przy pomocy zgęszczonego powietrza zapuszczono drewnianą skrzynię zawieszoną na rusztowaniu, obejmującą wszystkie pale. Na stropie jej murowano, a wewnątrz wykonywano do koła pali wykop, i ucinano je częściami; wreszcie wypełniono skrzynię betonem.

Ostrze skrzyni leży około 6 m pod korytem rzeki, pale sięgają 7,5 m głębiej. Płytkie osadzenie skrzyni jest w tym razie wystarczające, albowiem pogłębienie koryta jest niemożliwe przy ujściu rzeki.

Willmann (Grundbau 1906 s. 270), opisuje podobne postępowanie, zastosowane już około r. 1870 w Ameryce Północnej; przytem strop skrzyni miał być oparty wprost na palach; pod Szczecinem zaś opiera się on za pośrednictwem betonu, co przyczynia się do równomiernego obciążenia pali, o ile skrzynia jest dokładnie wypełniona.

Następujące dwa szkice (DB. 1905 s. 283. — Eng. Rec. 1991 t. 44), nie przedstawiają wprawdzie dwóch różnych sposobów fundowania w jednym fundamencie, ale dołączam je jako przykłady umiejętnego związania z fundamentem, żelaznego szkieletu wysokiego domu. Oba pochodzą z Nowego Yorku.

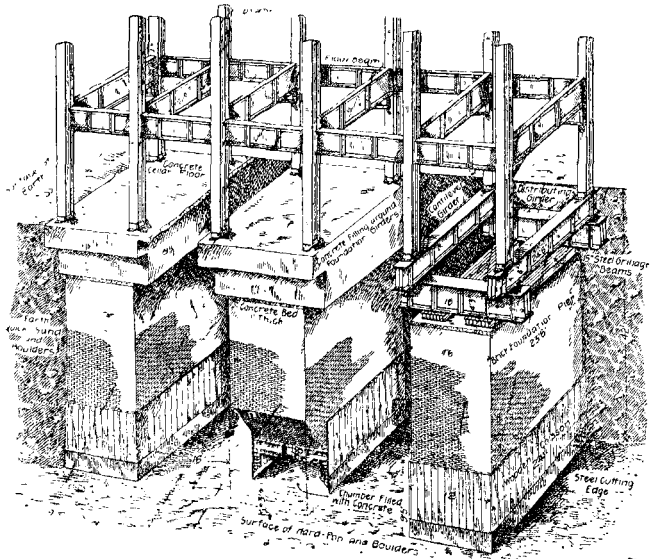
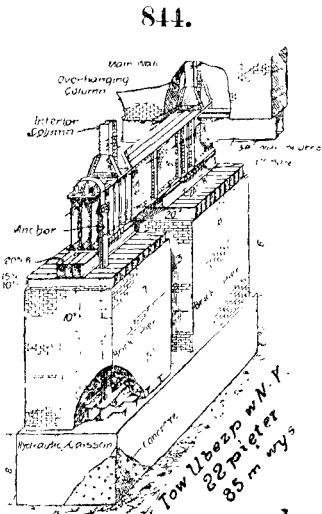
Na rys. 844 podstawę wspólną dla dwóch żelaznych słupów budowli, tworzy żelazno-betonowa skrzynia, o wymiarach 3,5/6,0/2,4 zapuszczona sposobem pneumatycznym. Na niej widzimy dwa cokoły z cegieł 4,9 wysokie, na których spoczywa belka blaszana o poczwórnej ścianie około 1,7 m wysokiej, sprzęgająca wspomniane dwa słupy.

Ta belka podpira wspornikowo słupek i ścianę fasady, widoczne na rysunku

w głębi, a ma przeciwwagę z ciężaru kolumny wewnętrznej, i ciężaru wewnętrz-  
nego cokołu, z którym łączy ją kotwica zapuszczona do powierzchni skrzyni.

Bardzo silne wzorówki  $\perp$  pokrywające oba cokoły (wys. 38 cm), a w dru-  
gim kierunku podłożone pod rzezoną belkę (wys. 50 cm), zapewniają jednostajny  
rozkład ciśnienia.

845.



*Dom Gillender w New-Yorku, 20 pięter, 91 m wys*

Na rys. 845 widzimy trzy drewniane skrzynie pneumatyczne, o wymia-  
rach 3,6/7,2/2,8; na nich z odsadą 0,15 do koła, filary ceglane tworzą fundament  
dwanastu słupów wysokiego domu. Na rysunku środkowego filara oderwana jest  
część skrzyni i muru, żeby odsłonić wewnętrzny ustrój. Słupy są wysunięte poza  
lice filarów po 0,8 w kierunku równoległym do płaszczyzny rysunku, a po 0,15  
w kierunku do niej prostopadłym. Odpowiednią powierzchnię oporu uzyskano dla  
nich za pomocą dwóch dźwigarów blaszanych 1,3 wysokich, ułożonych równo-  
legle do płaszczyzny rysunku, i dwóch 1,0 wysokich prostopadle do pierwszych.  
Na nich stoją słupy budowli, a pod dolne dźwigary podłożono dwa razy po 7  
wzorówek  $\perp$  38 cm wysokich, dla jednostajnego rozkładu ciśnienia.

Dźwigary są zupełnie ukryte w pokładzie betonu, który odjęty jest na  
filarze z prawej strony, dla wyjaśnienia ustroju.

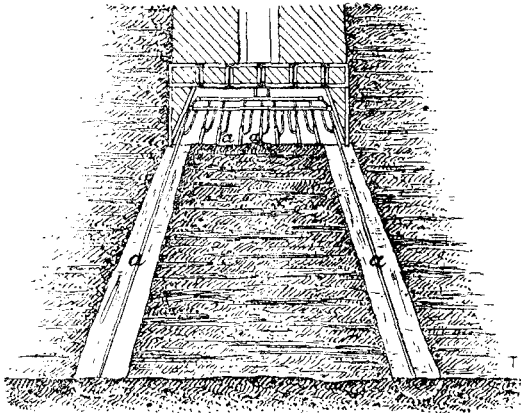
c) Pogłębianie fundowania pneumatycznego przy po-  
mocy zamrażania, uznane jest powszechnie za najważniejsze zastosowanie  
nowej metody. Pierwszy projekt takiego postępowania dał Brennecke (CBI 1883  
s. 462). Przyjmował on wówczas skrzynię pneumatyczną z płaszczem i rozbiera-  
nym stropem, a po zamrożeniu murowanie pod osłoną płaszcza w otwartym  
powietrzu. Tutaj jednak trzymać się będziemy nowszej pracy tegoż autora (Grund-  
bau 1906 st. 553), w której przyjęta jest skrzynia ze stropem stałym (r. 846).

Przypuśćmy więc, że zapuszczanie przy zgęszczeniu powietrza doprowa-  
dzone zostało do granicy znośnej dla zdrowia robotników. Przewody główne dla

dopływu i odpływu cieczy mrożącej leżą w szybie roboczym, odpowiednie poziome wieńce rur leżą pod stropem skrzyni, a jedne i drugie przygotowane być mogą przed rozpoczęciem zapuszczania.

Rury mrożące *a*, mają być white lub wśrubowane dokoła przy ostrzu skrzyni w kierunkach pochyłych na zewnątrz; zamrożony płaszcz ma przeto kształt stożka. Z powodu małej wysokości komory, rury składane będą z krótkich kolan. Odstępy rur mrozących dobrane będą tak, żeby były wystarczające na

846.



podstawie stożka; z tego powodu płaszcz zamrożony będzie u góry grubszy niż u dołu, tj. odwrotnie jak na r. 846.

Po ukończeniu zamrażania ma być wypuszczone zgęszczone powietrze, usunięte być mają szluzy i szyby, a wykop niżej skrzyni roboczej ma być dokonany w otwartym powietrzu, z lekką oprawą ciesielską ścian szybu.

Według powyższego autor zakłada że podstawa fundamentu leży na pokładzie nieprzepuszczalnym; tak się rzecz ma prawie zawsze przy głębokich

fundamentach pneumatycznych. W przeciwnym razie, zamrożenie płaszcza nie prowadzi do celu, i potrzebne byłoby zamrożenie całej bryły wykopu (l. 37 str. 601), co stanowi poważną trudność, wymaga bardzo wysokich kosztów i straty czasu.

Po odkryciu pokładu wytrzymałego murujemy z dołu w górę. Stożkowy kształt zamrożonego płaszcza jest wówczas o tyle korzystny, że u spodu daje odpowiedni odstęp muru od lodu; natomiast u góry lód zajmuje miejsce potrzebne dla muru (r. 846), i przynajmniej połowa grubości płaszcza musi być podczas murowania wycięta, co może być niebezpieczne. Tę trudność można ominąć lub przynajmniej zmniejszyć, nie odejmując szluz i szybów na czas murowania. W takim razie można w każdej chwili ponownie zgęścić powietrze, lub wcale go nie wypuszczać; przy pomocy oprawy ciesielskiej wykonać mur w ciasnej części szybu, i wprowadzić go do komory. Inaczej można również wyjść z trudności, używając do zaprawy przymieszek podanych pod liczbą 26 str. 328 ust. 7. Ten sposób byłby też jedynym wyjściem, gdyby podstawa fundamentu była przepuszczalna, i musiała być zamrożona.

Gdy mur jest w komorze, zamrażanie można przerwać, wymurować szczelnie dokoła ostrza i usunąć rury leżące pod stropem. Rury mrożące są stracone.

Gdyby zamrożenie nie trwało dosyć długo, albo uszczelnienie ostrza skrzyni roboczej okazało się niedokładne pośród zamrożenia, lub było niemożliwe z powodu wielkiego ciśnienia, może być potrzebne zgęszczone powietrze aż do całkowitego wypełnienia skrzyni roboczej i części szybu. W tem drugi powód, żeby nie wypuszczać zgęszczonego powietrza po ukończeniu zamrażania.

### 39. Środki ostrożności i roboty ratunkowe.

#### A. Zabezpieczenie fundamentów od podmycia.

Narzut kamieni jest środkiem najczęściej używanym dla zabezpieczenia budowli stawianych w prądzie wody. Kamienie zapadają się w miejsca pod nimi wypłukane, dalszemu płukaniu stawiają opór, a opór ten wzrasta wraz z głębokością do której się kamienie zapadły. Warunkiem jednak nieodzownym dla takiego działania jest, żeby prąd nie mógł kamieni unieść.

Skoro kamienie mają objętość  $M$ , a ciężar gatunkowy  $\gamma$ , wyobrażamy sobie ich opór pod wodą jako  $\varphi(\gamma-1)M$ , albo  $\varphi(\gamma-1)a^3$ , jeżeli  $a$  jest średni wymiar kamienia. Wartości współczynnika  $\varphi$  nie znamy dotychczas.

Inżynier Suchier wykonał w r. 1874 pomiary w Renie pod Alt-Breisach (DB. 1883 s. 332). Przy różnych stanach wody, mierzył on prędkość  $v$  przy dnie, za pomocą młynka Woltmanna, i oznaczał ciężar największych ryniaków które się przytem poruszały. Z 234 pomiarów podał liczby średnie dla 15 przypadków; wybieram z nich te, które odpowiadają największym prędkościom.

Przy $v=1,48$	1,59	1,72	1,80 m
poruszały się ryniaki o ciężarach mniejszych od:			
$G=0,25$	1,0	1,5	2,5 kg

przytem oznaczył  $\gamma=2,5$ .

Przyjmując że ryniaki są kulami o średnicy  $a$ , i stosownie do tego, że prąd o prędkości  $v$  działa na powierzchnię przekroju  $0,78 a^2$ , możemy dla powyższego szeregu wyrachować  $\varphi$  z równania

$$\varphi(\gamma-1)M = \varphi \cdot \frac{\gamma-1}{\gamma} G = 0,78 \frac{v^2}{2g} a^2 \quad . . . . . 1,$$

Dla  $v=1,48$   $G=0,25$  kg otrzymujemy  $\varphi=1,92$   
 „ „ 1,8 „ 2,5 „ „ „ 1,32.

Te wysokie wartości dla  $\varphi$  pochodzą ztąd, że siła prądu zużywa się przeważnie na oscylacje prędkości i wiry, na wzajemne uderzanie się i ścieranie ryniaków, a tylko mała jej część wlecze ryniaki i to z prędkością bardzo małą w stosunku do prędkości wody. Przytem małe ryniaki zatrzymywane są przez większe, i dla tego może z powyższych pomiarów wypada dla nich większa wartość  $\varphi$ . Wierzchnie kamienie narzutu znajdują się przeto w warunkach bez porównania mniej korzystnych niż ryniaki; innemi słowy stawiają opór daleko mniejszy. Są też wystawione na silniejsze prądy.

Teoretyczne pojęcia inżyniera Du Boys (AP. 1879 II. — Kreuter Flussbau HJW 1907) wskazują również i to w daleko wyższym stopniu, że siła wlokąca rumowisko jest małą cząstką całkowitej siły prądu. W danych warunkach rzeki, najmniejsza siła wlokąca, tj. na granicy równowagi, ma być według tego autora  $S_0 = \alpha t$ , gdzie  $\alpha$  spadek, a  $t$  głębokość wody przy której ruch się rozpoczyna. Wiemy zaś, że we wzorach na prędkość wody,  $\alpha t$  jest małym ułamkiem kwadratu z prędkości.

Według spostrzeżeń prof. Kreutera na rzekach tyrolskich (Z. f. Gewässerkunde 1898 s. 194/5),  
 bryły których objętość dochodzi  $1 m^3$  nie wytrzymują siły  $S_0 = 100$  kg na  $1 m^2$ .  
 Podobnie bryły na  $0,5 m^3$  „ „ „ „ = 46–60 kg/m<sup>2</sup>

Bryły wielkości głowy nie wytrzymują siły  $S_0 = 15 - 20 \text{ kg/m}^2$ .

Bryły płaskie wielkości pięści „ „ „ =  $8 \text{ kg/m}^2$ .

Rozumie się że wymienione objętości zależą od ciężaru gatunkowego kamieni i wielu innych czynników, ale wartości  $S_0$  są w każdym razie zadziwiająco małe, skoro zważywszy że odpowiadają one wysokim wartościom  $v$  i  $a$  rzek tyrolskich. Autor nie podaje tych czynników, a więc nie można wyrachować odpowiednich  $\varphi$ .

Te spostrzeżenia jednak, przy zastosowaniu dwu- lub trzykrotnej pewności co do  $S_0$  uważam na razie jako najwłaściwszy sposób oceny wielkości kamieni potrzebnych do narzutu.

Jeżeli zaś zechcemy zastosować zasadę przyjętą w równaniu 1, to wnioskując z pomiarów Suchiera i ze względu że  $G$  wzrasta w stosunku  $a^3$ , a uderzenie prądu w stosunku  $a^2$  wypada dla wielkich  $v$  i  $G$  przyjmując  $\varphi = 1$  lub nie wiele mniejszą wartość; a wobec niepewności co do największej wartości  $v$ , wprowadzić jak wyżej pewność  $n = 2$  do 3. Uważając  $a$  za wymiar średni ryniaka, napiszemy zatem  $\varphi(\gamma - 1)a^3 = \frac{nv^2}{2g}a^2$  a ztąd  $a = \frac{nv^2}{2g\varphi(\gamma - 1)}$  . . . . . 2.

Dla  $\varphi = 1$   $\gamma = 2,5$   $n = 2$ , wypada z małym zaokrągleniem  $a = \frac{v^2}{15}$  a więc dla

$v = 2$	$3$	$4 \text{ m}$
$a = 0,27$	$0,60$	$1,06 \text{ m}$ .

Są to bardzo silne wymiary; narzut wymaga zatem kosztowniejszego materiału niż mur; ostatnia wartość dla  $a$ , przekracza już niemal praktycznie możliwą granicę. Należy więc dobierać kamień o jak największym ciężarze gatunkowym, bo przy mniejszych wymiarach kamieni, uderzenie wody jest mniejsze, a wykonanie narzutu łatwiejsze i tańsze.

Jeżeli np. wybierać możemy między granitem o ciężarze gatunkowym  $\gamma_1 = 2,8$ , i wapieniem o ciężarze  $\gamma_2 = 2,4$ , to dla jednakowego ciężaru pod wodą, stosunek objętości brył będzie  $\frac{M_1}{M_2} = \left(\frac{\gamma_2 - 1}{\gamma_1 - 1}\right)^3 = \left(\frac{1,4}{1,8}\right)^3 = 0,47$ .

Stosunek zaś ciężarów dla odłamów obu materiałów, stawiających jednaki opór w danym prądzie, jest (Kreuter Schv. Bz. t. 16 s. 24):

$$\frac{G_1}{G_2} = \left(\frac{\gamma_2 - 1}{\gamma_1 - 1}\right)^3 \cdot \frac{\gamma_1}{\gamma_2} = \left(\frac{1,4}{1,8}\right)^3 \cdot \frac{2,8}{2,4} = 0,55.$$

Jako przykład przytoczyć mogę, że przy oskałowaniu tamy portowej w Ajmeijden (wylot kanału z Amsterdamu do morza Północnego), bloki betonu  $1,4 \text{ m}^3$  objętości, odrzucane były przez falę podczas burzy. Sprowadzono więc szwedzki granit, którego bryły miały najwyżej  $0,6 \text{ m}^3$ , a jednak do jesieni r. 1886 tj. przez dwa lata, wytrzymały one bez poruszenia się wszystkie burze. Przyczyniło się do tego również lepsze wiązanie między bryłami granitu, niż między prostokątnymi blokami betonu.

Jeżeli w praktyce miejscowe warunki nie pozwalają dostarczyć dosyć wielkich kamieni dla całej objętości narzutu, dajemy największe kamienie na wierzch, drobniejsze na spód.

Środkiem pomocniczym są w takim razie narzuty łańcuchowe.

Na galarze, wiążemy ze sobą szereg ciężkich kamieni za pomocą krótkich łańcuchów, i zatapiają je o ile możności jednocześnie (r. 847).

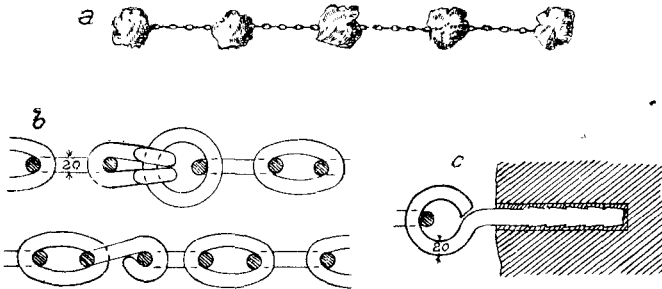
Dla wzmocnienia skarpy zwykłego narzutu dokoła filara, należy układać łańcuchy kamieni w kierunkach poziomych skarpy narzutu, o ile być może nie

przerwywając ich na czole filara, tj. od strony przypływu. Drugi szereg łańcuchów ułożymy na pierwszym w kierunkach poprzecznych, tj. w spadku skarpy; w ten sposób powstanie sieć kamieni połączonych ze sobą (r. 848), które wspólnie opierają się prądowi (ÖW. 1891 st. 434). Uderzenie prądu oraz opór kamieni nie są wszędzie jednakowe; o ile więc wyzyskane będzie naprężenie łańcuchów,

można przyjąć, że przy poruszaniu kilku kamieni jednocześnie, prąd napotyka średnio na większy opór, niż przy poruszaniu ich oddzielnie, pomimo że w obu razach, wymiary kamieni są jednako-

we. O ile miejscowe warunki pozwalają, należy wzmocnić podnóże skarpy szeregiem pali (r. 848).

847.



Natomiast widocznem jest, że łańcuchy kamieni mniej łatwo się zapadają niż kamienie oddzielne; mogą więc powstawać pod nimi próżnie, szkodliwe dla całości. Z tego względu nie są korzystne zbyt krótkie łączniki między kamieniami.

Długość ich powinna być taka, żeby między kamieniami jednego szeregu łańcuchów, mogły się z łatwością pomieścić kamienie drugiego szeregu.

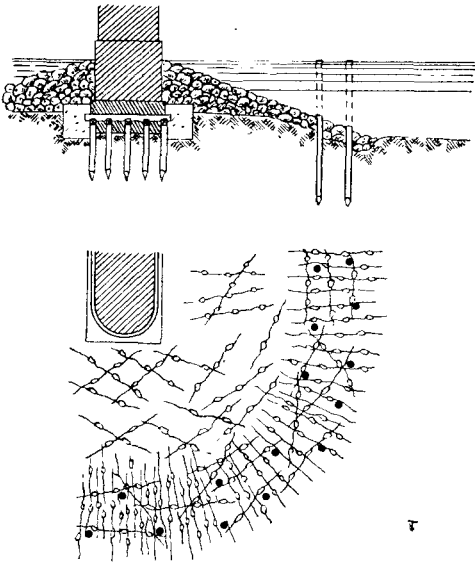
W każdym razie, zastosowanie narzutów łańcuchowych jest właściwe dopiero wtedy, gdy zapadanie się narzutu już jest nieznaczne, a chodzi głównie o zatrzymanie wierzchnich kamieni porywanych przez prąd; a więc przy starszych narzutach, zagrożonych przez wyjątkowo wielkie wezbrania. Innymi słowy, łańcuchy są korzystne gdy leżą na powierzchni narzutu, a szkodliwe gdy leżą wewnątrz.

Według przytoczonego powyżej sprawozdania, narzuty łańcuchowe były po raz pierwszy zastosowane przy budowie kolei przez Brenner (1863--

1866, nadradca Thommen), na rzekach górskich Sill i Eisack. Wskutek ciągłego pogłębiania się koryt, zostały tam wprawdzie zniszczone, jednakże nie można im odmówić znaczenia powyżej określonego. Zastosowane też były narzuty łańcuchowe do zabezpieczenia filarów mostu na Dniestrze w Niżniowie, przy sdo-sobności przebudowania i powiększenia tego mostu w r. 1895/6.

Podobnie jak łańcuchy kamieni, działa sieć pali. Przestrzeń na której ma być wykonany narzut, bagrujemy do głębokości przewidywanej wyrwy, i bijemy na niej pale 20 do 30 cm grube, w odstępach 1,2 do 1,5. Między pale rzu-camy kamienie, mają one opór na palach, nie tak łatwo mogą być porwane,

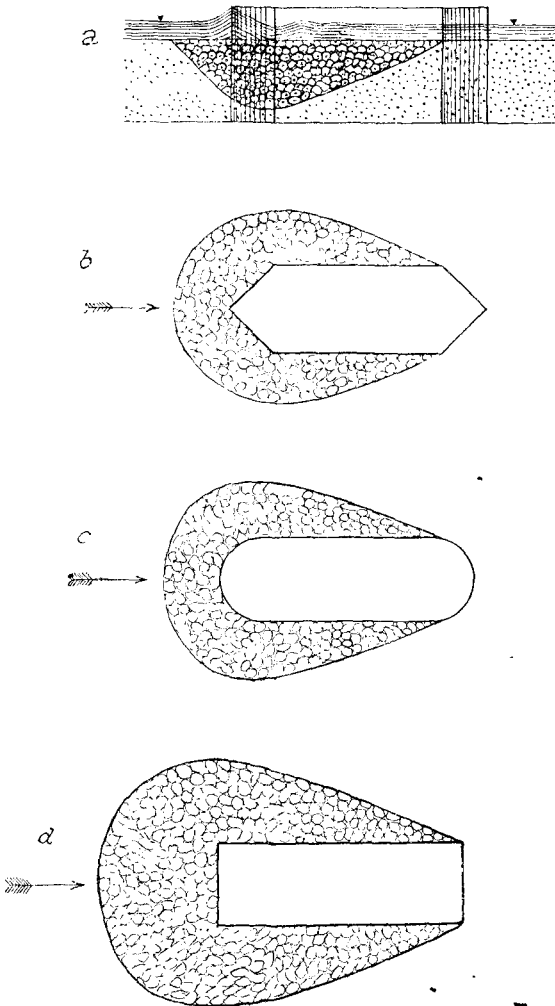
848.



i wystarczają mniejsze odłamy. Korzystnie jest ustawić na obwodzie narzutu szereg pali w małych odstępach, około 0,5.

Filary mostu stanowią opory dla przepływu wody. Wywołują zbaczenie strug, a do tego potrzebne jest powiększenie spadku, czyli spiętrzenie wody. Spiętrzenie jest tem większe im wyższy stan wody, im ciaśniejszy most; ale nawet wtedy gdy światło mostu jest zupełnie wystarczające, objawia się spiętrzenie, jeżeli nie na całej szerokości rzeki, to przynajmniej lokalnie tuż przed filarami.

849.



Ze spiętrzenia wynika powiększenie prędkości i pogłębienie dna, czyli wyrwa (n. Kolk), o ile dno rzeki nie jest w odpowiedni sposób wzmocnione. Ażeby rozpoznać kształt i wielkość tych pogłębień, wykonał prof. Engels w Dreźnie szereg doświadczeń, których wyniki streścić można w następujących słowach (ZfB. 1894 s. 407).

1. Wyrwa powstaje głównie od strony przypływu, tj. od czoła filara; zmniejsza się w kierunku prądu po obu stronach, i po stronie przeciwnej jest stosunkowo mała; tem mniejsza, im większa jest długość filara w stosunku do grubości (rys. 849). Gdy ten stosunek zbliża się do 1,5, wyrwa poniżej filara jest prawie niewidzialna; a przy większych długościach ukazuje się tutaj w osi filara małe podwyższenie dna rzeki. Równowaga koryta naruszona przez filar, powraca tuż poniżej; materiał wypłukany opada w miejscach o najmniejszej prędkości, pod zastoną filara.

2. Wyrwa czołowa jest tem mniejsza, im więcej wydłużony jest poziomy przekrój głowy filara. Mniej znaczy natomiast, czy to wydłużenie wykonane jest za pomocą płasz-

czyzn, czy za pomocą powierzchni krzywych. Kształt filara od strony odpływu, jest obojętny.

3. Narzut zabezpieczający filar od podmycia, powinien wypełniać przestrzeń, która bez zabezpieczenia byłaby podczas wezbrania wyrwana. Przestrzeń tę należy wybagrować i wypełnić kamieniem, układając największe kamienie na wierzchu, i tworząc powierzchnię o ile możności gładką. Po za tem, wszystko jest zbyt cenne. Narzut nie powinien się zatem wznosić ponad dno koryta, bo niepotrzebnie zmniejsza przekrój wody (r. a).



Spostrzeżenia zapisane pod 1 i 2 zgodne są z faktem; że filar podmyty przechyła się naprzeciw prądu \*). Przepis pod l. 3 może być najłatwiej zachowany na rzekach górskich o małej głębokości, i ma w tych razach najdonioślejsze znaczenie, z powodu wielkich prędkości wody i gwałtownych wezbrań. W przeciwnych warunkach jest to przepis uciążliwy, bo bagrowanie jest kosztowne, głębokość możliwej wyrwy niewiadoma, a uzupełnienie narzutu podczas wezbrania często niemożliwe lub spóźnione. Woda zaś wykonywa tę samą robotę bezpłatnie, a przy samoczynnym zapadaniu się narzutu, znika zniższenie przekroju wody. W każdym razie powinien wierzch narzutu leżeć pod niskim stanem wody, żeby łód nie czepiał się kamieni i nie unosił ich na wiosnę. Ten przepis bywa też przeważnie zachowywany.

Głębokość wyrwy trudno określić, jak już wspomniałem powyżej. W danej rzece można ją w przybliżeniu ocenić ze spostrzeżeń na dawniejszych przypadkach, przy budowlach lub przy brzegach. Brennecke jest zdania, że wystarczy ubezpieczyć powierzchnię dna; a skoro pokrywa będzie dosyć ścisła, głębokość narzutu jest obojętna (str. 564). Na tej zasadzie byłoby usprawiedliwione używanie narzutów łańcuchowych oraz materacy z faszyn, jako podstawy narzutu. Pamiętać jednak trzeba, że podczas wezbrania, porusza się w większej części koryta, a może w całej jego szerokości, warstwa rumowiska, której grubości nie znamy. Sądzę też, że doświadczenia prof. Engelsa nie mogły dać pod tym względem należytych wyjaśnień, tak jak w naturze, po przejściu wezbrania, wyrwy pozostałe nie dają dokładnego pojęcia o tych, jakie były podczas wezbrania. Przy opadaniu bowiem wody zmniejsza się siła poruszająca, i część wyrwy zostaje zasypana.

Na rysunkach z powyższych doświadczeń, głębokość wyrwy wynosi prawie 0,9 grubości filara, a ograniczenie jest skarpą 1:1 lub 4:5. Żeby się zatem zabezpieczyć od podmycia rzeczonoj pokrywy, należałoby wykonać ją na znacznie większej powierzchni niż ta którą zajmuje wyrwa według doświadczenia. Zapewne więc nic nie oszczędzimy na kosztach, przez wykonanie pokrywy zamiast narzutu, a zmniejszymy bezpieczeństwo.

Dalsze wiadomości o zastosowaniu narzutów i faszyn, należą do regulacji rzek. H. Z. 1855 tab. 27 podaje rysunek fundamentu latarni morskiej, zabezpieczonego za pomocą faszyn i oskałowania związanego łańcuchami.

O działaniu fal na budowle inżynierskie pisze Gaillard; patrz Cbl. 1905 s. 358, 362.

Niepewność co do możliwej głębokości wyrwy jest najczęściej powodem otoczenia fundamentu palisadą. Już pod l. 14. str. 233 mówiliśmy, że środek ten jest skuteczny na żwirze, a zawodzi na piasku. Do uwag tam zapisanych dodać muszę, że palisada wystawiona jest na ciśnienia poziome, powstające pod fundamentem z ciężaru budowli, i wynikające z kształtu bryły wzruszonej (rys. 254 i 255). Sprężystością swoją, i zależnie od głębokości do jakiej jest wbita, palisada rozkłada te ciśnienia na głębokość większą od głębokości zajętej przez bryłę wzruszoną, a oznaczonej przez  $w$  na wspomnianych rysunkach. Palisada powiększa zatem wytrzymałość fundamentu, bo nie dopuszcza poziomego usuwania się cząstek ziemi, i w razie osiadania fundamentu, zapewnia zgęszczenie ziemi wyłącznie w kierunku pionowym.

\*) AP. 1856 II. s. 103 i 405. — Z. f. Bauw. 1857 s. 238. — Cbl. 1894 s. 236.

Żeby zapewnić takie działanie palisady, należy przestrzeń przez nią objętą wypełnić dokładnie murem lub betonem. Bijemy ją zatem blisko lica czystego muru, a miejsce w którym powstaje wyrwa leży zewnątrz. Z tego powodu do-koła palisady wykonywany bywa narzut, mniejszy jednak niż bez palisady.

Palisada drewniana może być szczelna, gdy była bita w pokład jednostajny, bez skupionych oporów. W przeciwnych warunkach, i w pokładach grubych ryniaków, można szczelnie wykonać tylko palisadę żelazną lub żelazno-betonową. Przy ubezpieczeniu mostu Karola w Pradze, opisanem w dalszym ciągu, wydobywano palisady z dawnych ubezpieczeń; były one zupełnie porzrywane, i nie miały znaczenia.

Palisady bywają też używane jako wspólne zabezpieczenie kilku fundamentów, np. przyczółków i filarów jednego mostu, gdy długość jego jest nie wielka. W takich razach dwie palisady równoległe bite bywają przez całe koryto w poprzek, a palisady przy bocznych ścianach filarów mogą być opuszczone; ztąd możliwa jest oszczędność w ogólnej długości palisad, w porównaniu do ubezpieczeń oddzielnych.

Obie palisady mogą być bite tuż przy głowach filarów, a według powyższych uwag o kształcie wyrwy, górna jest ważniejsza niż dolna. Korzystnie jest utrwalić łąk między palisadami brukiem lub narzutem. Używane też bywają w tym celu mury lub sklepienia łąkowe, a w razie trudności z pompowaniem wody, pokłady zatapianego betonu.

Beton u. Eisen 1906 s. 11. opisuje wałki betonowe, zatapiane dla zabezpieczenia podmytego przyczółka mostu. Były one 1 m grube, a 6 do 10 m długie, podobne do tych które znane są przy regulacji rzek, i na nich wzorowane.

Zamiast faszyn użyto juty na pokrycie betonu. Brzegi jej są zeszyte, a wałek wiązany drutem. Beton był wprawdzie ubijany, ale podczas zatapiania jeszcze o tyle miękki, że nagiął się do kształtów wyrwy i dopiero w tej postaci twardniał; przytem nawet pęknięcie betonu nie psuje całości; 1 m wałka kosztował 35 marek.

Na rzekach górskich, wykonanie dwóch palisad w powyższy sposób, może mieć na celu utrwalenie łąku całego koryta, skoro przewidujemy trwałe jego pogłębianie. Wówczas dolna palisada jest równie ważna jak górna, a całość może być projektowana tylko w związku z regulacją uważanego koryta, i należy ten przedmiot do regulacji rzek.

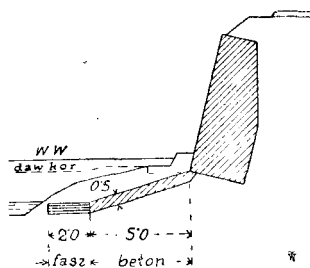
Opisane powyżej zabezpieczenia odnoszą się do przypadków, w których pogłębiający prąd wynika z małego spiętrzenia, niezależnego od celu budowli. Środki zaradcze używane przy budowlach mających na celu utrzymanie znaczniejszych spiętrzeń, stałych lub przejściowych, mianowicie przy jazach, szluzach i bulwarach, są omawiane w odnośnych książkach specjalnych. Tutaj zaś wypada mi opisać kilka typowych przykładów robót ratunkowych, około budowli zagrożonych przez podmycie.

Oest. Monatsch. f. d. Oef. Baud. 1902 s. 67, opisuje następujące ubezpieczenie muru podporowego, wykonanego dla kolei żelaznej wzdłuż rzeki górskiej.

Po 25 latach istnienia kolei, rzeka pogłębiła swe koryto o 2 m; a gdyby zmieniła kierunek, co było bardzo możliwe, poderwałaby niezawodnie podnoże muru. Palisady niepodobna było zastosować, bo pale próbne wcale się bić nie

dały. Pogłębienie fundamentu przez podstawienie, wydawało się zbyt kosztowne. Zabezpieczono zatem mur przez utwalenie powierzchni gruntu między murem a rzeką (r. 850), za pomocą płyty betonu 0,5 m grubej, wpuszczonej 30 cm pod fundament.

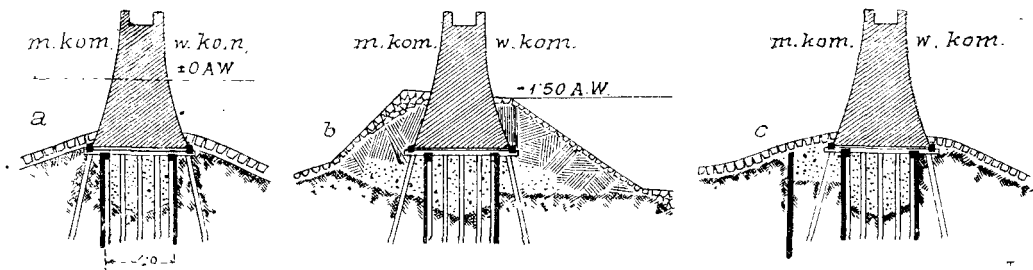
850.



W ten sposób odsunięta została linia niebezpieczna od podnoża muru do brzegu rzeki; a nadto za pomocą łagodnie pochylonej powierzchni, zmniejszono prędkość przy brzegu podczas wielkiej wody. Wreszcie przed płytą położono 2 m szeroką wyścielkę z faszyn, żeby utwalić linię brzegu. Patrz także ÖZ 1900 s. 433.

Szluzza pod Veere (Holandia) była fundowana nie dosyć głęboko, i nie dosyć starannie. Składa się z dwóch komór równoległych o wymiarach 150×20 i 65×8, leżących przy wspólnej ścianie środkowej, przedstawionej w przekroju na rys. 851. Przeważna część jej mu-

851.



rów, miała jako fundament ruszt na palach z dwiema palisadami; przestrzeń między nimi wypełniona była betonem (rys. a), a palisady bite były do głębokości — 13 m.

Z rysunku domyślać się można, że miejsca nieszczelne powstawały między rusztem a betonem, że niewłaściwym było zastosowanie dyliny, zamiast uciąć pale znacznie niżej, i łączyć mur wprost z betonem. Ale nadto, próg i łęk wielkiej komory, leżały około 2,5 m niżej od rusztu na rys. a; wobec tego było wprost niebezpiecznym, że łęk komory był ubezpieczony tylko brukiem położonym na faszynach, a więc był przepuszczalny.

Wkrótce po ukończeniu budowy ukazały się nieszczelności bezustannie wzrastające. Żeby zbadać położenie i kierunki kanalików którymi przeciskała się woda, wprowadzano do nich karbolineum, za pomocą rur ustawianych od strony wyższego stanu wody, i oznaczano punkty w których ciecz ukazywała się po stronie przeciwnej. Te badania dowiodły, że pod betonem wypłukane były bardzo wielkie przestrzenie. Chwilowo powstał zamiar zupełnego zarzucenia tej szluzy, i wybudowania nowej; po dłuższej jednak rozwadze, postanowiono wypełnić wypłukane jamy za pomocą piasku, z przymieszką 10% wapna hydraulicznego. W tym celu zdjęto bruk po obu stronach muru, i odsłonięto ruszt, a następnie wprowadzano piasek prądem wody. Gdy sądzono że jamy są już wypełnione, okryto fundament nasypem a nasyp brukiem, według rys. b. Te roboty wykonane w r. 1873, kosztowały około 70.000 Kor., i trzymały się dobrze do r. 1895.

W tym roku zauważono w innym miejscu, a mianowicie w zewnętrznej głowie wielkiej komory, świeżo wypłukany piasek. Piasku było tak wiele, że przeszkadzał poruszaniu wrót. Za pomocą karbolineum i przy pomocy nurków, rozpoznano znowu że jamy znajdują się pod betonem, i usiłowano wypełnić je za pomocą piasku, wprowadzanego prądem od strony wyższego stanu wody. Przechodzenie piasku na stronę przeciwną wstrzymywano za pomocą wyściełki z gałązek. Okazało się że jamy były bardzo wielkie, bo w r. 1895 wprowadzono do nich  $417\text{ m}^3$ , a w r. 1896 nawet  $500\text{ m}^3$  piasku, który po największej części zatrzymał się wewnątrz. Należy się przeto domyślać, że beton wisiał na palach jak na szczudłach.

Tę robotę uważano tylko za środek tymczasowy, albowiem nowe wypłuczyny ukazujące się w różnych miejscach, wskazywały konieczność gruntownych i rozległych zabezpieczeń. Dalsze badania, wykazywały też liczne szczeliny w palisadach.

Jako ostateczne zabezpieczenie, bito nową palisadę  $25\text{ cm}$  grubą, w odstępach  $1,5$  do  $4,8\text{ m}$  od dawnej, i  $2$  do  $3\text{ m}$  głębiej niż dawna. Odstęp między palisadami wypełniono pokładem betonu o grubości około  $1,5\text{ m}$ , według rys. c. Ten beton nie był wykonany przez zatapianie, jak przy pierwotnej budowie; zauważono bowiem że wówczas beton był znacznie uszkodzony przez wypłukanie. Sypano więc gruby czysty żwir, warstwami po  $30\text{ cm}$ , i wyrównywano te warstwy przez nurków. Następnie za pomocą lejków poruszanych również przez nurków, nasycano żwir zaprawą cementową. To postępowanie polegało na doświadczeniach wykonanych poprzednio w drewnianej skrzyni, stawianej na łęku komory. Doświadczenia te dowiodły, że cement przenikał warstwy żwiru do  $35\text{ cm}$  grube.

Takie ubezpieczenie wykonano także we wszystkich miejscach naprawianych w r. 1873, a roboty trwały od 1898 do 1901, i kosztowały około  $160.000\text{ K}$ .

Podobne ubezpieczenia miały być także wykonane w miarę potrzeby po przeciwnej stronie podmytych murów. (CBI. 1903 s. 474).

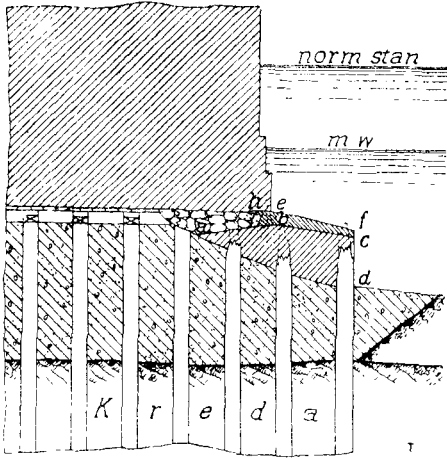
Pęknięcie szluzы komorowej pod Meppen i tymczasowe urządzenie jej dla żeglugi, podaje CBI. 1904 s. 545.

Naprawa fundamentów mostu na rz. Jonnie pod Joigny (AP. 1890. I. s. 472). Most ten zbudowany był w połowie 18 wieku. Filary są fundowane na palach i ruszcie, ale odstępy wypełnia pokład betonu około  $3\text{ m}$  gruby, sypany w zagłębieniu bagrowane ze skarpami, a więc bez palisady. Osie filarów tworzą z kierunkiem prądu kąt około  $30^\circ$ ; fundamenty zostały przeto uszkodzone od strony uderzenia na całej długości, a na szerokości  $1$  do  $1,5\text{ m}$ . Tarcie rumowiska zdarło ruszt, pale i beton, do głębokości  $1,5\text{ m}$  (rys. 852). Wykonanie grodzy byłoby zbyt trudne wobec miejscowych warunków, i kosztowne w stosunku do małej objętości robót. Beton zatapiany nie przedstawiał należytej pewności, postanowiono przeto użyć nurków, i wykonać opisane poniżej roboty pod wodą.

Wyrwa została przedewszystkiem starannie oczyszczona z piasku, żwiru i odłamów; z pali odcięto wszelkie części uszkodzone. Następnie wymurowano na cemencie szybko wiążącym przestrzeń *abcd*. Ażeby tę robotę zasłonić od prądu, przytwierdzono do zewnętrznego szeregu pali łąty, a do nich poziome de-

ski. Te pomocnicze części drzewa usuwano, w miarę jak mur postępował; a to z kierunkiem prądu. Zaprawę (1 cz. piasku, 1 cementu) spuszczano pod wodę w małych kubekach napełnionych równo z brzegiem (AP. s. 476). Nurek przy-

852.



suwał kubek jak można najbliżej do miejsca w którym murował, i przechylał go ostrożnie, starając się żeby zaprawa spadała z jak najmniejszej wysokości. Słoro przygotował podłoże z zaprawy, układał w niem kamienie, które leżały blisko w pogotowiu; przytem o ile możności nie zmienił pierwszego położenia kamieni. Zaprawą z następnego kubekka przykrywał kamienie i t. d. — Po zupełnem związaniu zaprawy próbowano kamienie odrywać; przekonano się że powierzchnie odłamu tworzyły się wewnątrz kamieni, a nie na powierzchni zaprawy. Od wierzchu *ab* tego muru do podstawy filara, zostawiono tylko tyle miejsca, wiele koniecznem było do wtłoczenia worków

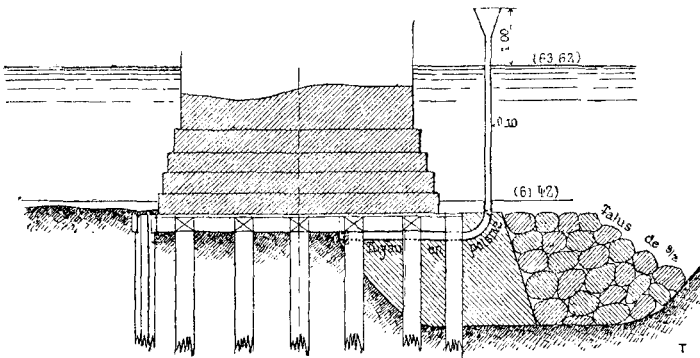
z zaprawą. Ostatnie 20 *cm* do lica fundamentu tj. część *he*, oraz wyskok *ef*, wymurowano znowu na cementcie.

Sądzę że należało pokryć powierzchnię *fd* za pomocą szczelnej ściany z brusów, przytwierdzonych do pali, którą możnaby peryodycznie odnawiać w miarę zniszczenia przez tarcie rumowiska.

Sprawozdawca opisuje nadto inne zastosowania worków i ich zalety. Wspomina przytem, że worki nie wiążą się ze sobą; tworzą więc bryłę podobną do suchego muru (AP. s. 484). Powodem tego było zapewne zbyt gęste płótno, bo wyrabiano je z worków pozostałych od cementu. (AP. s. 479). Worki z rzadkiej tkaniny, nie przeszkadzają wiązaniu zaprawy na zetknięciach.

W podobny sposób postąpiono przy moście pod Sens na tej samej rzece i tak samo uszkodzonym. (AP. 1899. II. s. 252). Wymurowanie wyrwy (r. 853) wykonano zupełnie tak jak w poprzednim przypadku. Do wypełnienia zaś ostatniej

853.

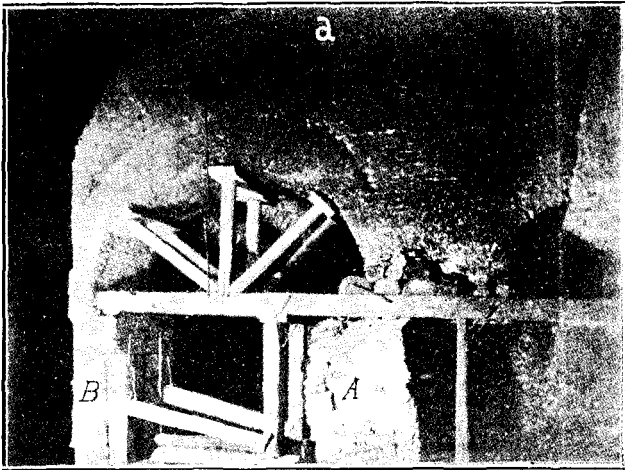


warstwy pod rusztem, zamiast worków, użyto płynnej zaprawy cementowej (1 cz. piasku sianego na 2  $\frac{m}{m}$  grubości, 9 cz. cementu) wprowadzanej za pomocą rur (rys. 853). Ustawiono ich 15, po dwie przy każdym palu, w odstępie około 1,25. Jedna sięgała do  $\frac{2}{3}$  głębokości najbliższej

jamy, druga kończyła się tuż pod rusztem, przy palu. Części poziome gliniane, o średnicy 10 *cm*, były wpuszczone w mur i utrwalone cementem. Części pio-

nowe blaszane, wznosiły się 1 m nad wodę i zakończone były lejkami do wlewania zaprawy. W ten sposób wypełniano wszystkie miejsca puste, których nie można było wymurować. Wlewanie zaprawy trwało do napełnienia rury, albo do chwili w której zaprawa ukazała się w sąsiedniej rurze jeszcze nie używanej.

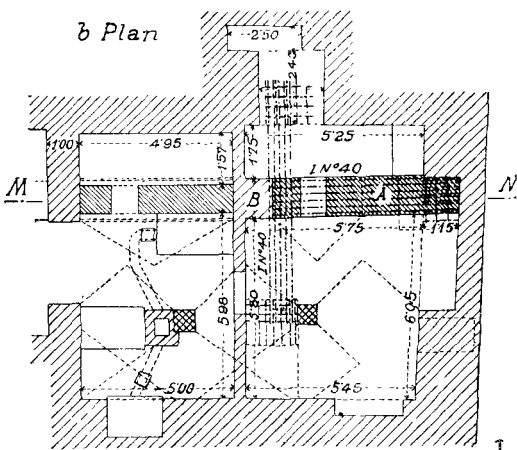
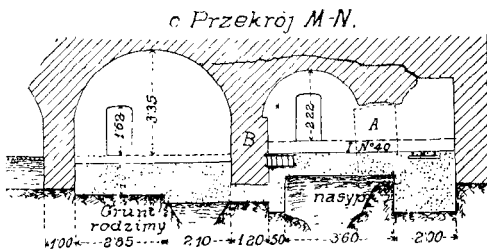
854.



Następnie okryto fundament narzutem, a próżnię narzutu wypełniono w ten sam sposób zaprawą cementową 1 : 2.

Gdy zaprawa zupełnie związała, odłamano kolana rur glinianych na połączeniu ich z blaszanymi.

W piwnicach budynku minister. wojny w Wiedniu, zapadł się filar A (rys. 854 a—c). Powodem było uszkodzenie wodociągu i podmycie filara. Skutkiem tego sklepienie i stojące powyżej filary



wisiały po części w powietrzu. Badania wykazały, że grunt dokoła filarów A i B był już dawniej wypłukany i wypełniony nasypem. Grunt wytrzymały znaleziono dopiero koło N, a w kierunku prostopadłym do MN w odległości 3 i 4 m od B. Przeniesiono więc na te punkty ciśnienie filara A, wynoszące około 70 t, za pomocą żelaznych dźwigarów. Nadto przeciw usuwaniu się nowych punktów oporu w kierunku zasypanych zagłębień gruntu, postanowiono dać pokład betonu na całej powierzchni piwnicy.

Rysunek a przedstawia tymczasowy buksztel podpierający sklepienie między A i B. Główną trudność przedstawiało jego stopniowe usuwanie, podczas wstawiania dźwigarów żelaznych widocznych na rysunku b i c. Godnem uwagi jest że podczas tej roboty, mury wyżej położone między

B i N, nie zawały się. Tworzyły zatem jednolitą bryłę, działającą jak jednora-  
mienna dźwignia stale osadzona przy N (ÖZ. 1898 str. 656/7).

Most na Sekwanie w Paryżu zwany Pont-Neuf, popękał wskutek podmycia fundamentów. Szpary utworzyły się w sklepieniach opartych na fi-

larze Nr. 2; były równoległe do osi ulicy, i leżały po stronie przyływu (r. 855). Ukazały się d. 17 grudnia 1885, ale powstawały przez długi czas wskutek szeregu wezbrań rzeki (AP. 1891 I s. 885).

Filar N. 2 (r. 856) fundowany był na ruszcie z jednej płaszczyzny belek 40 do 45 cm grubych, ułożonych w kierunku prostopadłym do osi filara, i pokrytych dębownymi brusami o grubości 16 cm. Brusy były na belkach nieco wy-

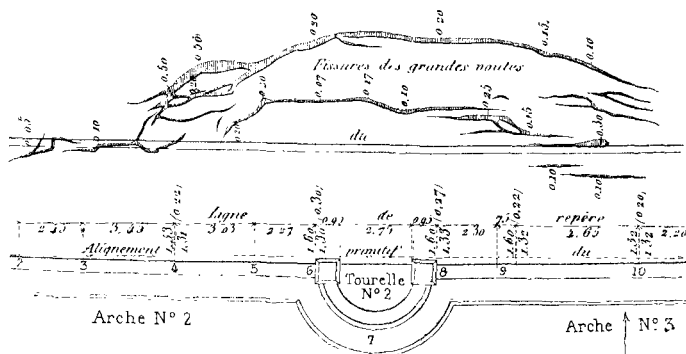
cięte. Ruszt ten leżał na cienkiej warstwie piasku mocno zlepionego gliną, wytrzymałości dostatecznej; ale obok i pod tą warstwą znaleziono drobny i sypki piasek, a ta zmiana materiału była nagła, bez żadnego stopniowania.

W czasie fundowania tego mostu (1578 r.), koryto Sekwany leżało 2,0 do 2,8 m wyżej niż obecnie;

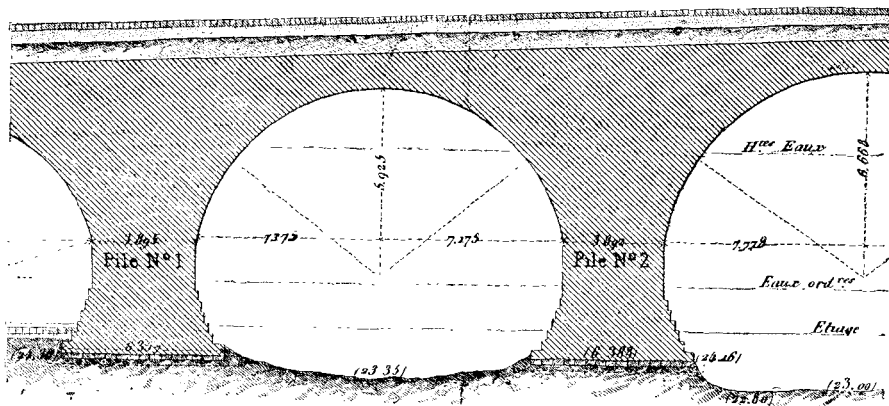
widocznie więc fundamenty były wówczas dosyć głębokie, ale wezbrania pogłębiały koryto między filarami; w czasie wypadku zatem, podstawy fundamentów leżały po części wyżej od łęku koryta, jak widzimy na rys. 856.

Po zbadaniu stanu fundamentu przez nurków, postanowiono przebudować połowę filara N. 2 od strony przyływu, i połowę obu sklepień na nim opartych.

855.



856.



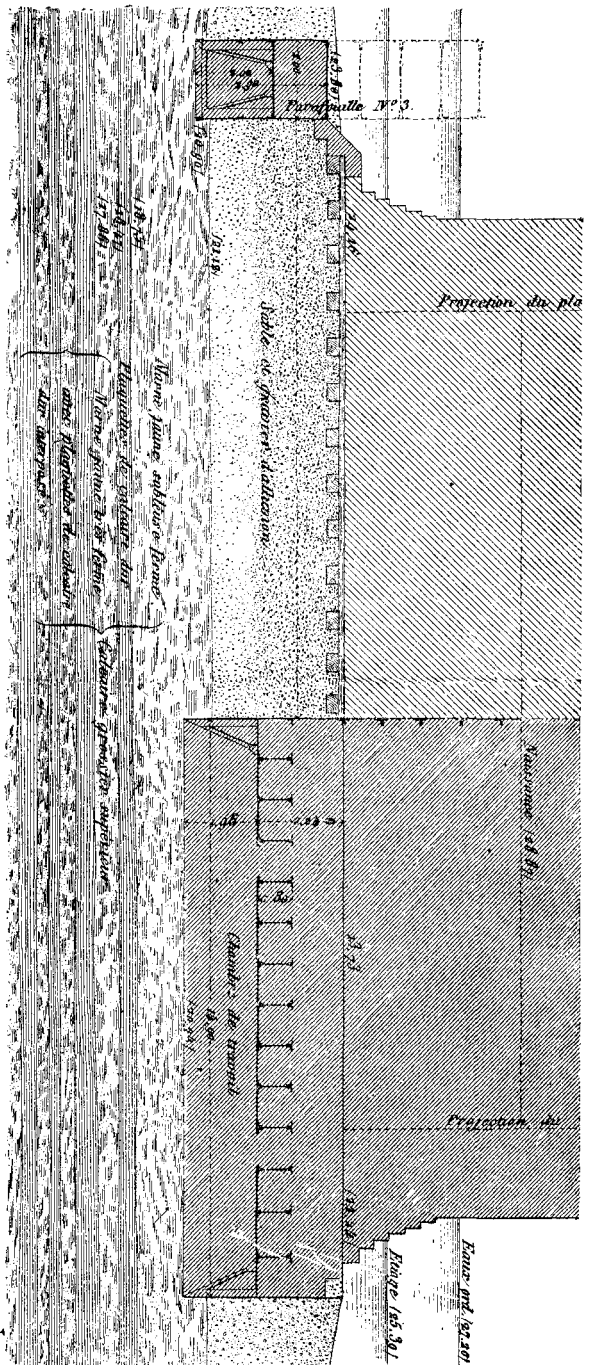
Drugą połowę leżącą po stronie odpływu, postanowiono odpowiednio ubezpieczyć. Nie przerywając zatem ruchu na moście, rozebrano na podstawionych buksztelach pierwszą połowę sklepień, a filar do powierzchni wody. Resztę filara i fundament jego, rozebrano za pomocą skrzyni roboczej w zgęszczonym powietrzu, i zapuszczono nowy fundament 4 m głębiej od dawnego (r. 857). Nowy filar wykonano pod zasłoną płaszcza wzniesionego nad skrzynią i dostosowano go tępo do drugiej połowy. Pozostałą szparę około 3 cm szeroką, wypełniono cementem. Drugą połowę filara zabezpieczono za pomocą trzech skrzyń zapusz-

czonych pneumatycznie do powierzchni gliny, w głębokości 3,20 niżej podłogi rusztu. Pomimo tak małej głębokości, zastosowanie zgęszczonego powietrza było usprawiedliwione; uznano bowiem że nie było dozwolone stawianie grodzy lub bagrowanie w pobliżu filara, bo takie roboty mogły wywołać wypłukanie piasku pod fundamentem. Dopiero po zapuczczeniu owych trzech skrzyń, wykonano grodze w trzecim otworze mostu, i połączono je z filarem N. 1. Te grodze pozwoliły odkryć fundament filara N. 2, a wówczas przekonano się że nie był on jeszcze wcale uszkodzony; przyjęty zatem sposób ubezpieczenia był zupełnie właściwy. Zakończono je przez wymurowanie progu od brzegu skrzyń do podnóża filara; ten próg zaśłania ze wszech stron dawny fundament.

Filary 1, 3 i 4 nie okazały jeszcze żadnych ruchów; po zbudowaniu fundamentów przez nurków, postanowiono ubezpieczyć je według rys. 858, a więc za pomocą palisady drewnianej, murowanego progu, i oskałowania układanego od ręki.

Dla pośpiechu, wykonano część grodzy przed ubezpieczeniem filara N. 1. Po odsłonięciu fundamentu, znaleziono pod nim jamę idącą w poprzek na wskroś, szeroką 1,0 m, wysoką 0,3 do 0,4; z niej wychodził silny strumień wody pochodzący z głębi ziemi. Jamę zaśłonięto najprzód suchym murem od strony przęsła N. 2, potem okryto suchy mur progiem murowanym na zaprawie, według projektu; do jamy zaś wstawiono przedtem glinianą rurę dla ujścia wody i powietrza. Następnie odsłonięto fundament od strony przęsła N. 1 i zamknięto starannie wszelkie otwory, a do otworu jamy wprowadzono koniec blaszanej rury pochyło ustawionej, i opartej o dolny bulwar około 6 m wyżej fundamentu (r. 858).

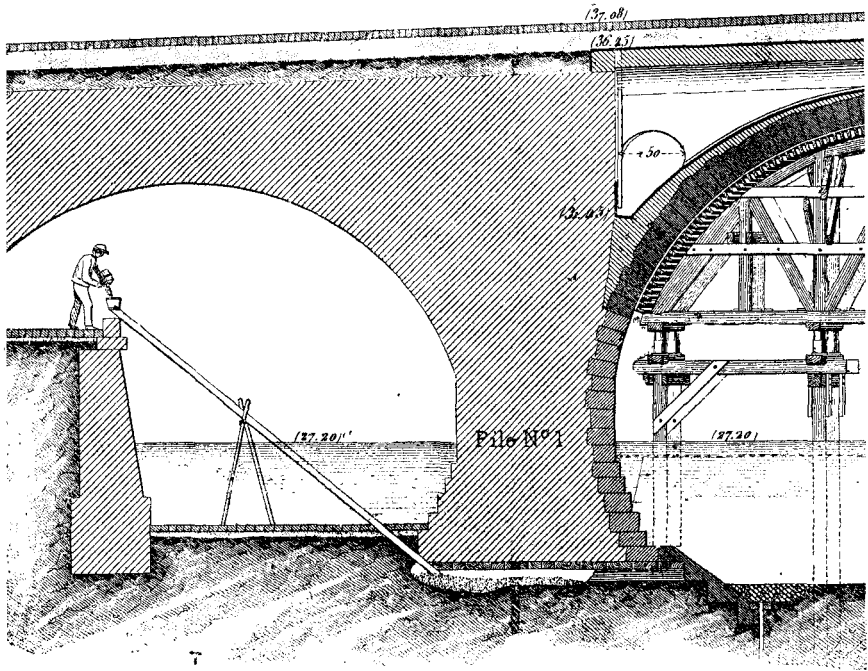
857.





Po tem przygotowaniu, podwyższono glinianą rurę odpływową o tyle, żeby przez nią uchodziła tylko słaba struga wody; zaś przez rurę blaszaną wlewano płynną zaprawę z cementu portlandzkiego. Napełniała ona jamę wskutek ciśnienia hydrostatycznego, ale w miarę potrzeby używano też tłoka, osadzonego

858.



na 7 m długim przecie. Z początku część cementu uchodziła przez rurę odpływową, ale wkrótce odpływ ten zupełnie ustał; a skoro zużyto w ten sposób 2900 kg cementu, rozebrano przyrząd, i przekonano się że jama była całkowicie wypełniona. W jaki sposób o tem się przekonano, nie mówi sprawozdanie.

Ubezpieczenie fundamentów mostu Karola w Pradze (AB. 1904 s. 91 i n). Podczas wezbrania rzeki Mołdawy w sierpniu 1890 r. wskutek podmycia fundamentów, zawaliły się trzy środkowe sklepienia rzeczonoego mostu. W ciągu następných dwóch lat odbudowano je, a inne zabezpieczono w sposób podobny do opisanego powyżej dla szluzu pod Veere; a więc za pomocą palisad i betonu. Beton tworzył wieniec około 3 m szeroki, wznoszący się do poziomu 0,10 pod niskim stanem wody. Palisady drewniane bite w gruby żwir, pośród licznych przeszkód, nie były dosyć szczelne ani dosyć głębokie. Beton zaś scieśniał przekrój wody, który już bez tego, wskutek małych otworów i bardzo grubych filarów mostu, był o wiele za mały w stosunku do wezbrań rzeki. Szerokość rzeki 240 m powyżej mostu, była pod mostem zmniejszona na 150 m. Średnia prędkość w całym przekroju pod mostem wynosiła 3,40 podczas wezbrania w r. 1890, a według wysokiego stanu z roku 1845, musiała wynosić 4,45 m.

Śpiętrzenie wywołane przez most wynosiło przy zwykłych wezbraniach 40 do 50 cm; zaś dla wezbrania z r. 1890, wypadało z rachunku 0,88 m, a dla

wezbrania z r. 1845 podobnież 1,24 *m*. W takich warunkach, opisane powyżej ubezpieczenie mogło być tylko uważane jako tymczasowe.

W r. 1900 za poradą prof. Zschokkego, postanowiono usunąć betonowe wieńce przy trzech filarach, najwięcej wystawionych na prąd. Otoczyć te filary pierścieniami ze skrzyń zapuszczonych sposobem pneumatycznym do trwałej skały, tj. do głębokości 9,5 pod normalnym stanem wody, których górne krawędzie miały leżeć 2,5 *m* pod tymże stanem. Przytem dawne fundamenty postanowiono naprawić i podeprzeć, a przestrzeń między skrzyniami i filarami wymurować (r. 859). Rachunek wykazywał że przez zastosowanie tych środków, spiętrzenie wezbrania takiego jak w r. 1890, zmniejszone będzie do 44 *cm*.

Dla dokładnego utrzymania przepisanego położenia skrzyń, trzymano je na wieszarach przez cały czas zapuszczania. Między sąsiednimi skrzyniami zostawiono 30 do 40 *cm* odstępu, i za pomocą prostokątnych nyży przysposobionych na przyległych ścianach poprzecznych, wykonano szczelne połączenia skrzyń w sposób opisany pod l. 36 l. rys. 803.

Dla usuwania ubezpieczeń tymczasowych i dla dalszych robót, tworzono grodze przez podwyższenie płaszcza skrzyni, za pomocą tablic blachy odpowiednio usztywnionych, podpartych zastrzałami, i łatwych do rozbierania.

W ten sposób, po zamknięciu przestrzeni między obwodem skrzyń a licem filara, wypompowano wodę i wykonano na sucho usuwanie dawnych ubezpieczeń, a następnie naprawę uszkodzonych fundamentów, i wymurowanie łęku w żądanej głębokości.

Nie mogąc poświęcać więcej miejsca na opis tych ciekawych robót, zalecam czytelnikowi poznanie oryginalnego wielce nauczającego sprawozdania, w roczniku wymienionym na wstępie.

Podobne ubezpieczenie wykonano w r. 1898 w Ameryce, za pomocą jednej drewnianej skrzyni; z tego też powodu trudności zapuszczania i szczelnego osadzenia ostrza, były znacznie większe niż przy moście Karola.

Podstawa filara była kwadratowa o boku 9,8 *m*, skrzynia miała na wewnętrzym boku 14 *m*, na zewnętrzym 21 *m*. Zapuszczono ją 15 *m* głęboko (Schv. Bz. 1900 II. s. 165, według Eng. N. 1900 II s. 73 ze szkicem).

**B. Usuwiska, sąsiedztwo kopalni, ostrożności wobec trzęsienia ziemi, pokłady ruchliwe.** Jeżeli pokład nieprzepuszczalny na którym spoczywa fundament, zawiera w dalszej głębokości warstwę wodonośną leżącą w spadku, wówczas równowaga jego może być bardzo chwiejna; ciężar budowli może ją naruszyć, i powstaje usuwisko, pomimo małego nawet obciążenia jednostkowego na podstawie fundamentu. Przytem wierzchni pokład odkształca się często o tyle, że wstrzymuje ruch wody wewnątrz warstwy wodonośnej, i wywołuje spiętrzenie; ztąd nowa przyczyna naruszenia równowagi. Znane są przykłady usuwisk, przy spadkach warstwy wodonośnej wynoszących zaledwie parę setnych; a widocznem jest, że powstrzymanie ich jest niezbędne dla istnienia budowli leżących w ich obszarze, a możliwe tylko przez osuszenie i powiększenie tarcia.

Rys. 860 (CBl. 1898 s. 448) przedstawia widok mostu przy *km* 25,7 kolei z Malbarga do Olsztyna. Fundament prawego przyczółka leży wysoko nad ściekiem doliny, nad skarpą 4:5, której podnóże ubezpieczono od wielkiej wody narzutem. Pod fundamentem znajdują się warstwy zielonego iłu, naprzemian

z wodonośnemi warstwami iłu z piaskiem. Sprawozdawca donosi że ten ił jest w stanie suchym twardy, a w zetknięciu z wodą rozpuszcza się.

Rzeczoną koleją otworzono w r. 1892, a w latach bezpośrednio następujących skarpa zaczęła się usuwać. Tworzyły się na niej wypukłości i szpary coraz

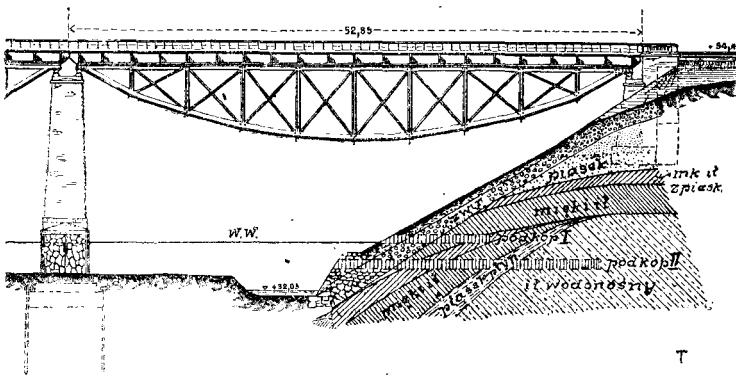
blżej fundamentu przyczółka. Dla użycia łagodniejszej skarpy 2:3, wykonano u podnóża 3 m wysoką opaskę z faszyn i kamieni; opaska trzymała się dobrze, ale usuwanie się skarpy postępowało dalej. Wówczas dopiero wykonano sieć wierceń, i przekonano się o istnieniu opisanych powyżej pokładów. Uznano też, że utrwalenie ich możliwe jest tylko przez osuszenie. W tym celu wykonano podkopy I i II wskazane na rysunku. Podkop I leżał za płytko, i nie był skuteczny; po wykonaniu zaś podkopu II, długości 25 m w spadku 5% i przekroju 1/0,80, prawie do pionowej lica fundamentu, ukazał się obfity odpływ wody, i ruch pokładów zakończył się. Do daty sprawozdania tj. w ciągu 1½ roku, nowo założona skarpa 2:3 trzymała się bez zarzutu.

Obszerniejszy opis osuszania usuwisk należy do robót ziemnych; patrz także AB 1874 s. 1 i 17.

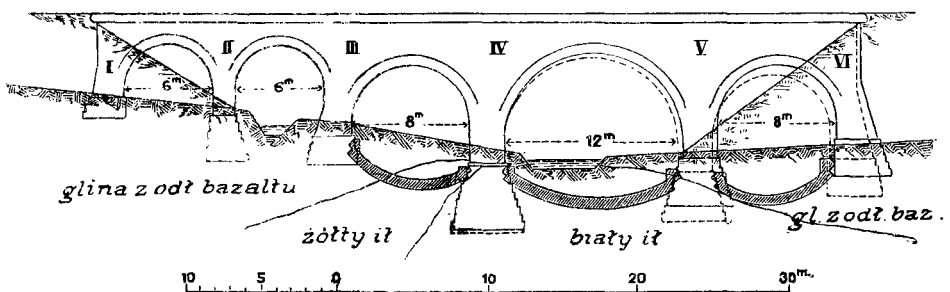
Most kolejowy przedstawiony na rys. 861, leży w poziomej, i w łuku o promieniu 300 m. Był fundowany na plastycznym iłie. Podczas kopania na fundament filara IV, spód wykopu podnosił się pod ciśnieniem sąsied-

nych pokładów, a ruch ten udzielał się dwóm budynkom, w odległości przeszło 50 m, które popękały i pokrzywiły się. Skoro jednak przyspieszono robotę i wmurowano filar do poziomu terenu, spokój powrócił. Murowano więc dalej, wykonano sklepienia i wyjęto buksztel z otworu V—VI. Wówczas ukazał się ruch powtórnie, a w kluczu oraz w szwach krytycznych, wypadło kilka kamieni. Wsta-

860.

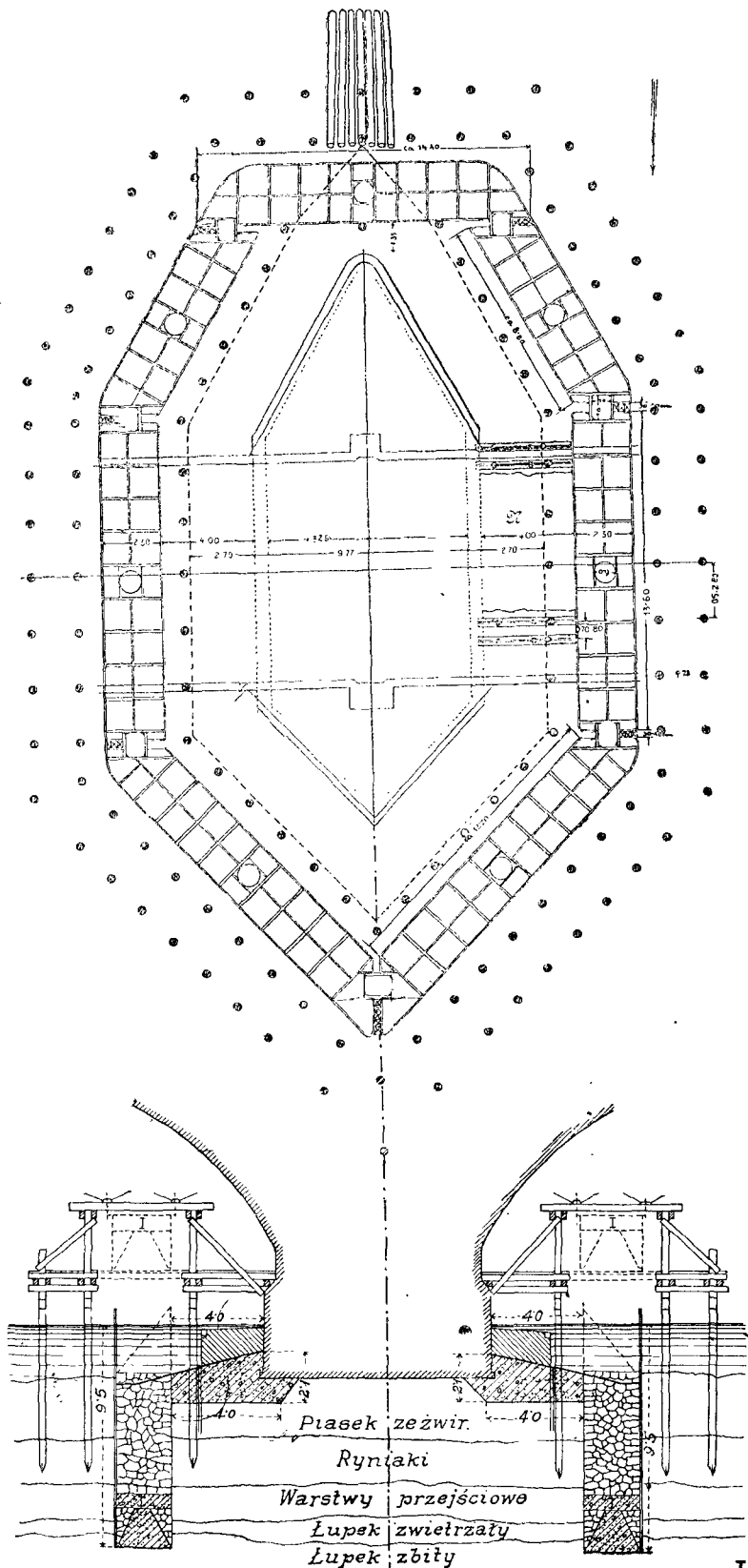


861.



dnich pokładów, a ruch ten udzielał się dwóm budynkom, w odległości przeszło 50 m, które popękały i pokrzywiły się. Skoro jednak przyspieszono robotę i wmurowano filar do poziomu terenu, spokój powrócił. Murowano więc dalej, wykonano sklepienia i wyjęto buksztel z otworu V—VI. Wówczas ukazał się ruch powtórnie, a w kluczu oraz w szwach krytycznych, wypadło kilka kamieni. Wsta-

859.



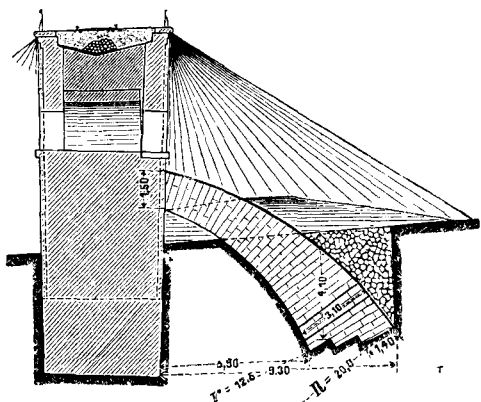
wiono buksztel spiesznie napowrót, a niwelacya wykazała że filar IV osiadł się o 4,2 *cm*, a filar V o 8,5 *cm*. Przyczółek VI nie ruszył się na razie, dopiero później po wykonaniu nasypu kolei, zaczął się również osiadać. Od początku września 1885 do końca marca 1886, filary IV V VI osiadły się o . . . . . 5,5 11,2 66,4 *cm*

Przytem V i VI przesunęły się ku środkowi mostu o 16 *cm*, a w odległości 3 do 4 *m* od murów, powierzchnia ziemi podniosła się o 5 do 12 *cm*, i popękała w różnych miejscach.

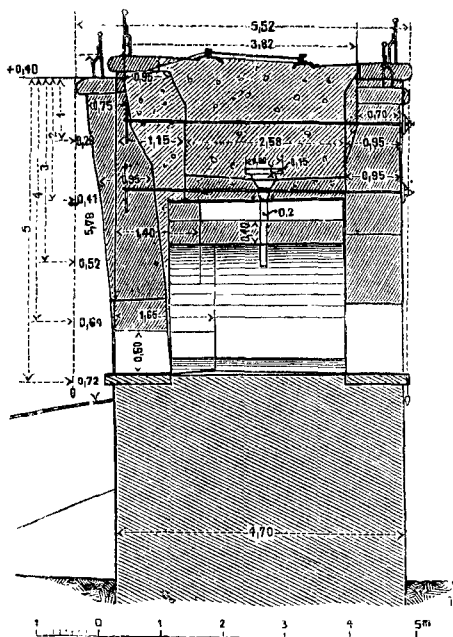
Dla powstrzymania tych ruchów, wykonano trzy sklepienia łukowe wskazane na rysunku, i naprawiono uszkodzone mury; po usunięciu bukszteli, most nie okazał żadnych ruchów. Skoro jednak w lipcu posunięto dalej nasyp od VI do V, w kilka dni później powstały ponownie ruchy, a mianowicie osiadania, które w końcu maja 1887 przy filarach, IV V VI wynosiły w całości . . . . . 19 91 125 *cm*  
Mury zajmowały wówczas położenia, wskazane na rysunku liniami kropkowanymi. Ruch pociągów nie wywoływał żadnych widzialnych skutków, bo obciążenia te trwały zbyt krótko; wszelako bezpieczeństwo budowli nie było wystarczające (CBl. 1887 s. 250).

Ku jesieni 1887 r. już się otwierały szwy muru czołowego na zewnętrznym łuku, i kruszyły się zmiarzdżone kamienie w sklepieniu IV—V; trwało to do czerwca 1889, a wówczas zaszła konieczność gruntownej naprawy. W tym celu podparty został filar V od zewnętrznej strony łuku, za pomocą zastrzałowego sklepienia według r. 862. Ten środek był tylko chwilowo skuteczny, a już na wiosnę 1890 widoczne były dalsze osiadania filarów, przechylanie się górnej części filara V na zewnątrz, a w murach czołowych podłużne szpary. Na wiosnę 1893 r. zewnętrzny tok szyn wymagał bezustannego po-

862.



863.



dnoszenia. Sprawozdawca donosi, że około tego czasu przebudowano przechylone mury czołowe i filar V według rys. 863, zaciągnięto liczne ścięgacze równoległe do osi, i wykonano nowe odwodnienie sklepienia IV—V. Wreszcie wszelką wodę płynącą i zaciekającą wodę opadową, odwrócono w miarę możliwości od filara V. Do daty sprawozdania panował zupełny spokój, a więcej szczegółów znajdzie czytelnik w CBl. 1896 s. 310.

Ostrożności w sąsiedztwie kopalni, opisane były pod l. 21 st. 267 według CBl. 1902 s. 137. Wypada mi jednak powrócić do tego przedmiotu, ze względu na pracę prof. Heinzerlinga w Allg. Bz. 1878 s. 67 (podaje również Brennecke 1906 s. 576). Opisuje on zasady postępowania przyjęte w Essen wobec kopalni węgla; a według jego sprawozdania, głównym środkiem zabezpieczenia były tam wówczas ścięgacze, zakładane w płaszczyznach wszystkich murów danej budowli. Sprawozdawca przypisuje im takie znaczenie jak pasom dźwigara kratowego. Przyjmując w murze dwa ścięgacze, jeden u dołu drugi u góry w odległości pionowej  $h$  jeden nad drugim, uważa mur jako belkę podpartą w dwóch punktach odległych o  $l$ , lub stałe utwierdzoną w środku tej długości. Rozumiejąc, że są to dwa skrajne przypadki, jakie mogą się przytrafić przy niejednostajnym osiadaniu podstawy muru. Przekroje ścięgaczy rachuje zatem autor tak, żeby się mogły oprzeć wszystkim siłom ściskającym i ciągnącym w przekroju prostokątnym o wysokości  $h$ .

Sądzę, że ścięgacze tak działać nie mogą. Potrzeba do tego pasemek rozłożonych na całej wysokości przekroju, połączonych ze sobą w płaszczyźnie pionowej, albo dźwigara kratowego o wysokości  $h$ . O jednym ani o drugim nie można było myśleć w ówczesnych warunkach budowy (1878). Obecnie dopiero możliwe są takie ustroje, przy pomocy betonu uzbrojonego, a po części odpowiadają temu pojęciu szachulce drewniane (s. 268). Patrz także Brennecke'go 1906 str. 590, i Wochenbl. f. Bauk. 1881 s. 477.

Jeżeli zaś beton uzbrojony, lub ustrój kratowy nie ma być zastosowany, i poprzestajemy na związaniu podstawy, np. według rys. 464 (s. 308), a u góry dajemy ścięgacze, wówczas nie są pokonane siły ścierające powstające przy niejednostajnym osiadaniu. Rozumieć przeto należy, że mur może się odkształcać tak jak jego podstawa, że popęka w kierunkach pionowych, bo jest prostokątem nieuszywnionym; nie straci jednak wiązania poziomego, i nie zawali się, skoro ma ścięgacze. Przy takim działaniu ścięgaczy, nie znam ogólnej zasady do oznaczenia działającej w nich siły, ale sądzę że są one praktyczniejsze niż ustroje sztywne. Nie wiemy przytem nigdy czy ruchy już się ukończyły, i jakie rozmiary przybrać mogą.

Opisanie ustroju ścięgaczy należy raczej do budownictwa niż do nauki o fundamentach, ale uwagę zwracam na obrachowanie kotwic ze względu na zmiany temperatury, które podaje CBl. 1896 s. 18 i 84.

Według powyższego, i bez względu na sposób pojmowania ścięgaczy, zalecić należy budowle niskie i krótkie; a więc zachowanie odstępów między domami jednej ulicy.

Te same ostrożności zachowywane bywają w okolicach nawiedzanych częstymi trzęsieniami ziemi. Mury żelazno-betonowe i ustroje kratowe są tutaj równie właściwe jak w poprzednim przypadku; mogą się równie skutecznie opierać bocznym uderzeniom podczas trzęsienia. Korzystne są także krótkie, oddzielnie stojące mury, mogące się niezależnie odkształcać, albowiem uderzenia postępują wązkimi pasami, i w małych odległościach, np. w sąsiednich ulicach, bywają bardzo różne co do czasu i siły. Szczególniej szkodliwym jest stykanie i łączenie ścięgaczami budowli o różnych wysokościach, które temsamem mają różne wahania; np. komin i przyległy budynek fabryczny.

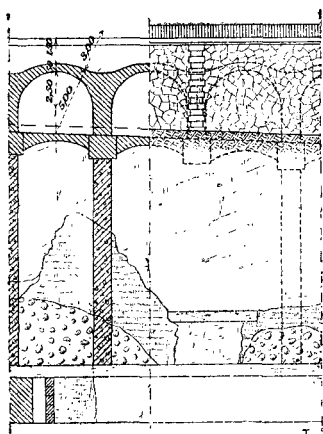
Przekonano się przytem, że budowle fundowane na skale mniej cierpią niż fundowane na miękkich pokładach. Skała bowiem, w stosunku do swej wy-

trzymałości słabo obciążona przez budowę, drga tylko, i nie doznaje innych odkształceń prócz tych które wywołuje trzęsienie. W miękkich natomiast pokładach drgania zmniejszają naturalną spójność, a wskutek jednoczesnego obciążenia przez budowlę, pokład traci równowagę i odkształca się.

Obszerniejsze przepisy podaje Brennecke (str. 581/2), według Milnego (Engg. 1896 II). Patrz także CBl. 1886 s. 56 i 1884 s. 128. Die Wiederbebaung der Insel Ischia. — Przegląd techniczny 1907 s. 130.

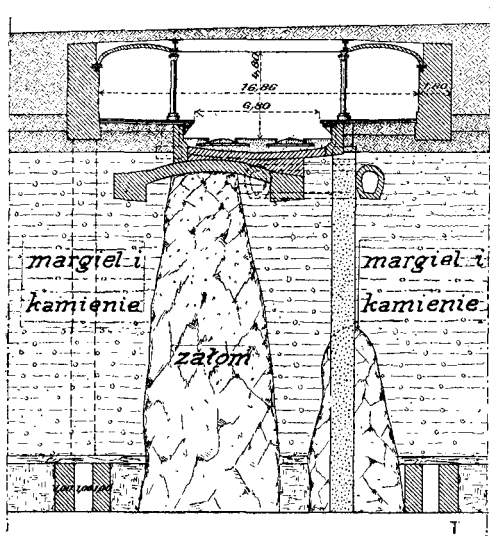
Przy budowie kolei podziemnych w Paryżu (1892/5 ZfB. 1899 s. 585), wielkie trudności wynikły z licznych podziemi, pozostałych z dawnych kamieniołomów wapienia i gipsu. Odbudowane pokłady były 1,5 do 3,0 m grube, stropy po części słabo podparte pozostałymi słupami, po części zawalone. Niekiedy dwa piętra przedzielone były cienką warstwą. Podziemia leżały w głębokości 20 do 30 m pod powierzchnią. W każdym przypadku badano najprzód miejscowe warunki za pomocą podkopu. Jeżeli strop jaskini był w dobrym stanie, podpierano go silnymi filarami obliczonymi na ciężar pokładu i projektowanej budowli. Jeżeli zaś strop się zapadł, wznoszono na obwodzie jaskini mur do wysokości stropu, a przestrzeń objętą murem wypełniano silnie ubijanym nasypem. Nasyp dowożono drogą podziemną z podkopu, jeżeli jaskinia była niewielka i leżała głęboko. W przeciwnych warunkach, spuszczano z góry szyb dla wykonania nasypu.

864.



Po tych przygotowaniach fundowano budowle za pomocą żelaznych studzien o średnicy 1,2 do 1,5 m, zapuszczanych do spodu jaskiń; wypełniano je betonem i łączono sklepieniami. Na sklepieniach stawiano mury budowli (rys. 864, 865).

865.



Rys. 866. przedstawia fundowanie kanału miejskiego pod bulwarem św. Michała. Na długości 30 m wykonano 14 studzien; z tych 11 do głębokości 21 do 23 m, inne mniej głęboko.

**C. Wilgoć w murach.** Wewnątrz miast, wskutek wykonania budynków, zmieniają się warunki podziemnego i powierzchniowego odpływu wody. Mury powiększają wsiąkanie, bo woda opadów spływa po nich, i znajduje otwory wzdłuż śladu lica muru, przeważnie przy wierzchołkach kątów wklęsłych. Fundamenty zaś spiętrzają wodę podziemną, bo kierunki ich nie zgadzają się z kierunkami jej naturalnego odpływu.

Nadto, przy wyrównaniu terenu dla nowych ulic, zasypywane bywają ścieki i mniejsze źródła, bez żadnego zabezpieczenia odpływu. Wstrzymana woda spiętrza się, nasycza i zabagnia wierzchnie pokłady i w ten sposób, obok trudności nieuniknionych, tworzymy dalsze przez proste niedbalstwo.

Głęboka kanalizacja (szczyt kanału przynajmniej 3 m pod powierzchnią ulicy), łagodzi wprawdzie skutki powyższych oporów, ale wpływ jej nie zawsze sięga tak daleko jak potrzeba, lub nie jest dostateczny; a objawia się to nawet na gruntach bardzo przepuszczalnych, w pokładach czystego piasku.

Widzimy więc pośród miast większe zmiany stanu wody podziemnej niż na powierzchniach niezabudowanych, a ztąd fundamenty chwilowo lub stałe zanurzone w wodzie, zalewane piwnice, wilgotne mury i niezdrowe mieszkania.

Przez większą część roku, temperatura wewnątrz domów jest wyższa niż na ulicy; przyspieszone jest zatem parowanie wody przesiąkającej z ulicy pod fundamentem, lub przez fundament na wskroś.

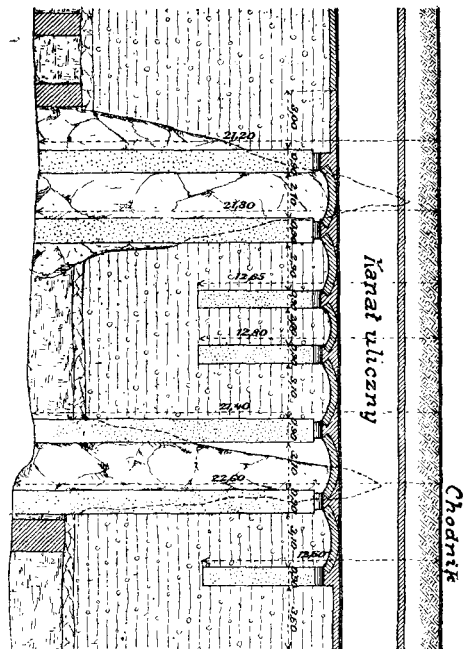
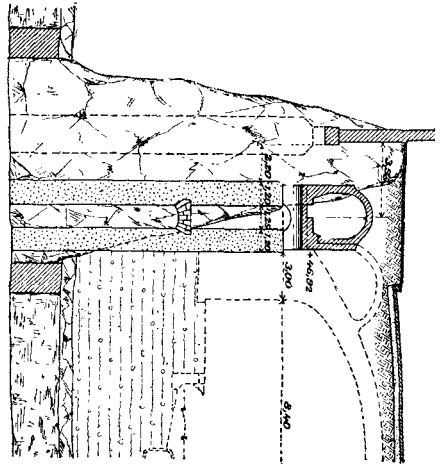
Do tego dodać trzeba, że fundament domu mieszkalnego uważany jest za część budowli, którą można wykonać nieco gorzej od innych. Muruje się fundament na twardym wapień, w wykopie o ile możności ciasnym; jednocześnie z wymurowaniem, fundament jest już zasypywany. Natomiast w obec opisanego powyżej wpływu fundamentów na stany wody podziemnej i na zdrowotność domu, należałoby zastosować do ich wykonania specjalne przepisy, i poświęcić im odpowiedni nakład, a to bez względu na dozwolone w danym razie koszta całej budowli.

Należy więc murować na zaprawie hydraulicznej, tj. z wapiem chudym, lub z dodatkiem przynajmniej 10% cementu.

Należy murować w wykopie ze skarpami, pozwalającymi na kontrolę roboty i przystęp powietrza. Wreszcie nie zasypywać fundamentu, dopóki zaprawa nie zwiąże (CBl. 1881 s. 52).

Przy takim wykonaniu, a nadto w pokładach przepuszczalnych i dosyć głębokiej kanalizacji, wsiąkanie wody w mury fundamentu będzie bardzo małe, prawie niedostrzegalne. Natomiast w warunkach niekorzystnych, potrzeba dalszych środków w celu osuszenia fundamentu, a potrzeba ich prawie zawsze tam, gdzie powyższych przepisów nie zachowano.

866.





Fundamenty zabezpieczyć można od zetknięcia z wodą podziemną, za pomocą drenowania od strony ulicy. W miarę potrzeby mogą być wpuszczone odgałęzienia wgłąb podwórzy (r. 867). Dreny o średnicy 5 cm, w spadku przynajmniej 3‰, leżeć powinny w najpłytszych miejscach przynajmniej 0,3 niżej pod stawy fundamentu. W zwykłych warunkach głębokości piwnic i fundamentów, wypadną takie dreny nie wiele głębiej niż 3 m pod powierzchnią ulicy, będą więc miały łatwy odpływ do drenów leżących wzdłuż kanału. Bardzo często znajduje się też w większej głębokości warstwa, do której za pomocą rurowanego wiercenia puścić można małą ilość wody sącząca się z drenów.

Po zadrenowaniu fundamentów leżących przy piwnicach, drenowanie pozostałych płytszych fundamentów, będzie po większej części zbyteczne. W przeciwnym razie głębokość drenów wzdłuż płytszych fundamentów, zależeć będzie od miejscowych warunków. Jeżeli przy fundamentach płytkich zachowana będzie głębokość drenów przyjęta obok piwnic, wówczas dreny takie należy dalej odsunąć od lica, jak wskazuje rysunek 867, a to w miarę twardości gruntu i bezpieczeństwa fundamentu (patrz str. 239 i 242).

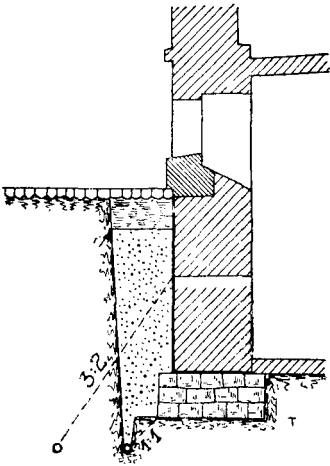
Jeżeli fundamenty są tak głębokie, że dreny według rys. 867 nie miałyby odpływu, poprzestać musimy na osuszeniu piwnic, których głębokość będzie zastosowana do miejscowych potrzeb (r. 868).

Przestrzeń między ścianą wykopu na dren a licem fundamentu, wypełnić należy materiałem łatwo przepuszczalnym, ubijanym, a z wierzchu dać pokrywę nieprzepuszczalną ze spadkiem od muru na zewnątrz. Przytem pamiętać należy że podczas budowy, drenowanie jest bez porównania tańsze i łatwiejsze niż później; że nadto w razie zniżenia stanu wody podziemnej, osiadają się te mury których podstawy leżą nad poziomem drenów. Osiadanie jest proporcjonalne do różnicy obu poziomów.

Powyżej drenów może być tylko wilgoć włoskowata, a tę zatrzymuje warstwa izolacyjna układana zwykle nad poziomem terenu. Bez pomocy drenów nie usuwa ona wilgoci, bo woda wgłębna przechodzi pod fundamentem wewnątrz domu (Moormann CBl. 1889 s. 272, Kümritz ZfB 1870 s. 171)\*.

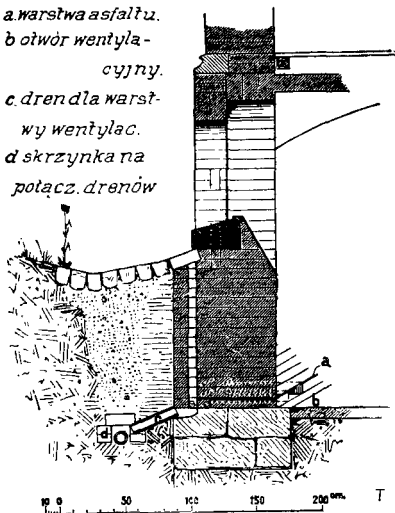
Dla zatrzymania wilgoci włoskowatej, potrzeba nadto zasłonić pionowe ściany fundamentu od zetknięcia z ziemią, a przynajmniej ścianę zewnętrzną. Zwykle ściany te nie mają

867.



868.

- a. warstwa asfaltu.
- b. otwór wentylacyjny.
- c. dren dla warstwy wentylac.
- d. skrzynka na połączenie drenów

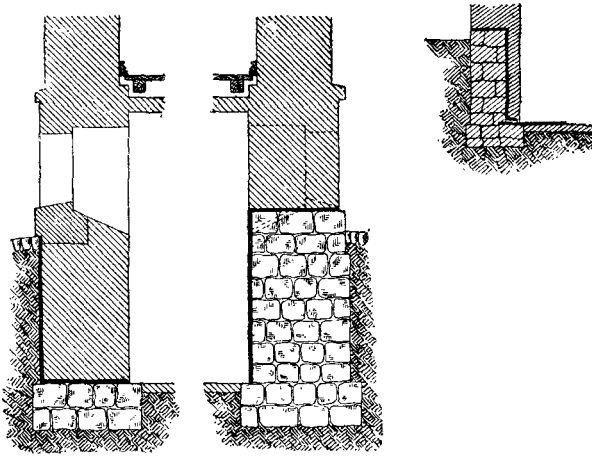


\*) Opisanie odmian i wykonania warstw izolacyjnych należy do budownictwa; zwracam też uwagę na Annal f. Gewerbe u. Bauw. 1904 s. 75, i CBl. 1904 s. 75.

wyprawy, — rzekomo dla łatwiejszego wysychania; — jeżeli zaś fundament był murowany na zaprawie hydraulicznej, i zasypyany dopiero po związaniu zaprawy, można dać wyprawę cementową od strony zewnętrznej. W wielu razach będzie ona dostateczną izolacją od wilgoci włoskowatej.

Zamiast wyprawy, używana bywa droższa znacznie izolacja pionowa; zaleca ją również Brennecke (Br. 1906 s. 568), a mianowicie zewnątrz przy fundowaniu z cegły, wewnątrz przy fundamencie z kamienia (r. 869), ponieważ „mur z kamienia nigdy zupełnie nie wysycha“. Sądzę że w obu przypadkach izolacja pionowa leżeć powinna na zewnątrz, zaś izolacja pozioma nie nad terenem, lecz w tej głębokości do jakiej potrzebujemy osuszyć, a więc w małej wysokości nad drenami, o ile te są

869.



już przewidziane podczas budowy. Na rys. 869 (Br.) fundament przedstawiony po lewej stronie, jest dobrze izolowany, fundament środkowy źle izolowany.

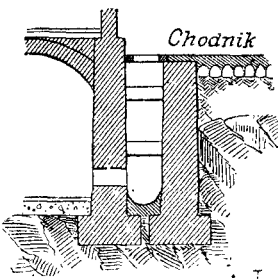
Sądzę, że przy drenowaniu fundamentów, można zupełnie uniknąć wilgoci włoskowatej, używając do nich betonu żwirowego (patrz str. 185).

Kanały wentylacyjne (rys. 870) dają zetknięcie wilgotnej ściany z powietrzem, a więc ułatwiają parowanie wilgoci, o ile

tworzy się w nich prąd powietrza. Wilgoć która paruje, odnawia się przez włoskowatość z głębi ziemi; a więc osuszenie z wilgoci włoskowatej jest możliwe jeżeli wszystka woda przybywająca z gruntu może wyparować.

Przy osuszeniu domu do którego odnosi się rysunek 870, drenowano przytem fundamenty (DB. 1887 s. 621), pomimo, że chodziło tylko o wodę z wierzchu zaciekającą. Potrzeba nadto, żeby kanał wentylacyjny odślaniał całą powierzchnię muru który ma być osuszony; a więc żeby łęk kanału leżał bodaj w przybliżeniu w poziomie podstawy fundamentu.

870.



Znane są natomiast przykłady, w których głębokość kanału wentylacyjnego wynosi tylko połowę lub  $\frac{2}{3}$  głębokości fundamentu. Rozumie się, że takie kanały nawet w obec wilgoci włoskowatej nie mają żadnego znaczenia, a kosztują kilka razy więcej niż drenaż.

**D. Naprawa, wzmacnianie i podstawianie fundamentów.** Gdy wskutek osiadania mur lub fundament popękał, ale ruchy ukończyły się i przewidujemy trwały spokój, należy szpary wypełnić. Do tego służy zapuszczanie pod ciśnieniem płynnej zaprawy cementowej. Obszerne zastosowanie tego sposobu przy naprawie pierwszego jazu zbudowanego na Nilu w r. 1863, opisuje Deut. Bauz. 1905 s. 483.

Jaz jest stawidłowy, prawie 1 km długi, składa się z otworów po 5 m ogra-

niczonych filarami 2 m grubymi. Fundament był źle wykonany, popękał i przepuszczał wodę w postaci licznych źródeł. Dla zamknięcia szczelin (r. 1896/8), wiercono w osi każdego filara po 5 otworów o średnicy 13 cm, w odstępach 3,30. Wiercenia sięgały niżej podstawy fundamentu, wstawiano w nie rury i wlewano cement o ile możliwości gęsty. Napełnienie szczelin oceniano ztąd, że cement łączywał się i podnosił niekiedy, w otworach wierconych w sąsiednim filarze; a więc w odległości 7 m. W każdym razie zaś wypełniał on sąsiednie otwory tego samego filara, w odległości przeszło 3 m.

Przy pomocy zgęszczonego powietrza, Caméré wypełniał cementem szczeliny popękanych ścian szluzu komorowej. Wykonał przytem doświadczenia co do nasycania mieszanin różnych materyałów (An. d. p. ch. 1900 I s. 408).

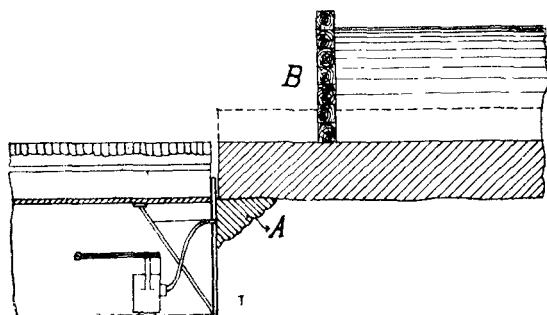
O wypełnianiu szczelin w sklepieniach tunelów i mostów, mówi CBl. 1903 s. 517 i 639; również mówiliśmy o tem pod l. 30.

W Barmen, wielka woda rzeki Wupper zerwała około 12 m bulwaru, i odsłoniła fundament domu stojącego w odległości kilku metrów, tak że groził zawaleniem. Potrzebny był ratunek bardzo spieszny, którego dokonano w ten sposób, że od strony piwnicy wiercono otwory 1,50 m głębokie, w odstępach 0,30, i włączano do nich pompę zaprawę cementową. Grunt pod fundamentem został w ten sposób silnie utrwalaony (CBl. 1903 s. 517/8).

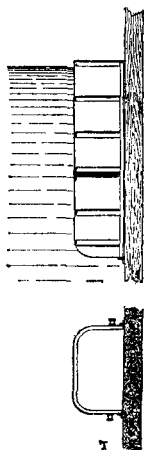
Górna głowa jednej ze szluz kanału Ren-Rodan, była fundowana za pomocą zgęszczonego powietrza. Między skrzynią roboczą a betonowym łękiem komory przedtem wykonanej, została szpara, którą należało szczelnie wypełnić, aby połączyć obie części szluzu (r. 871). W tym celu wiercono otwory w ścianie skrzyni roboczej w odstępach około 50 cm, i przez nie włączano pompą cement w żwir leżący pod szparą. W ten sposób powstała bryła podobna do betonu, oznaczona na rysunku przez A, kształtu zapewne pryzmatycznego, która wstrzymała zupełnie przystęp wody podziemnej. Skoro zamknięto komorę szluzu ścianą B, woda została z górnej głowy wypompowana, a następnie z góry wypełniono szparę ubjanym suchym betonem (CBl. 1898 s. 599).

Przy rozbieraniu filarów starego mostu na Mozelli pod Longeville, przekonano się w jaki sposób zaprawa cementowa lub inna przenika w głąb pokładów żwiru. Palisada otaczająca filar była bardzo nieuszczelna; z betonu na którym filar spoczywał, przedostał się cement przez jej otwory na zewnątrz, i utworzył zbitą masę wystającą wprawdzie tylko 20 do 30 cm, ale ten cement nie był włączany, lecz podlegał wyłącznie własnemu ciężarowi (CBl. 1898 s. 599).

871.



872.



Przy rozbieraniu filarów starego mostu na Mozelli pod Longeville, przekonano się w jaki sposób zaprawa cementowa lub inna przenika w głąb pokładów żwiru. Palisada otaczająca filar była bardzo nieuszczelna; z betonu na którym filar spoczywał, przedostał się cement przez jej otwory na zewnątrz, i utworzył zbitą masę wystającą wprawdzie tylko 20 do 30 cm, ale ten cement nie był włączany, lecz podlegał wyłącznie własnemu ciężarowi (CBl. 1898 s. 599).

Do naprawy uszkodzonych powierzchni murów leżących pod wodą, używane bywają półskrzynie, czyli osłony z trzech ścian, otwarte u góry i od strony

Do naprawy uszkodzonych powierzchni murów leżących pod wodą, używane bywają półskrzynie, czyli osłony z trzech ścian, otwarte u góry i od strony

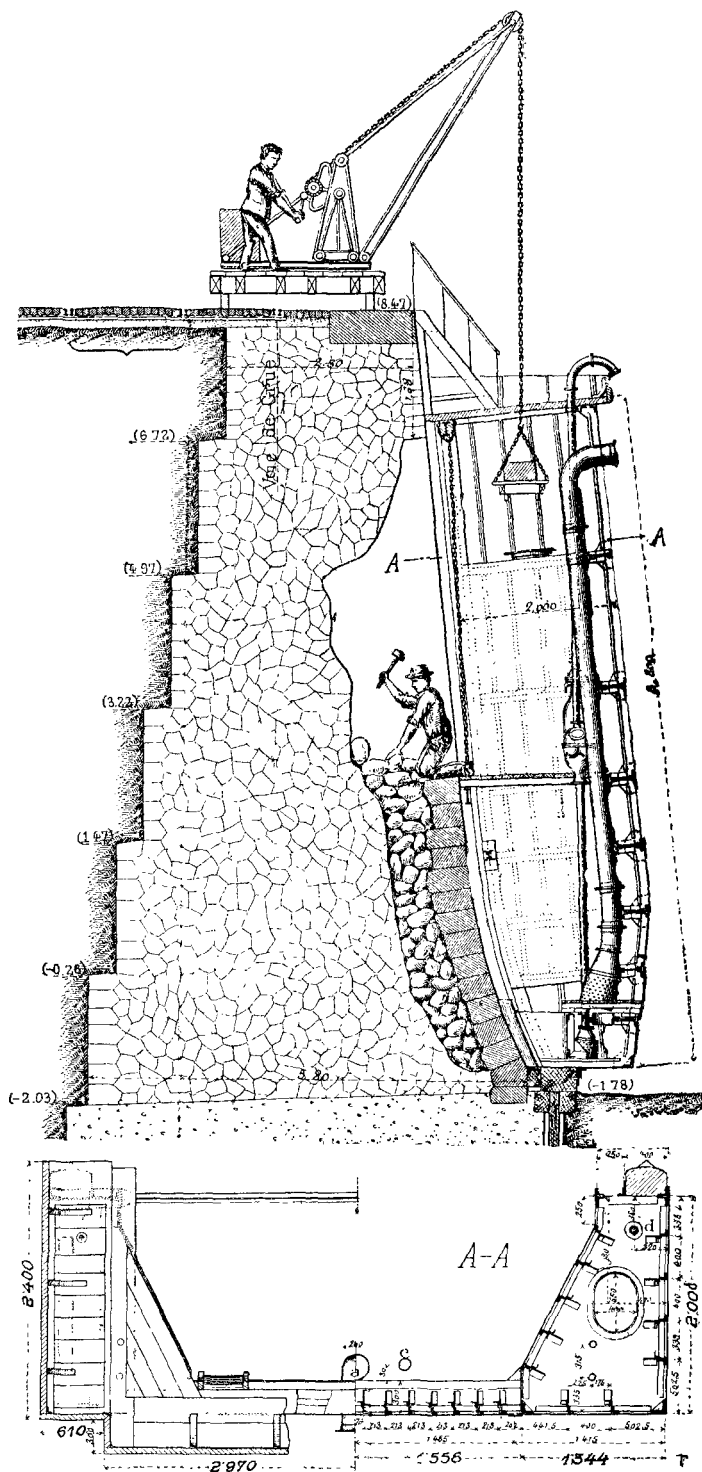
naprawianego muru. Rys. 872 wzięty z Brennekego (1906 rys. 1067) przedstawia taką osłonę blaszaną. Nie mogąc znaleźć opisu zastosowania, dodać muszę, że należy ją tak silnie przycisnąć do naprawianego muru, żeby można uszczelnić obwód zetknięcia, i wypompować wodę.

U góry można ją w tym celu przyciągnąć linami, a na dolnej krawędzi poziomej wywołać ciśnienie za pomocą ciężaru, opartego na belkach poprzecznych wysuniętych nad wodę. Niekiedy można też znaleźć punkty stałe od strony wody, i przycisnąć osłonę przez rozparcie.

Uszczelnienie jest łatwe na gładkim murze, trudne w razie wyskoków. Do wyrównania można użyć cementu i sposobów powyżej opisanych, ale niekiedy nie obejdzie się bez nurków. Po wypróżnieniu osłony, ciśnienie wody ułatwia utrzymanie szczelności.

Dla naprawy bulwarów w Calais, wykonano wielką osłonę według rys. 873, o wymiarach 8,8/5,8/2,0. Po bokach ma ona na całej wysokości szczelne komory przeznaczzone na pływaki, a ciężary części składowych są tak rozłożone, że pływa w położeniu pochyłym. Spód jej leży wówczas bliżej muru niż wierzch.

873.



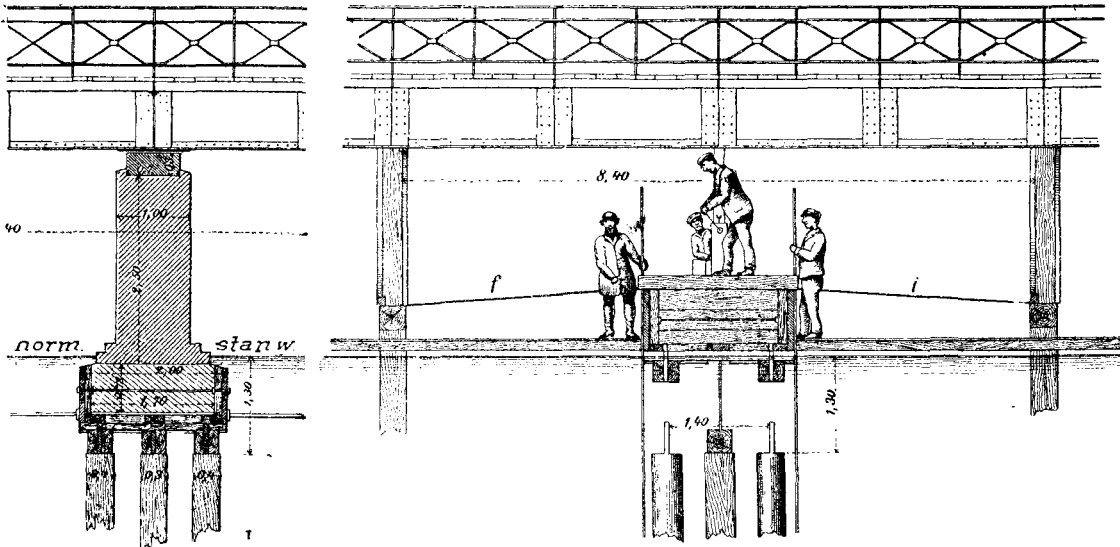
Wskutek częściowego napełnienia pływaków wodą, osłona zbliża się do położenia pionowego, zanurza się i opiera na kleszczach palisady, jak wskazuje rysunek; poczem zostaje przyciągnięta do muru linami. Przez wypompowanie wody z pływaków, można osłonę znowu podnieść; mianowicie gdy trzeba zmienić jej położenie. Po ustawieniu osłony, pompa ssąca umieszczona na galarze wyciąga z niej część wody; do tego służy szeroka rura widoczna na rysunku; reszty dokonywa pulsometr.

Dla szczelności, pionowe pasy powierzchni muru były naprzód wygładzane i przygotowane za pomocą nurków; każdy pas służył do dwóch kolejnych położań osłony. Dalsze szczegóły i rysunki znajdzie czytelnik w oryginale (AP. 1897 I s. 304).

W jarmach mostu kolejowego na rzece Eider pod Rendsburgiem, zgniły pale około poziomu małej wody; poniżej były zupełnie zdrowe. Postanowiono obciąć je w odpowiedniej głębokości, i postawić na nich murowane filary (H. Z. 1880 s. 375) rys. 874.

Głębokość wody przy średnim stanie wynosi 4,5, na dnie leży warstwa 4,5 m mułu, pod nią siny ił; rzeka ma zatem bardzo małą prędkość.

874.



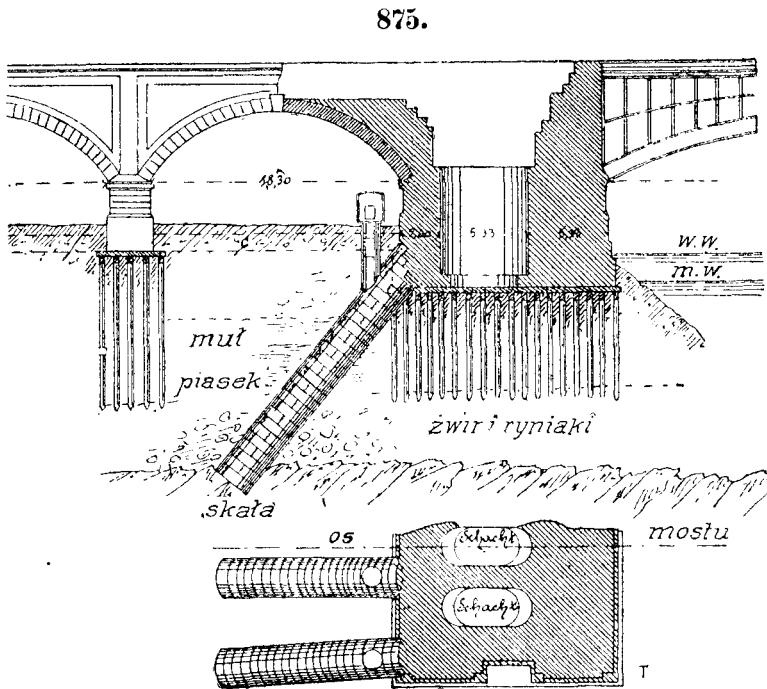
Roboty około przebudowania miały być przeprowadzone bez przerywania ruchu kolei, a bicie pali pod mostem niemożliwe było z powodu małej wysokości.

Na jarmach spoczywały blaszane belki ciągłe, sięgające przez 3 lub 4 przęsła po 9 m. Korzystając z tego, stawiano w środkach przęseł jarzma pomocnicze, i na nich opierano rzeczony belki blaszane. Pale ucięto 1,30 pod średnim stanem wody, i przez zatapianie, pod ciśnieniem windy, oparto na nich skrzynię o wymiarach 5,70/2,0. Dno skrzyni stanowił silny ruszt, umocowany na palach za pomocą czopów zaklinowanych z wierzchu; jej ściany boczne wystawały około 10 cm nad niski stan wody. Skrzynię wypełniono betonem zatapianym za pomocą lejka, a na betonie murowano filary. Dla powiększenia stateczności, połączone wszystkie filary żelaznymi ściągaczami. Lepiej można było ten cel osiągnąć przy pomocy skrzyń bez dna, zapuszczanych przez bagrowanie do powierzchni iłu,

i wypełniając skrzynie betonem. Ruszt byłby wówczas zbyt cenny. Sprawozdanie opisuje szczegółowo zacinanie pali i czopów pod wodą, oraz zatapianie skrzyń. Poznanie tych szczegółów może być użyteczne.

Podobne przebudowanie filara opisane jest w DB. 1884 s. 20; także Bren. 1906 s. 589.

Przyczółek mostu łukowego na rzece Shuylkill w Filadelfii (r. 875), usiłował się. Podparto go za pomocą czterech pochyłych cylindrów zapuszczonych sposobem pneumatycznym, sięgających do skały, a wypełnionych betonem. Projekt podał inżynier F. Anderson, który tym samym sposobem wykonał tunel pod



rzeką Hudson.

Cylindry mają średnicę 2,44, są prawie 20 m długie, o grubości blachy 12,7 m/m.

Arkusze jej 0,6 x 0,9 łączone są na śruby, przy pomocy wewnętrznych kątek.

AP. 1905 III str. 225 opisuje wzmocnienie fundamentów lekkich budowli, wykonanych na wspólnej podstawie betonowej, z chwilowym obciążeniem dla

złączenia gruntu. Niektóre części murów obwodowych osiadały się dłużej niż inne; żeby ruch zatrzymać, wykonywano przy nich od strony zewnętrznej betonowe przystawki na palach, które natychmiast prowadziły do celu.

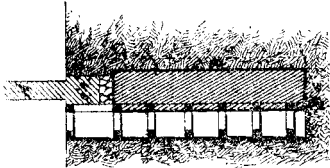
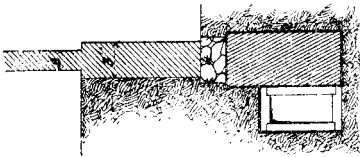
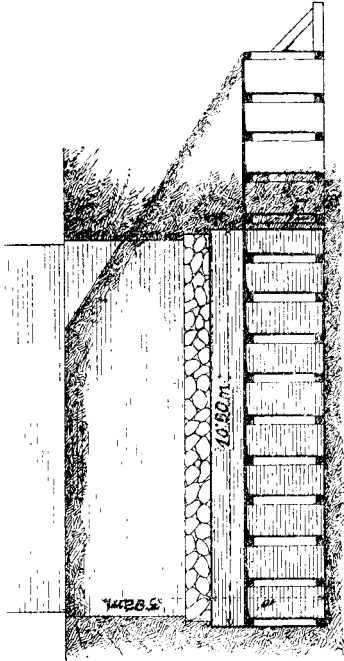
Te przystawki działały przez obciążenie gruntu; pale pod nimi miały znaczenie drugorzędne, i mogły być korzystne, tylko przez sprężyste uginanie się pod ciężarem betonu; a więc o ile były płytko bite.

Podstawianie fundamentów w Gdańsku (ZfB. 1867 s. 294). Kolej do Nowego portu przecina ulicę Gdańską w przekopach. Domy stoją tak blisko osi kolei, że przed fundowaniem mostów nad przekopami, fundamenty domów musiały być znacznie pogłębione (r. 876). Dom N. 26 miał fundamenty 1,30 głębokie, zaś most wymagał głębokości 6,40. Dom był wprawdzie jednopiętrowy, ale ściana zwrócona do kolei, zakończona była wysokim szczytem, który już przedtem wysunął się z pionu o 0,30, i był od dawna bardzo popękany; pogłębienie fundamentów wymagało przeto wielkiej ostrożności.

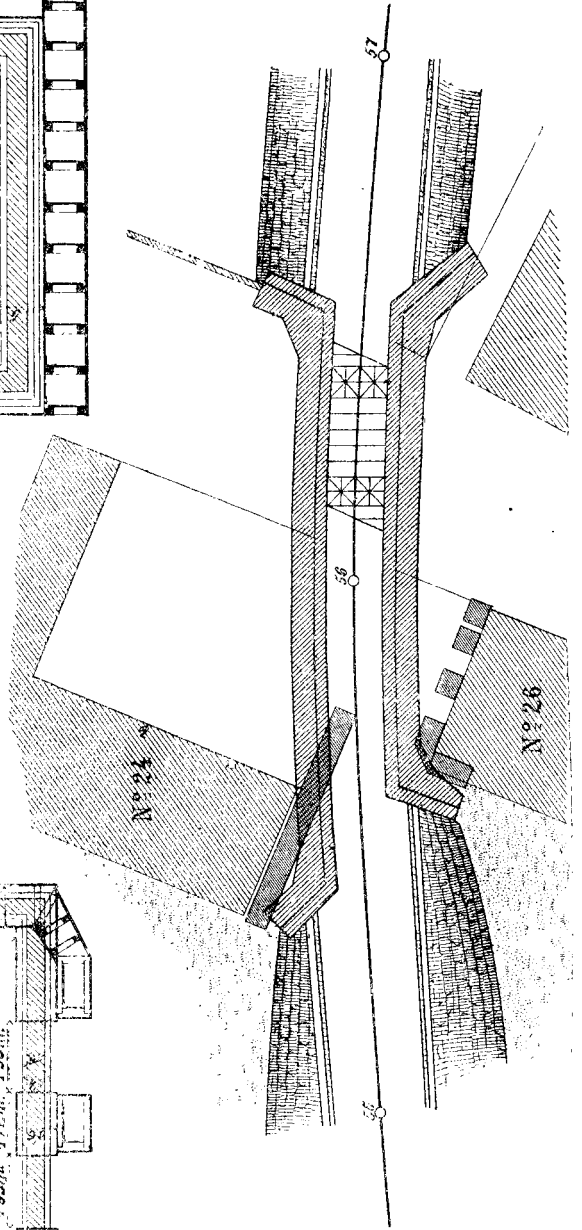
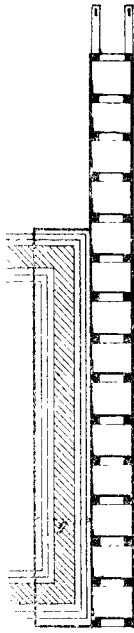
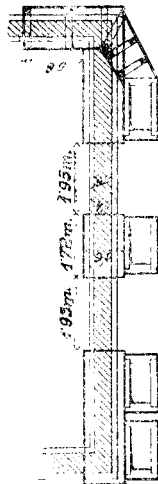
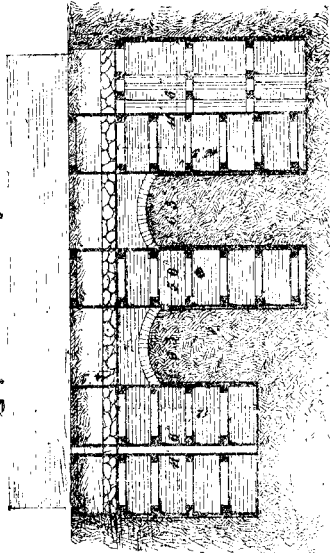
Rozpoczęto je zapuszczaniem szybu przy rogu najwięcej zbliżonym do kolei. Szyb miał przekrój 1,4 x 0,8 w świetle, a sięgał do głębokości przyszłego

876.

*Рогтебрене fund. pod № 24.*



*Рогтебрене fund. pod № 26*



fundamentu mostu 6,40. Miał oprawę z brusów tylko na trzech ścianach, czwartą zaś zwróconą do lica domu, trzymały tylko wieńce; wytrzymałość gruntu pozwalała na to. Następnie, na długości szybu 1,4 i na całą wysokość pogłębienia, wybrano ziemię pod fundamentem, podpierając go starannie; poczem natychmiast wymurowano tę przestrzeń, tworząc filar w którym słupy drewniane podpierające fundament musiały być zamurowane.

W dalszym ciągu próbowano innego postępowania; mianowicie w kierunku dłuższej ściany, prostopadłej do kolei, wyprowadzono z szybu poziomy podkop 2,5 m długi 1,55 wysoki, leżący pod fundamentem, i wymurowano go natychmiast. Na tym podkopie położono i wymurowano drugi 1,65 wysoki, a na nim trzeci 1,90 wysoki; ten dotknął już podstawy fundamentu. Kaptury każdego podkopu, zostawiano jako progi dla wyżej położonego. Drzewo oprócz brusów, musiało być po części zamurowane; jednakże słupy stojące na zewnątrz, zostały usunięte później przy fundowaniu mostu. Według sprawozdawcy, to postępowanie nie miało powodzenia o tyle, że podczas murowania w podkopach, ściana podłużna popękała; było to wprawdzie nieuniknione, skoro róg był mocniej podparty filarem niż reszta ściany podłużnej; wszelako trzykrotne osiadanie wynikające z wymurowania trzech podkopów jest stanowczo większe niż osiadanie jednego filara na całą wysokość. Przy dalszej pracy wrócono zatem do szybów i do murowania filarów.

Wykonano więc w połowie długości muru szyb i filar szeroki 1,73, tej głębokości co poprzedni; przy drugim zaś rogu, więcej oddalonym od kolei, wykonano dwa szyby obok siebie, a przed nimi filar o szerokości 3,60, głęboki tylko 3,77 m. W ten sposób spoczywał mur na trzech filarach, które połączono sklepieniami jak wskazuje rysunek. Podczas fundowania mostu, mur ten wcale nie pękał.

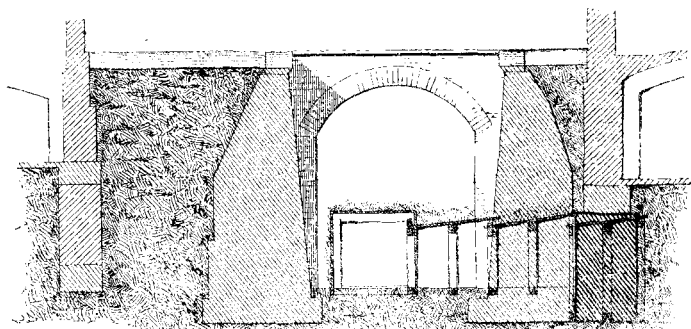
Dwupiętrowy dom N. 24, był głębiej fundowany od poprzedniego; z tego też powodu pogłębienie fundamentu było łatwiejsze, bo wynosiło tylko 3,14 m.

Dla ułatwienia przystępu, wykonano najprzód w osi kolei wązki przekop, a od niego wyprowadzono poziomy podkop w głębokości zamierzonego pogłębienia, równoległe do lica, i bez opierzenia od strony domu. Podkop był wraz z oprawą 2 m wysoki, dawał zatem wystarczający przystęp do podstawianego fundamentu o wysokości 3,14, i zastępował szyby. W miarę przedłużania podkopu, częściami po 1,5 m

długości, wybierano ziemię pod fundamentem na całą wysokość pogłębienia, i podpierając fundament, wypełniano tę przestrzeń murem. Przedłużanie podkopu przerywano na czas murowania.

W podobny sposób przy innej ulicy, użyto podkopu wykonanego

877.



poprzednio dla robót ziemnych (r. 877). Wyprowadzono z niego podkopy poprzeczne do pogłębianego fundamentu, w odstępach po 3 m między osiami, i częściowo podstawiano filary. Te łączono ze sobą, za pomocą małych podkopów podłużnych: W tym razie zaszła też potrzeba podpierania sklepienia piwnicy, które



miało opór nad pogłębianym fundamentem. Mianowicie było to konieczne przed rozpoczęciem budowy mostu.

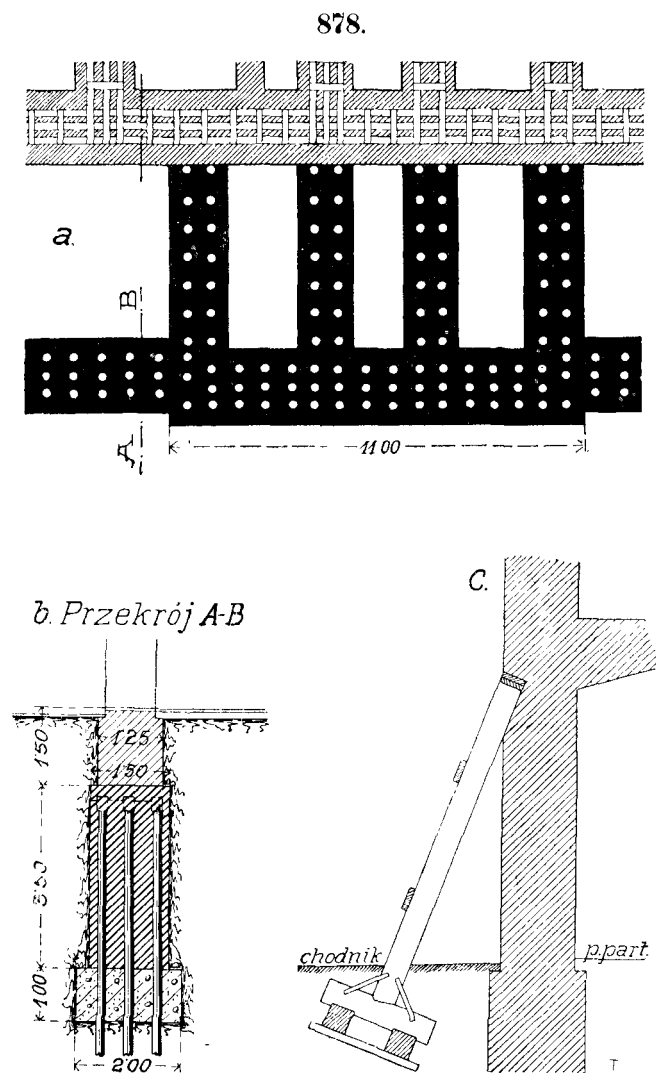
Powyższe roboty wykonane były w bardzo łatwych warunkach; a mianowicie w gruncie stosunkowo twardym, i bez napływu wody. Przytem pogłębiane fundamenty były słabo obciążone, a więc mogły być podkopane i podparte, bez przenoszenia ich ciężaru na zewnątrz.

Gmach banku hipotecznego we Lwowie budowany był w roku 1869/70. Mury frontowe i przytykające do nich przedziałowe, fundowane były na palach dębowych z rusztem, leżącym 1,50 m pod chodnikiem ulicy (rys. 878 b). Dalsze części gmachu mają piwnice i fundamenty 3 m głębokie, na ruszcie bez

pali (rys. 878 a), leżącym na warstwie ubijanego kamienia łamanego. W obu rusztach belki podłużne były miękkie, poprzeczne dębowe.

Stan wody podziemnej bardzo zmienny, wznosił się do 2,20 pod ulicą; a więc fundamenty frontowe były nad wodą. Łęk sąsiedniego koryta Pełtwi leżał 4,5 m pod ulicą, a w r. 1880 pogłębiany został do 6 m. W tym samym czasie mury frontowe zaczęły się osiadać, mury wewnętrzne również, ale mniej. W r. 1882 przekonano się, że na froncie osiadanie dochodziło 28 cm. Ruszt zgnił, a mur opierał się wprost na czopach pali. Widocznie wskutek pogłębienia Pełtwi, włoskowość gruntu i pali nie wystarczała już do zasilania rusztu wilgocią. Przy piwnicach ruszty były zupełnie zdrowe.

Badanie gruntu wykazało do 3 m głębokości nasyp, potem do 6 m czarną ziemię bagienną, w tej głębokości



dosyć wytrzymałą. W głębokości 9,5 leżała tak zwana opoka, czyli twardy margiel kredowy.

Według rys. b nowy fundament murów na palach założono w głębokości 6 m, dając najprzód warstwę betonu o przekroju 1×2, a na niej mur

z cegły 1,5 gruby, na silnej zaprawie cementowej (1:2). Dębowe pale zostawiono wewnątrz muru, ponieważ były zupełnie zdrowe, a bardzo ułatwiały wykonanie, podpierając dawny fundament. Są one ustawione w sieci prostokątów, nie osłabiają przeto wiązania; chociaż zmniejszają poziomy przekrój muru; a gdyby nawet zbutwiały, uznano że pozostały mur ma wymiary dostateczne. Fundamenty na rusztach bez pali, otrzymały pogłębienie z betonu, o przekroju  $1,0 \times 2,0$ .

Podczas wykonania nowego fundamentu (1883), opróżniono tylko część parteru nie mającą piwnic, żeby przystąpić do roboty z obu stron frontowych murów.

Wszystkie otwory okien i drzwi parteru zostały tymczasowo wymurowane; ale sądzę że sztywnie drewniane lepiej odpowiadałyby celowi.

Sklepienia stropów parteru podparto według rys. c, dając dwa zastrzały na każdy filar między oknami.

Przez całą szerokość budynku założono żelazne ściągacze okrągłe, 5 cm grube.

Nowy fundament podstawiano częściami, długości 1,6 do 2 m; jednocześnie tylko w dwóch miejscach znacznie od siebie oddalonych, przy bezustannej pracy dwóch pomp ręcznych. Dla ułatwienia przystępu rozszerzano wykop w obie strony, za pomocą szybów z oprawą ciesielską. Po wykonaniu słupa muru, czekano 8 dni z rozpoczęciem wykopu na słup sąsiedni, żeby zaprawa dobrze związała. Słupy muru miały na bokach zazębienie według wiązania cegieł. Sąsiednie części fundamentu betonowego łączono za pomocą stopni.

Przez cały czas roboty, lokale nieopróżnione były używane bez przeszkody, i nie dostrzeżono w murach żadnych nowych ruchów.

Roboty projektował i wykonał Radca budowniczy Zygmunt Kędziński.

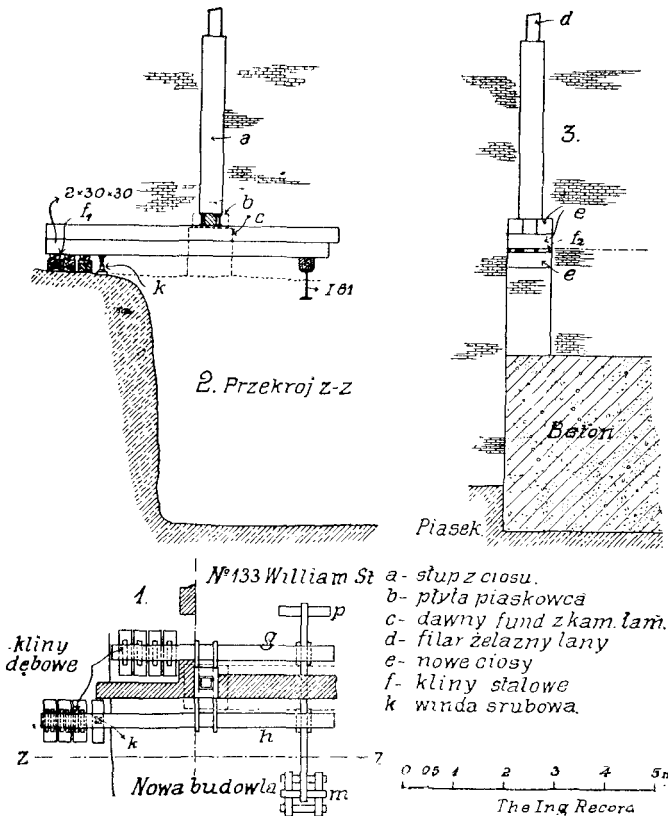
Trudniejsze od poprzednich są te przypadki, w których przed podstawieniem nowego głębszego fundamentu, trzeba wstrzymać lub zapobiedz osiadaniu budowli. W tym celu należy przenieść jej ciężar na zewnątrz dawnego fundamentu; wykonywa się to za pomocą zastrzałów, albo przez podsunięcie poprzecznych wzorówek I, które opieramy z obu stron fundamentu na płytach lub podkładach podłużnych; bacząc przytem, żeby ciężar był rozłożony na dosyć wielką powierzchnię. Dla przystępu do tej powierzchni, potrzeba zwykle szybów lub podkopów. W następujących przykładach widzimy zastosowanie tych sposobów.

Pięciopiętrowy budynek N. 133 przy ulicy William Street w Nowym Yorku, ma fasadę z ciosu, a ściany boczne z cegieł między słupami żelaznymi. Od strony północnej stawiano w r. 1903 nowy budynek, którego sutereny miały być głębsze od piwnic pod N. 133; należało więc pogłębić fundamenty tego budynku, do poziomu wykopu pod nowe sutereny (Eng. record t. 49 s. 56). Mury były wogóle dobrze wykonane, więc robota nie przedstawiała trudności. Narożny słup jednak, wymagał więcej ostrożności od innych (rys. 879). Dolna jego część *a* z ciosu (rys. 2), o przekroju  $46/61$  cm, wysoka 3,66 m, spoczywała na płycie piaskowca *b*  $76/76$  cm w rzucie poziomym, grubości 28 cm, pod którą znajdował się fundament z łamanego kamienia *c*. Wyżej słup *d* jest żelazny. Dla przeniesienia ciężaru którego sprawozdanie nie podaje, przygotowano walcowany dźwigar 61 cm wysoki, przeprowadzony przez otwór w murze (rys. 1), a podparty przy *m* i *p* na podkładach z drzewa, w małej głębokości pod poziomem piwnicy N. 133, jak wskazuje rysunek. Na dźwigarze oparto podwójne belki *g* i *h* o przekroju  $2 \times 30/30$  cm; ich końce wychodzące na ulicę, spoczywały na dębowych klinach *f*<sub>1</sub>. Obie leżały tak blisko lica muru jak pozwalała przyszła ro-

bota mularska, a dla belki *g* wycięto otwór w fundamencie fasady. Wierzch belek leżał nieco wyżej od płyty piaskowca pod słupem narożnym, o której była mowa powyżej.

Po tem przygotowaniu, wycięto z rzeczonyj płyty *c* z obu stron po 25 cm, wsunięto w te miejsca 25 cm wysokie wzorówki I. Pozostała część środkowa

879.



trzymała chwilowo narożny słup ciosowy; ale przez pobicie klinów *f*<sub>1</sub> i przy pomocy windy śrubowej *k*, podniesiono wzorówki wraz ze słupem o tyle, że można było usunąć resztę płyty i fundament z kamienia łamanego. Wówczas pogłębiono wykop pod słupem narożnym, i wykonano fundament betonowy 3,65 wysoki, resztę z cegły. Pod przyległymi murami, ta sama robota nie przedstawiała trudności.

Pozostawało przenieść ciężar słupa na nowy fundament (rys. 3).

W tym celu położono na fundamencie dwie płyty granitowe *e*, a między nimi stalowe kliny *f*<sub>2</sub>. Na wierzchniej płycie, między wzorówki I wsunięto

bryłę granitu 27,5 cm wysoką, a więc o 2,5 cm wyższą od wzorówek. Pobijając następnie kliny *f*<sub>2</sub>, podniesiono słup o tyle, że można było usunąć wzorówki, a na ich miejsce wstawić dwa ciosy granitowe, dostosowane jak najdokładniej do wolnego miejsca. Wszystkie trzy ciosy osadzone były w obu płaszczyznach poziomych na silnej zaprawie cementowej, i można przyjąć że ciężar rozkłada się na nie jednostajnie. Ten wniosek sprawozdawcy wydaje mi się jednak wątpliwy; przytem domyślać się należy że po wstawieniu środkowego ciosu, wstrzymano robotę do zupełnego stwardnienia zaprawy, a dopiero potem pobijano kliny. Również domyślać się trzeba, że wykop wykonany został najprzód tylko ściśle według szerokości fundamentu, a rozszerzony być mógł po stronie nowej budowli dopiero po przeniesieniu ciężaru na nowy fundament. Łożyska bowiem belek *g* i *h*, dźwigar *mp*, oraz winda *k*, nie mogły leżeć tak blisko pionowej ściany wykopu, jak przedstawia nam przekrój z z i rzut poziomy.

Nowy pałac banku Stanu Nowego Yorku przy placu Giełdy\*), zajmuje

\*) Sprawozdawca nazywa go budynkiem „stalowym“ (steel building. Eng. Record 1902 t. 46 s. 299).

powierzchnię około 30,4 m w kwadrat, a wznosi się przeszło 73 m nad poziom ulicy. Jego podziemia nie sięgają wprawdzie do tak wielkich głębokości jak w innych budynkach handlowych tegoż cyrkułu, jednakże podłoga piwnic leży 6,4 m pod poziomem ulicy, a fundamenty są daleko głębsze. Piasek i drobny żwir tworzą tu pokład 9 m gruby, pod nim leży ił w cienkich warstewkach, wynoszących razem 1,8 m, dalej 1,2 twardego łupku, wreszcie skała.

Nizki stan dzienny, oraz stan wody wgłębszej, leżą średnio 4,6 pod powierzchnią, głębiej zaś piasek nasycony wodą, zawiera miejscami przymieszki miki albo gliny.

Wszystkie zatem fundamenty banku musiały być zapuszczone sposobem pneumatycznym do powierzchni skały. Kiesony (skrzynie) o przekroju poziomym 4,3,2,15, stawiano z odstępem tylko 5 do 8 cm od lica sąsiednich fundamentów z cegły lub betonu, głębokich tylko 2,4. Wykop zaś dla piwnic banku był 6,55 głęboki w środku, a 5,50 na obwodzie; do tej głębokości przeto pogłębione być musiały sąsiednie fundamenty.

Pogłębienie ułatwione było tem, że odstępy między kiesonami obwodowymi wynosiły tylko po kilka decymetrów; kiesony tworzyły zatem ścianę ochronną. Pomimo tego przypuszczano że grunt może się osiadać podczas zapuszczania kiesonów; postanowiono więc fundamenty uchwycić, i podstawić głębsze dopiero po ukończeniu zapuszczania. Przytem, obierając punkty oporu, należało zostawiać od strony banku wolne miejsce dla kiesonów (r. 880/1 i 2). Dom Nr. 44 od wschodniej strony banku ma 6 pięter, jest 10,7 długi, 27,4 wysoki; ma 0,51 grube mury parteru, których ciężar wynosi 40 t na 1 m długości.

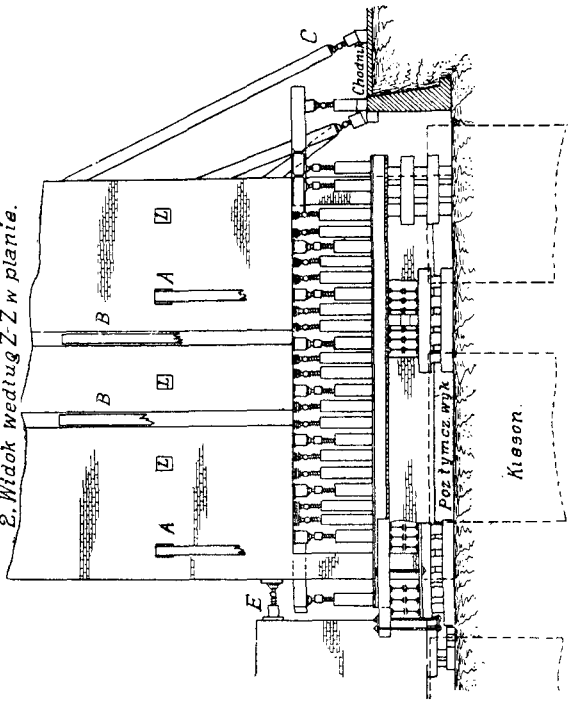
Oprócz chwycenia fundamentów, potrzebne było podparcie ścian obwodowych; do tego służyły zastrzały (rys. 2 i 3) o przekroju 30/30 cm, ustawione przy *A* i *B*, naprężone śrubami jak widzimy przy *C*, oraz rozpory poziome jak przy *E*; tylna bowiem ściana była pęknięta od fundamentu aż do dachu. Wstawiano też rozpory w płaszczyznach otworów dolnych drzwi, jak wskazują linie kropkowane przy *E* w rzucie poziomym.

Dla chwycenia fundamentu przygotowano dwie grupy po 12 poprzecznych dźwigarów I 45 cm wysokich, ułożonych w dwóch płaszczyznach, obierając dla nich miejsce na przedłużeniu odstępów między kiesonami. Ruszty belek na których spoczywały te dźwigary, umieszczono po stronie banku na zewnątrz wolnego miejsca dla kiesonów, zaś po stronie Nr. 44 w odpowiedniej odległości od brzegu przyszłego wykopu. Z tego powodu dźwigary musiały być 8,5 m długie, a światło między podporami wynosiło 4,5 m. Oprócz tego ułożono po stronie banku stosy belek, jako tymczasowe pośrednie punkty oparcia, opuszczone na rysunku.

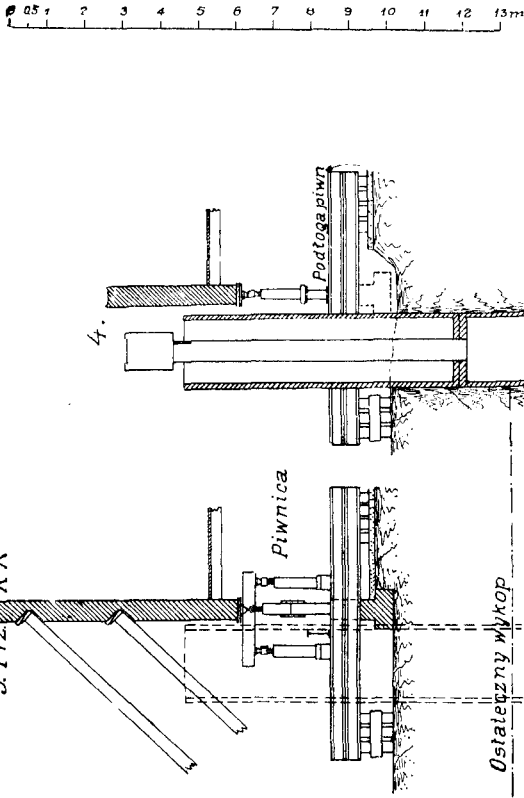
Drugi poziom chwycenia obrano 2 m nad chodnikiem; tu przebito otwory w odstępach 0,9 do 1,2, wsunięto w nie belki poprzeczne, i podparto je windami śrubowymi na 20 t udźwigu, ustawionymi na belkach podłużnych, spoczywających na opisanych powyżej dźwigarach I (rys. 1—3). Na oporach podkładano płyty stalowe. Rzeczono belki poprzeczne podparte windami, przedstawia rysunek i tekst sprawozdania, jako belki drewniane 30/30 cm. Według powyższego jednak spoczywa tutaj 40 t lub więcej, rozstawienie śrub jest 1,8, a więc potrzebne są dwa dźwigary stalowe przynajmniej 30 cm wysokie.

Po takim tymczasowem chwyceniu, rozebrano mur na całej długości, podsunęto pod część wiszącą dwa podłużne dźwigary 61 cm wysokie, 9 m długie

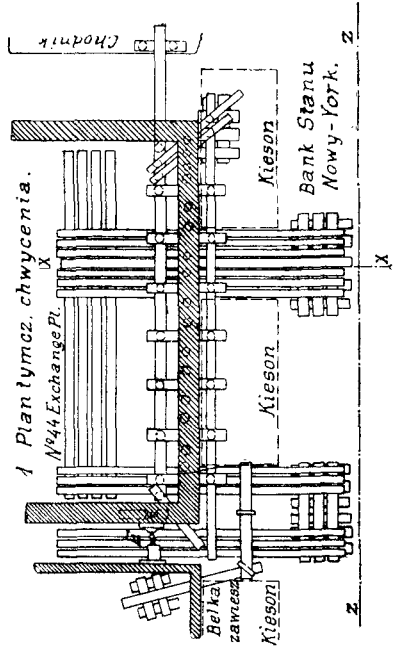
2. Widok według Z-Z w planie.



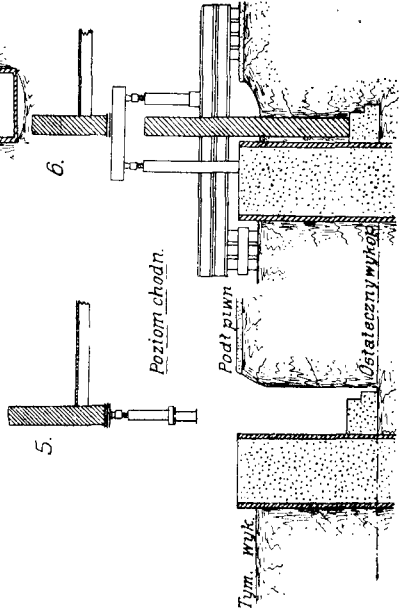
3. Prz. X-X



1. Planymcz. chwycenia. №44 Exchange Pl.



5. Poziom chodn.



a na nich ustawiono windy po 5 t udźwigu, któremi mur podparto (rys. 3 i 4); poczem usunięto belki poprzeczne i windy na 20 t. W ten sposób uzyskano wolne miejsce dla zapuszczania kiesonów (rys. 4).

Sprawozdanie nie wyjaśnia dlaczego windy stawiane osiowo pod murem, miały rzekomo tylko 5 t udźwigu, skoro przypada na nie ten sam ciężar co na windy zewnątrz stawiane.

Sprawozdanie podaje że między grupami dźwigarów poprzecznych spoczywał ciężar 180 t, z prawej strony 72 t, z lewej 108 t, a przytem punkty oparcia nie uginały się. Niwelowano często znaki *LL* umieszczone na murze, i w miarę potrzeby poruszano windy, podnosząc mur o 3  $\frac{m}{m}$  wyżej nad położenie ostatecznie potrzebne.

Kiesony zapuszczono do skały pod obciążeniem około 300 t, przytem nie dostrzeżono żadnych ruchów ani w murach, ani w mechanicznych urządzeniach wewnątrz domu. Po ukończeniu tej pracy, wykopano podłużny rów na nowy fundament (rys. 5), i wymurowano go o ile pozwalały dźwigary podłużne. Wstawiono ponownie belki poprzeczne i windy 20-tonnowe, przeniesiono na nie ciężar muru, usunięto dźwigary podłużne, i wyprowadzono nowy mur wyżej, według rys. 6. Wreszcie ponownie, wstawiono windy środkowe według rys. 7, przenosząc w ten sposób ciężar domu na nowy fundament. W miarę jak się fundament osiadał podnoszono mur windami, i przerwano robotę na kilka tygodni, aby się osiadanie ukończyło i zaprawa stwardniała. Na tem kończy sprawozdanie, a jako ostatni stan, przedstawia rys. 7 podparcie muru windami środkowymi. Być może że kończono mur usuwając kolejno windy nieprzyległe; ale łatwiejsze było ukończenie przy podparciu na belkach poprzecznych, i windach zewnątrz stojących.

Przerobienie uszkodzonego fundamentu na palach, opisuje Eng. News. 1902 I. s. 356.

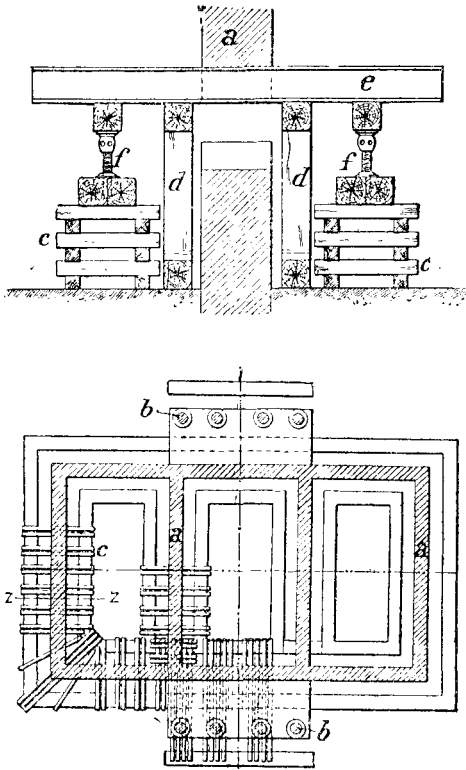
W mieście Springfield pałac sprawiedliwości miał być powiększony. Był to budynek dwupiętrowy, 18 m wysoki, o wymiarach poziomych 25 × 36 m. Względy architektoniczne nie pozwalały na powiększenie w rzucie poziomym; postanowiono więc podnieść budynek w całości o 3,60, i dodać w ten sposób jedno piętro.

W tym celu wykuto otwory prostokątne w murach obwodowych i przedziałowych *a* (rys. 881), w odstępach około 0,60, a 0,90 nad terenem. W każdy otwór wsunięto dwa lub trzy dźwigary *e* o przekroju I, spoczywające na belkach podłużnych (30/30 cm) ułożonych w odstępach około 1,5 od lica. Pod belkami ustawiono szereg wind śrubowych *f*, opartych znowu na podwójnych belkach podłużnych. Między te belki wpuszczone były śruby wind, a pozostającą wysokość do terenu, wypełniono kilkoma warstwami drzewa *c*. Dokoła budynku ustawiono 80 robotników, którzy na dany znak obracali śruby jednocześnie o  $\frac{1}{4}$  obrotu.

Skoro śruby wyszły na całą długość w górę, przeniesiono ciężar budowli na podpory *d* zewnątrz umieszczone, starannie naprężone i usztywnione; poczem odkręcono śruby, podwyższono podkłady *c*, i ustawiono windy ponownie. Skoro w ten sposób budowla była podniesiona około 0,60, usunięto zupełnie podpory *d*, rozebrano dawny fundament, i na jego miejscu ustawiono rusztowanie, które na czas wymiany śrub podpierało dźwigary *e* na osi muru *a*.

Skoro wreszcie budowla doszła do żądanej wysokości, podparto ją chwilowo na środkowym rusztowaniu, usunięto śruby, podwyższono podkłady *c* do trwałego oparcia dźwigarów *e*, i rozebrano rusztowanie środkowe. Wreszcie murowano nowe fundamenty i parter.

881.



Wzrostł architekt M. H. Sheeler w Chicago, który tym samym sposobem przebudował fundament komina fabrycznego. (Revue industrielle 1901 str. 76 według Eng. Record).

Technische Rundschau 1904 Ausgabe II. N. 6 s. 41 opisuje podnoszenie dwupiętrowego domu.

Służbowy dom mieszkalny na dworcu kolei w Aschaffenburgu (Bawarya), został przesunięty w celu powiększenia układu torów (Schv. Bz. 1898 I. s. 73 bez rysunku). Jest to budynek piętrowy o wymiarach poziomych 12,2/10,8; miał piwnice na całej powierzchni, mury fundamentu 1,2 grube z gnejsu, mury wewnętrzne stoją na sklepieniach otworu 3,4, ciężar budynku obrachowano na 750 t.

Przesunięcie odbyło się po równi pochyłej 111,2 m długiej, pod spadek 10‰, albowiem w nowym położeniu budowla miała stanąć 1,2 wyżej niż w dawnym.

Fundamenty odkopano, i w poziomie oporów sklepień wybito w nich

otwory w odstępach 1,2, przez które przesunięto żelazne dźwigary. Tworzyły one ruszt, pod którym ułożono sześć toków kolei, na silnych podwójnych belkach drewnianych. Szyny utworzono z płaskich sztab żelaznych, a po nich toczyły się żelazne kule i wałki na których spoczywały dźwigary podczas przesuwania budynku.

Jednocześnie wymurowano nowy fundament, wykonano wykop dla całej wspomnianej równi, na wyrównanej powierzchni ułożono progi kolejowe, a na nich opisane powyżej tory. Następnie za pomocą 156 śrub opartych na odpowiednich rusztowaniach, podniesiono budynek o 10 cm, wreszcie rozpoczęto przesuwanie za pomocą sześciu silnych wind słupkowych, osadzonych za budynkiem między belkami podłużnymi.

Przesuwanie zaczęto d. 19 listopada, a ukończono 6 grudnia 1897. Największy dzienny postęp wynosił 10,2 m. Dnia 9 grudnia podniesiono budynek powtórnie o 16 cm i uregulowano jego położenie, a 12 grudnia przy pomocy śrub postawiono go na nowym fundamencie. Do dnia 17 grudnia wykończono podmurowanie o tyle, że usunięte zostały śruby, dźwigary, sztywnie, ściągacze, i wszelkie przybory potrzebne do przesuwania; wówczas przekonano się, że mury i sklepienia znajdują się w zupełnie dobrym stanie, że w oknach które zamknięte były od początku przesuwania, nie pękła ani jedna szyba. Koszta przesuwania

wynosiły 12500 fr., zburzenie zaś budynku i postawienie nowego miało kosztować 25000 fr. Opis nie dosyć szczegółowy, ale dokładnie według oryginału.

Wiadomości o przesuwaniu budynków podają: Przegl. techn. 1907 s. 356. — 1908 s. 94. — DJV. 1907 s. 1719.

Inżynier Bernhard wykonał w Berlinie bardzo trudne i ze wszech miar wzorowo obmyślane roboty dla kolei podziemnej, która na długości 27 *m* zaczyna czteropiętrowy dom, zbudowany według nowoczesnych wymagań, przeważnie z ciosu i żelaza (CBl. 1906 s. 607).

Kolej przechodzi tunelem między fundamentami, które musiały być tak przebudowane i pogłębione, żeby wstrząśnienia i hałas od ruchu na kolei, nie udzielały się murom i nie były przykre dla mieszkańców. Najbliższe fundamenty domu po obu stronach tunelu, musiały być przeto 0,9, a w osi o 1,20 głębiej założone od fundamentu tunelu. Przytem ustrój ich musiał być od tunelu zupełnie niezależny, jak przedstawia rys. 882 i 883.

Przedewszystkiem należało wzmocnić narożny filar o tyle, żeby oprócz dawnego obciążenia mógł unieść część ciężaru innych podciętych słupów fasady, oraz stropu piwnicy. W tym celu, szlak kolei został o tyle wsunięty wgłąb domu, żeby rzeczony filar leżał zewnątrz, i mógł mieć odpowiednie wymiary. Po drugiej stronie wykonano według krzywizny szlaku mur podporowy, na którym stanął bezpośrednio jeden z wewnętrznych filarów domu *A*. Wreszcie z powodu małej wysokości ustroju, zasła konieczność utworzenia w osi tunelu czterech nowych punktów oporu, a mianowicie po jednym pod fasadami, a dwóch wewnątrz dla podparcia podłogi parteru, i słupa *C*. Te nowe słupy sprzężone są w jedną całość, i spoczywają po dwa na jednej płycie rusztu żelaznego okrytego betonem. Podcięte zaś słupy fasady spoczywają na podwójnych dźwigarach sprzężonych, według rys. 883; w rys. 882 te dźwigary są opuszczone.

Najgłębsze fundamenty leżą 4,8 pod podłogą piwnicy, a 4 *m* pod naturalnym stanem wody podziemnej. Do wykonania ich mogło być zastosowane tylko takie postępowanie, przy którym nie powstawałyby żadne, nawet najmniejsze ruchy cząstek ziemi. Każda nowa bryła wykopu, musiała być natychmiast dokładnie wypełniona inną, odpowiednio wytrzymałą, tak żeby wspomniane ruchy nie mogły też powstawać w przyszłości, i aby niemożliwe były osiadania silnie obciążonych filarów. Jedynie więc możliwem było postępowanie polegające na osuszeniu zagłębienia, przez niżenie stanu wody podziemnej na całym obszarze budowy. Zwłaszcza, że już dawniej, przy budowie tej samej kolei, używano rzeczonoego sposobu z zupełnem powodzeniem, bo niżenie stanu wody o 5 *m*, w tych samych pokładach piasku, nie wywołało żadnych osiadań sąsiednich budowli monumentalnych. Pomimo tak korzystnego doświadczenia, zachowano szereg ostrożności które wyliczam, jako uzupełnienie tego co zapisane było pod l. 23 *c*.

1. Oprawa zagłębienia była szczelna i trwała.

2. Pompy rezerwowe stały w pogotowiu, na wypadek przerwania pracy pomp zwykłych.

3. Wewnątrz obszaru budowy założono dwie studnie próbne, żeby na nich wypróbować działanie pomp i przewodu, przed rozpoczęciem robót.

4. Przekonano się za pomocą wierceń, czy pokłady są dogodnie dla niżnienia stanu wody, czy ssaki pomp mogą być umieszczone w grubszym żwirze, czy nie ma pokładu łu, który opierałby się niżnieniu stanu wody, i który wypadałoby przebić.



5. Przekonano się wreszcie naprzód, czy pompowana woda nie porywa ze sobą piasku. W tym celu przeprowadzono pomiary, i znaleziono że przy najsilniejszym pompowaniu jakie należało przewidywać, w ciągu 60 dni roboczych, możliwe było wydobycie  $21000 m^3$  wody, a te mogły zawierać najwyżej  $0,405 m^3$  piasku. Ta objętość, rozłożona jednostajnie na powierzchnię obszaru budowy około  $4050 m^2$ , daje warstwę  $0,1 mm$ , a więc nic nie znaczy dla trwałości fundamentów.

Na obwodzie obszaru budowy założono 14 studzien ssących (rys. 882), w odstępach 4 do 5 m. Rury ssące miały  $104 mm$  wewnętrznej średnicy, i sięgały 4 m niżej podstawy najgłębszych fundamentów; sitka filtrujące sięgały jeszcze 0,8 głębiej, i miały średnice 160 do 200 mm; pozioma rura zbiorcza o średnicy 250 mm, prowadziła do pomp. Ustawiono dwie pompy wirowe, poruszane motorami elektrycznymi po 47 k. masz.; zwykle wystarczała jedna, druga była w rezerwie. Dostawa prądu elektrycznego była również urządzona z podwójną pewnością, wyrzeczono się natomiast lokomobilu parowego, przez wzgląd na przykrości mieszkańców. Dla sprawdzania poprawnego działania całego urządzenia, przygotowane były zwykle przyrządy do mierzenia rozrzedzenia powietrza w przewodzie ssącym, i natężenia prądu przy motorach. Obszerniejszy opis, oraz profile zniżenia wody znajdzie czytelnik w oryginale.

Ze względu na swobodę w ubikacjach leżących nad parterem, nie można było w niczem ograniczać używania drzwi wchodowych, schodów, wyciągów i wszelkich wewnętrznych urządzeń. Zakładanie szyćni ograniczone było do parteru, a nie dozwolone w mieszkaniach wyżej położonych, urządzonych z większym komfortem.

Wszystkie pola okien parteru, — 4,3 między osiami, — były silnie usztywnione krzyżami Andrzeja i naprężone klinami, podobnie ściany poprzeczne.

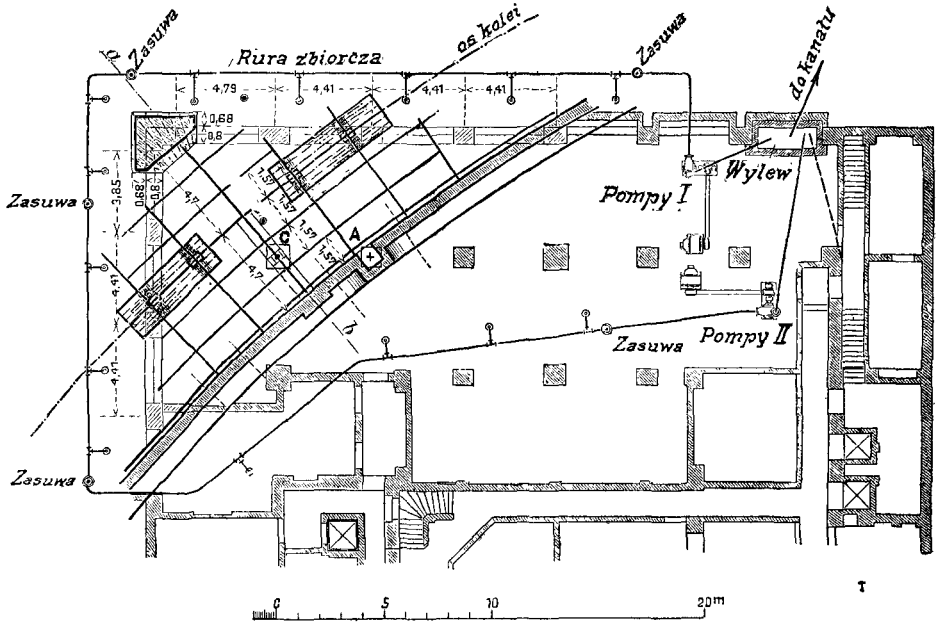
Rys. 884 przedstawia ustrój dwójnogów chwytających słupy między oknami; przenosiły one ciężar domu na płyty rusztu żelaznego okrytego betonem, z obciążeniem najwyżej  $1,5 kg/cm^2$ . Nogi czyli zastrzały osadzone były u góry w czapkach żelaznych, na których wisały strzemiona z wzorówek L Nr. 30; te zaś połączone były z podwójnymi kątownikami, których ścianki poziome wchodziły na zewnętrznej ścianie fasady po 8 cm w szwy ciosów, a wewnątrz w szwy wykute w murze z cegieł. Wszelkie miejsca próżne wypełniono murem na cemencie, ciosy zaś pociągnięto gliną, żeby nie wiązały z cementem i mogły być później z łatwością oczyszczone.

Po tych przygotowaniach, części filarów leżące w piwnicy mogły być usunięte; wszelako przez ostrożność wybierano do jednoczesnej roboty tylko po dwa punkty, jak najwięcej od siebie oddalone; pomimo, że przez to termin ukończenia robót znacznie się opóźnił. Najprzód pogłębiono filar narożny, i oba końce muru podporowego; potem wykonano fundamenty dla czterech słupów w osi tunelu. Następnie dopiero założono usztywnienia wewnętrzne, i chwycono słupy A i C po kolei; wreszcie wykończono mur podporowy. Z powodu nagromadzenia wielkiej ilości drzewa, postawiona była osobna straż dla bezpieczeństwa od ognia.

Oprawa zagłębi według rys. 884 wymagała krótkich brusów; do bicia ich wystarczyła przeto żelazna baba ręczna na czterech ludzi, a więc możliwe było bicie palisady bez hałasu, i pomimo małej wysokości pod stropem piwnicy. W miarę pobijania brusów, odkopywano ziemię wewnątrz dla zmniejszenia oporu,

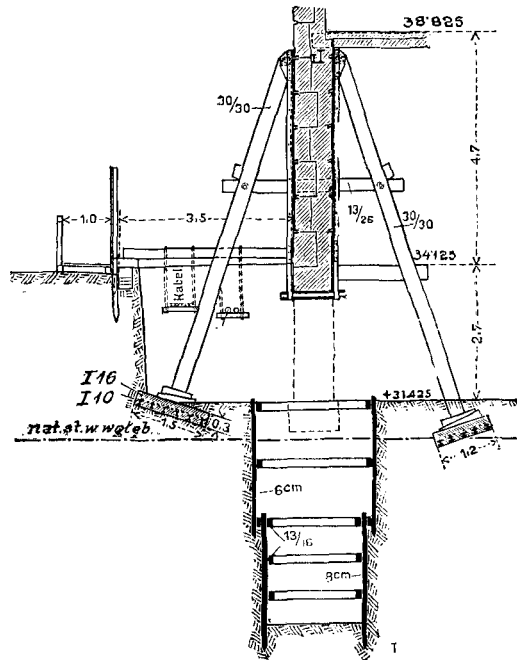
ale surowo zakazane było podbieranie dolnej krawędzi brusów. Przy elektrycznym oświetleniu dozór był łatwy, bo pracowano zupełnie na sucho. Małe

882.



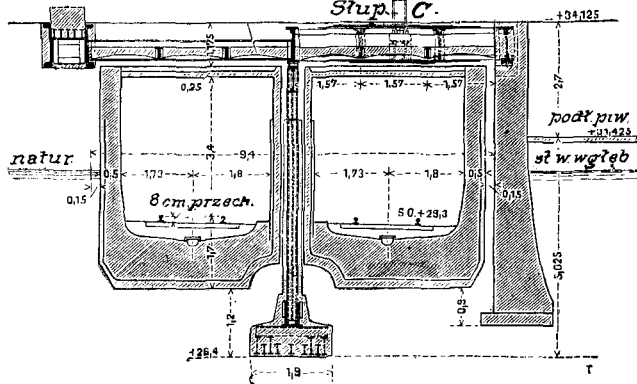
uszkodzenia palisady były natychmiast naprawiane; przykazano też, żeby w razie podnoszenia się stanu wody, zagłębie zostało natychmiast piaskiem napełnione. Wymurowania zagłębki dokonywano z największym zagłębem, przestrzeń pustą pozostałą między murem i palisadą, wypełniano piaskiem zlewany wodą.

884.



883.

Słup C.

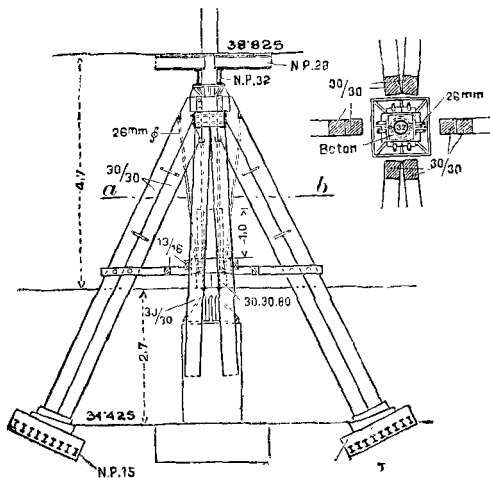


Przy opieraniu słupów fasady na podwójnych dźwigarach według r. 883 podsuwano wzorówki I, miejsca próżne wypełniano starannie murem na cemencie, a po dłuższym spokoju dla silnego związania, usuwano dwójnogi.

Dla filarów *A* i *C* stawiano po dwa dwójnogi w płaszczyznach do siebie prostopadłych. Przeciw osiadowaniu zachowano wszelkie ostrożności, a mianowicie

przez podsuwanie tymczasowych dźwigarów i podbicie ich klinami, podnoszono słup, a dopiero potem murowano pod nim. Osiadanie nie przekroczyło  $1\text{ mm}$ , co jest obszernie opisane w oryginale (CBl. 1906 s. 611/12). Z tego opisu wyjmuję na zakończenie r. 885 przedstawiający chwycenie filara *C*. Jest to okrągły filar żelazny dźwigający  $140\text{ t}$ . Opór dla dwójnogów uzyskano na nim za pomocą dwóch par klocków drewnianych ściągniętych śrubami. Obejmowały one walcową powierzchnię, i ścisnęły ją jak kleszcze. Wywołane w ten sposób tarcie uważano jednak za niewystarczające. Dodano więc tuż nad nową pod-

885.



stawą słupa żelazny rękaw, i w odstępie między słupem a rękawem ubito beton, tworząc nowy opór z przyczepności betonu do żelaza. Za pomocą silnych żelaznych prętów zawieszono w ten sposób dolną część filara na dwójnogach; poczem usunięto dawną podstawę a wstawiono nową, oraz odnośne dźwigary, zachowując wspomniane powyżej ostrożności.

W zbiornikach osadowych dla wodociągów miasta Kansas, znajdują się akwadukty dla odpływu oczyszczonej wody. Były one słabo fundowane, i osiadały się; wzmocniono więc fundamenty przez rozszerzenie podstawy (r. 886 Eng. N. 1900 s. 3). Aby uniknąć trudnego i kosztownego podstawiania fundamentów, wykonano betonowe zastrzały  $2,40$  szerokie, w odstępach po  $15,0\text{ m}$ , wzmocnione żelaznym wiązaniem poprzecznym przedstawionem na rysunku. Według podanych wymiarów powiększono w ten sposób ogólną powierzchnię podstawy o  $44\%$ , zakładając tę część  $0,80$  głębiej niż dawny fundament.

Urządzenie to nie jest jednak bez zarzutu. W kierunku podłużnym bowiem, obciążenie gruntu nie jest jednakowe, a zastrzały nie były i nie mogły być uważane za punkty stałe, bo niema wiązania podłużnego, które przenosiłoby na nie bodaj część ciężaru z długości  $15\text{ m}$ . Widocznem też jest, że poprzeczne wiązania żelazne wewnątrz zastrzałów, nie mogą być uważane za dźwigary rozporowe, bo szczegóły ich ustroju nie odpowiadają takiemu działaniu. Sprawozdanie nie podaje żadnego obrachowania. Wspomina tylko, że wiązania żelazne wykonano ze starych szyn kolejowych.

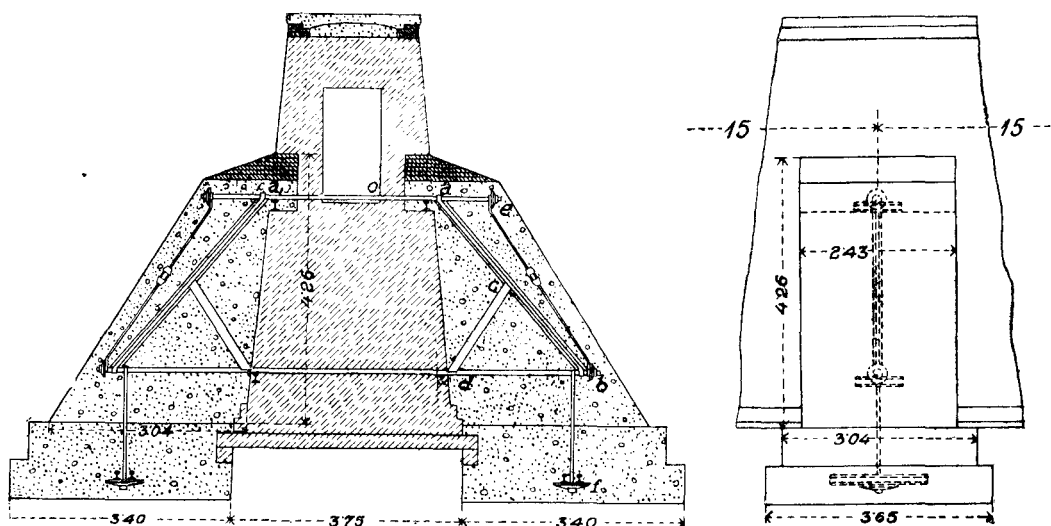
Podaję ten rysunek jako przykład, w którym myśl główna zasługuje na uwagę, ale wymaga odmiennego opracowania.

Wieża dzwonnicy przy katedrze Św. Marka w Wenecyi, zawaliła się d. 14. lipca 1902 r. Była  $98\text{ m}$  wysoka, o przekroju kwadratowym. Bok kwadratu miał w cokole  $12,9$ , a na podstawie fundamentu  $15\text{ m}$  (rys. 887 *a* i *b*). Pierwotna budowa wykonana w roku 888, przebudowana była w roku 1329.

Następujące sprawozdanie czerpię z CBl. 1906 s. 14 i 158 (patrz także CBl. 1902—1905).

Wieża fundowana była na ile z przymieszką piasku, przez zgęszczenie tego pokładu za pomocą pali przeważnie olszowych, 1,5 m długich, bitych ciasno obok siebie (patrz l. 30 s. 344/5). Na palach leżały dwie warstwy dębowych brusów 15 cm grubych. Komisja wyznaczona do zbadania stanu rzeczy stwierdziła, że drzewo pali oraz ruszt, było w doskonałym stanie, a nawet nadzwyczajnej twardości; ruszt leży około 2,5 m pod najniższym stanem wody. Powierzchnia rusztu była według rys. *a* nieco pochylona ku północy, ale to pochylenie było już przy dawniejszej budowie wyrównane warstwami fundamentu. Wieża była również lekko odchylna od pionu ku północy, ale według sprawozdań pochylenie jej nie powiększało się w ostatnich latach. Mur środkowej części fundamentu był w bardzo dobrym stanie, ale na obwodzie pas 2 do 3 m szeroki, po-

886.



zbawiony był wszelkiej spójności, zapewne przez wpływ wody morskiej (patrz także CBl. 1904 s. 20).

Na podstawie powyższych uwag uznała komisja, że fundament nie był powodem zawalenia się wieży, lecz raczej jej wadliwy ustrój, pogorszony przy kolejnych naprawach murów obwodowych (rok 1417, 1517). Zważywszy nadto że ten fundament trzymał wieżę około tysiąc lat „bez szkodliwego osiadania“ (dosłownie według CBl. s. 14 kol. 2 u spodu), a podczas zawalenia się, wytrzymała według zdania sprawozdawcy bardzo gwałtowne uderzenie, postanowiła komisja wcielić do nowej budowy środkową część dawnego fundamentu, pokrywającą około 100 m<sup>2</sup>, oznaczoną na rys. *a* ciemniejszym kreskowaniem. Obawiano się przytem, że przez zupełne usunięcie obciążenia, naruszona być może równowaga gruntu, w sposób niebezpieczny dla sąsiednich budowli (CBl. s. 15 kol. 1 u góry). Liniami przerywanymi ograniczony jest na rysunku przekrój dawnego fundamentu, którego powierzchnia wynosiła 220 m<sup>2</sup>, a dla nowej budowli powiększona została na 432 m<sup>2</sup>. Ciężar dawnej budowli obrachowany na 14400 t, wywierał przeto na fundament ciśnienie 6,5 kg/cm<sup>2</sup>, które podczas sil-

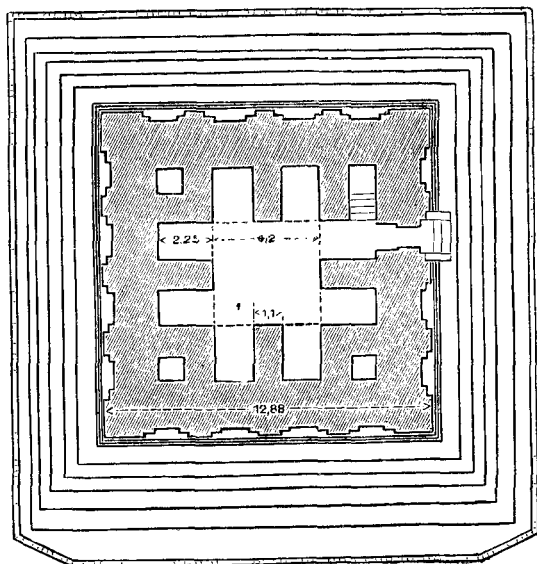
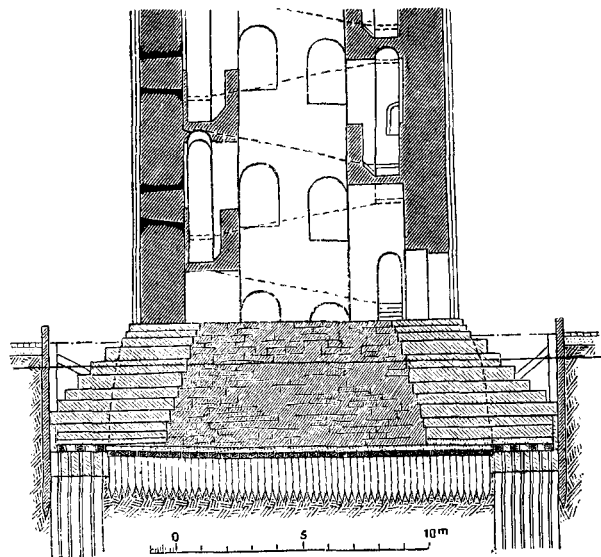
nego wiatru wzrastało do 9,9 *kg*. Ciężar nowej wieży obecnie ukończonej, obrachowany pierwotnie na 15500 *t*, a zmniejszony przez zastosowanie żelaza w najwyższych częściach o 3088 *t*, wywiera ciśnienie 2,9 *kg/cm*<sup>2</sup>, które podczas wiatru wzrastać może do 4,3 *kg*.

Fundament otoczono palisadą. Odstęp jej od obwodu dawnego fundamentu wynosi 3,6 od strony wschodniej, tj. ku katedrze, a 2,4 *m* od południa, przy bibliotece. Z innych stron wynosi około 2,8. W rozszerzenie utworzone w ten sposób, a wynoszące około 200 *m*<sup>2</sup>, wbito blisko 3100 pali modrzewiowych, średnio 20 *cm* grubych; a więc prawie 16 pali na 1 *m*<sup>2</sup>. Według sprawozdania, pale są 4

a.

887.

b.



do 8 *m* długie. Te szerokie granice dla długości pali należy zapewne tem objaśnić, że z początku bito pale dłuższe, potem w miarę wzrastającego oporu coraz krótsze. Do bicia używano kafara o ciężarze baby tylko 240 *kg*, obawiając się wstrząśnień pośród drogocennych starożytnych budowli. Natomiast bito pale tak długo, aż na 50 uderzeń nie szły więcej jak 5 *mm*. Mimo tej ostrożności zauważono w styczniu 1904 r., że północno-wschodni róg dawnego fundamentu osiadł się nieco; z tego powodu wzmocniono w tem miejscu fundament (CBI. st. 15 kol. 2 u spodu), sprawozdanie nie mówi jednak w jaki sposób.

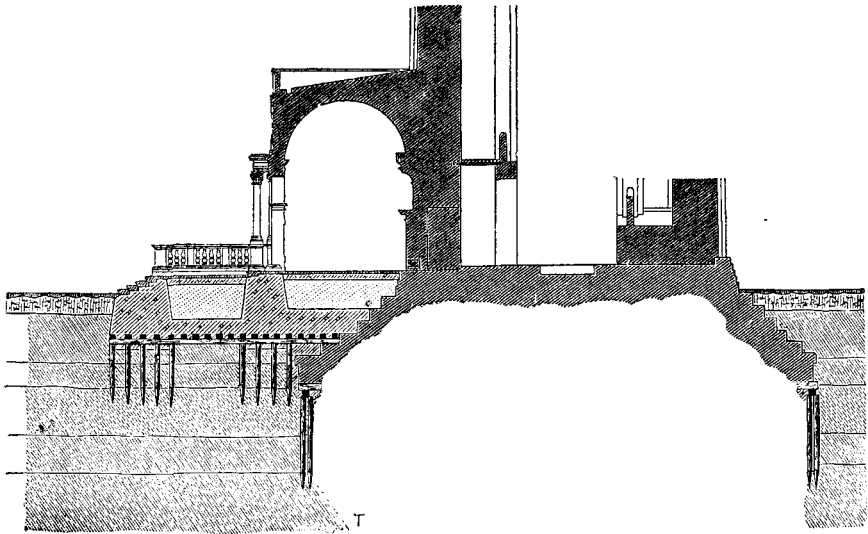
Bicie pali ukończono w październiku 1904, pale ucięto w poziomie dawnego rusztu, przestrzeń między nimi wypróżniono jak można było najgłębiej, a według rysunku na 1 *m* głęboko, i wypełniono ją betonem. Ten beton, wstrzymał dopływ wody, i pozwolił układać na sucho ruszt, z dwóch płaszczyzn belek dębowych 24 do 30 *cm* grubych. W dolnej płaszczyźnie leżą one równoległe do palisady, w górnej leżą w poprzek, a na rogach w promieniach; zachodzą też na dawny ruszt, sięgając wgłąb dawnego muru. Odstępy między belkami wypełniono znowu betonem, a na ruszcie wykonano mur z wielkich ciosów, przeważnie 0,5 grubych, o wymiarach poziomych 1,3 × 1,8. Ciosy sprowadzono z Istrii, z tego samego łomu koło Parenzo, którego używano niegdyś do wierzchniej części dawnej wieży.

Dalszy ciąg sprawozdania nie odnosi się do fundamentu. Według powyższego zaś sądzę, że nowy fundament nie jest bez zarzutu.

Zarzucić mu trzeba przede wszystkim niejednorodność pochodzącą ztąd, że nie usunięto zupełnie reszty dawnego fundamentu (około  $420 m^3$  CBl. s. 16 kol. 2). Ciężar jej jest tak mały w stosunku do usuniętego już przedtem ciężaru wieży, że niemógł mieć wpływu na warunki równowagi. Ten mur był dobry, ale nie mógł być dobrze użyty, i stanowił przeszkodę dla jednolitego wykonania całego fundamentu.

Obawiano się usunąć stary mur, aby nie naruszyć równowagi pokładów gruntu. Ta przesadzona ostrożność pochodziła ztąd, że tuż obok w katedrze i w pałacu dożów, potrzebne są coraz nowe rusztowania dla rozparcia i usztywnienia, dla bezustannego zacierania szpar. Według tego co zapisałem pod l. 30

888.



na str. 345, budowle te osiadają się od bardzo dawnego czasu; patrz także Przegląd techniczny 1907 s. 508.

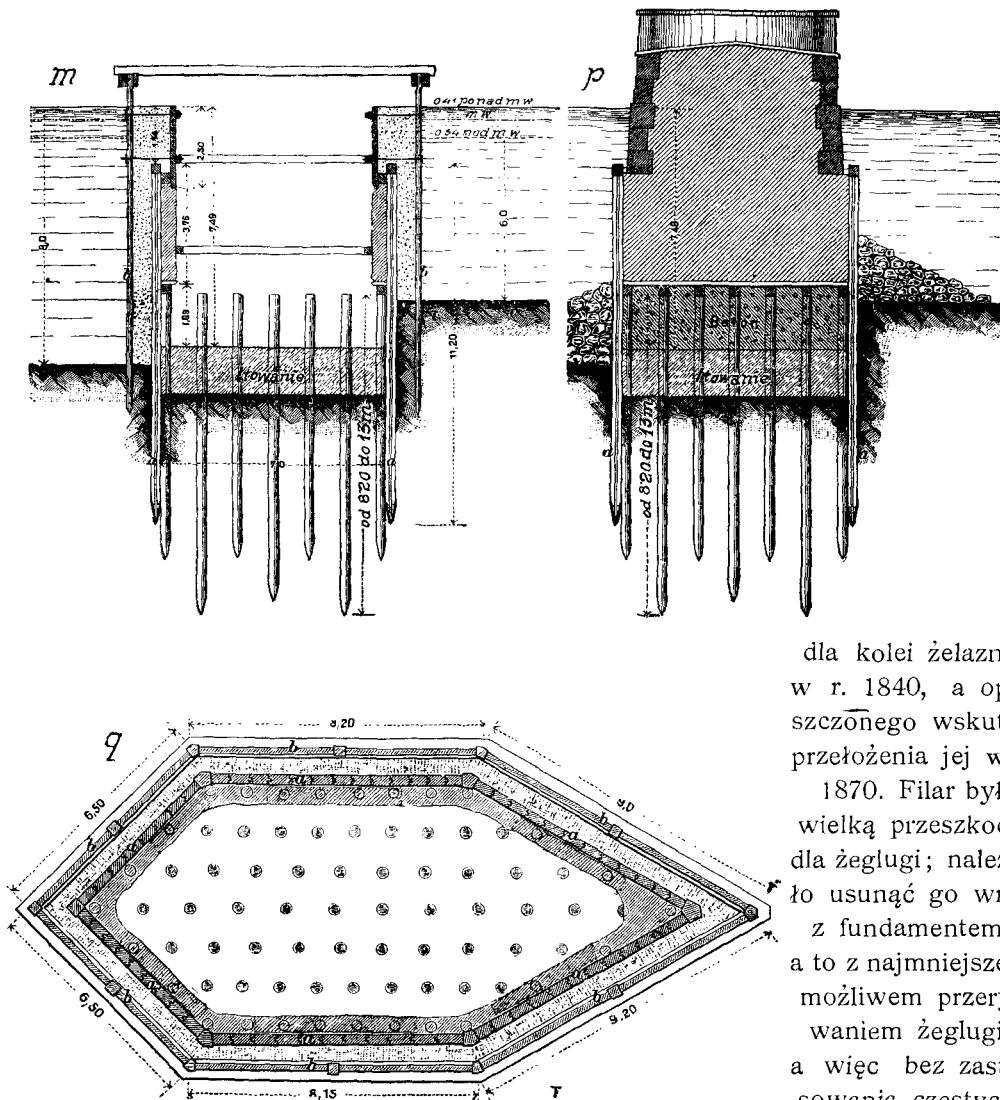
Cokół zawalonej wieży mający 5 stopni, był niegdyś cały nad ziemią, a stopniowo zakryty został przez podnoszenie bruku (CBl. 1906 str. 159 kol. 2 u dołu). Trudno jednak przypuścić żeby Magistrat dobrowolnie szpecił starożytne budowle, z których pobiera wysokie opłaty wstępu; natomiast bruk mógł być podnoszony do dawnego poziomu, bo niezależnie od osiadania wieży, osiadała się także powierzchnia sąsiedniego gruntu. Tego samego musimy się domyślać z obecnego widoku katedry Św. Marka, która nie ma prawie cokołu, oraz z głębokości fundamentów okolicznych budowli, tj. z ucięcia pali na poziomie 2 do  $2,5 m$  pod najniższym stanem wody, pomimo, że w dawnej technice budowlanej pompowanie wody trudniejsze było niż dzisiaj. Mniemanie, że dawny fundament „trzymał wieżę tysiąc lat bez szkodliwego osiadania“ (CBl. s. 14 kol. 2 u dołu), nie da się przeto pogodzić z opisaną powyżej ostrożnością komitetu budowy, oraz ze stanem budowli stojących w sąsiedztwie wieży.

Należało więc wyjść z założenia, że dawna wieża osiadała się; należało jej fundament zupełnie usunąć, i wykonać nowy fundament jednolity, o wielkiej wytrzymałości, według wskazówek jakie dałyby odpowiednie wiercenia. Centralblatt podaje pokłady gruntu tylko do głębokości 7 m (rys. 888).

Zamiast tego powiększono podstawę fundamentu, a na obwodzie jego wzmocniono pas przy pomocy pali, które sięgają 2,5 m głębiej niż dawne pale, w części środkowej. Część środkowa będzie się zatem więcej osiadała niż obwód, a ten będzie coraz silniej obciążony.

**E. Zburzenie starego filara mostu na ramieniu bocznem Odry pod Szczecinem w r. 1891 (rys. 889).** Rys. *p* przedstawia przekrój filara, zbudowanego

889.



dla kolei żelaznej w r. 1840, a opuszczonemu wskutek przełożenia jej w r.

1870. Filar był wielką przeszkodą dla żeglugi; należało usunąć go wraz z fundamentem, a to z najmniejszym możliwym przerywaniem żeglugi; a więc bez zastosowania częstych wybuchów. Powo-

lując się na wymiary podane na rysunku, zwracam uwagę na znaczną głębokość wody, mianowicie 8 m z jednej a 6 m z drugiej strony.

Narzut otaczający budowę ze wszystkich stron, usunięto za pomocą żórawia z chwytaczem (patrz rys. 227); ciężary kamieni dochodziły 1 t. Pod narzutem, znaleziono na dnie rzeki warstwę betonu z tłuczonej cegły i cementu. Wydobyto ją w postaci wielkich płyt.

Przy rozrywaniu muru przekonano się, że wewnętrzna jego część wykonana była z wielkich otoczków granitowych mieszanych z cegłą, na zaprawie cementowej. Po większej części ważyły te kamienie 1 do 1,5 t, najcięższe do 2 t. Wewnętrzne okładziny granitowe, ułożone były na najlepszym cemencie romańskim jaki znano w czasie budowy.

Skoro mur rozebrany był do poziomu wody, otoczono całą budowę palisadą *b*, 15 cm grubą, bitą 3 m głęboko, w odstępnie 0,60 od dawnej palisady *a*. Ten odstęp wypełniono łem i nawozem stajennym. Te grodze były przy dalszym rozbieraniu muru rozpierane, i wystarczyły o tyle, że dwie pompy wirowe ustawione na rusztowaniu nad filarem wraz z motorem i kotłem parowym, zdołały wyczerpać zagłębienie. W ten sposób rozebrano mur do poziomu dna rzeki, zostawiając dokoła cienki płaszcz, spoczywający na palisadzie *a*, według rys. *m* i *q*.

Po zdjęciu rusztu, beton między palami wyłupano bez trudności. Pod betonem znaleziono ubijaną warstwę iltu zupełnie kruchą, i bardzo słabo wstrzymującą przystęp wody. Na próbę wyciągnięto jeden pał, ale trysnęło z pod niego tak silne źródło, że natychmiast wstawiono go napowrót. Okazało się przeto, że przy dalszem pogłębianiu, wyczerpanie zagłębienia byłoby niemożliwe. Postanowiono więc rozerwać resztę fundamentu, za pomocą jednego wielkiego wybuchu.

W tym celu wiercono w palach otwory do 4 m głęboko, i nabijano w nie po 4 kg dynamitu w patronach. Wewnątrz pozostałego muru umieszczono również 4 naboje po 4 kg. Razem założono 68 naboji, zawierających 280 kg dynamitu, a przewody elektryczne podzielono na trzy oddzielne obwody, zapalane jednocześnie, ale niezależnie od siebie. Do zagłębienia wpuszczono wodę. Po wykonaniu wybuchu przekonano się że 8 naboji zawiodło zupełnie, a 20 wypaliło tylko po części. Przyczyną tego według sprawozdawcy, były zbyt długo trwające przygotowania i ostrożności policyjne; a mianowicie 6 $\frac{1}{4}$  godzin od nabicia do wypalenia.

Pozostałe pale oraz resztki muru, wyciągał żóraw z chwytaczem, albo windy śrubowe i łańcuchy ustawiane na galarach; do pomocy pod wodą używano nurka. Ta robota trwała jeszcze trzy miesiące, poczem za pomocą ramy z desek prowadzonej między galarami, sprawdzono wszędzie 7 m głębokości. Usunięcie filara kosztowało przeszło 33300 marek (CBI. 1892 s. 145).

## 40. Wybór sposobu fundowania.

Jakkolwiek warunki wynikające z celu budowli i dobrego wykonania fundamentu są dane, musimy jednak liczyć się przy wyborze sposobu fundowania z licznymi czynnikami. Jednym z najważniejszych jest obecność lub nieobecność wody, i głębokość w jakiej ma leżeć podstawa fundamentu pod niskim jej stanem. W związku z nią jest możliwość wyczerpania zagłębienia, i przybory maszynowe któremi rozporządzamy. Dalsze warunki określa rodzaj pokładów które mają być przecięte, ich przepuszczalność, możliwość podziemnych przeszkód, dozwolony czas trwania robót, wielkość ogólnych kosztów, i ważność zamierzonej budowy.



W jednakowych przeto warunkach zależnych od ziemi i wody, koszta mogą się zmieniać w szerokich granicach. Trafnie więc powiada profesor Willmann (s. 284), że „średnie wyniki oparte na statystyce, mogą wprawdzie posłużyć do porównania różnych sposobów, ale mniej są przydatne wprost do kosztorysu na dany przypadek“. Z tem zastrzeżeniem, i z uwagą że mury jednej budowli, na jednakowym gruncie, należy fundować jednym sposobem, aby się jednakowo osiadały, można przyjąć następujący podział sposobów fundowania, ułożony z małemi zmianami według prof. Strukła (1906 s. 344/5).

## I. Wody niema.

a) Grunt wytrzymały leży na powierzchni.

1. Zbita skała. Wycięcie poziomych stopni i murowanie wprost na powierzchni.

2. Pokład kruchy. Pogłębienie do granicy zamarzania.

b) Grunt wytrzymały leży głęboko, ale można go osiągnąć.

1. Wykop i murowanie całego fundamentu.

2. Wykop szybów, słupy murowane lub betonowe, łączone sklepieniami lub belkami żelazno-betonowemi.

3. Słupy betonowe bite sposobem Dulac, łączone belkami żelazno-betonowemi.

4. Studnie.

5. Pale betonowe lub żelazno-betonowe, pale żelazne.

c) Gruntu wytrzymałego osiągnąć niepodobna.

1. Rozszerzenie podstawy przez odsady.

2. Ubijany nasyp piasku.

3. Beton zwyczajny lub uzbrojony. Ruszt żelazny.

4. Sklepienia łękowe.

5. Słupy betonowe bite sposobem Dulac.

## II. Niżej stanu wody podziemnej.

### A. Zagłębienie można wyczerpać.

a) Grunt wytrzymały może być osiągnięty.

1. Jak pod I b.

2. Pale drewniane pokryte betonem lub wyjątkowo rusztem. Pale betonowe lub żelazno-betonowe.

3. Słupy betonowe bite sposobem Dulac.

b) Gruntu wytrzymałego osiągnąć niepodobna.

1. Jak pod I c pozycya 1 i 2.

2. Beton zwyczajny lub uzbrojony.

3. Pale na zgęszczenie gruntu. Słupy Dulac.

4. Pale z oporem wytłoczenia.

### B. Zagłębienia wyczerpać niepodobna.

a) Grunt wytrzymały może być osiągnięty.

1. Pale.
2. Studnie.
3. Fundowanie pneumatyczne.
4. Zamrażanie.

b) Gruntu wytrzymałego osiągnąć niepodobna.

1. Beton sypany pod wodą.
2. Słupy Dulac.
3. Pale z oporem wytłoczenia.

### III. Pośród wody wierzchniej.

#### A. Zagłębienie można wyczerpać.

1. Fundowanie w grodzach, przytem sposoby jak pod I.
2. Beton podwodny dla uszczelnienia podstawy.

#### B. Zagłębienia wyczerpać niepodobna.

a) Grunt wytrzymały na powierzchni.

1. Narzut, suchy mur, kaszyce.
2. Worki betonu.
3. Beton zatapiany w osłonie.
4. Skrzynie pływające.

b) Grunt wytrzymały może być osiągnięty.

1. Bagrowanie, potem sposoby jak pod III *Ba*. Beton zatapiany pośród palisady.
2. Pale, na nich beton, skrzynie pływające.
3. Studnie, słupy Dulac.
4. Fundowanie pneumatyczne.

c) Gruntu wytrzymałego osiągnąć niepodobna.

1. Narzut, kaszyce, płyty faszynowe.
2. Skrzynie pływające.
3. Pale z oporem wytłoczenia.
4. Słupy Dulac.

W powyższym podziale ustawione są sposoby fundowania według wzrastającego obciążenia, i wzrastających kosztów przyborów. Podobny podział podaje także Brennecke (1906) na str. 175 i Willmann na str. 166.

Na podstawie statystyki fundowania filarów dla 20 mostów w różnych warunkach, Funk i Brennecke oznaczyli następujące granice kosztów  $k$  na  $1 m^3$  fundamentu (Skł. s. 346/7. Br. s. 178). Przytem  $t$  oznacza: dla pozycyi III i IV, głębokość podstawy pod niskim stanem wody. Dla pozycyi I tę samą głębokość  $+1 m$ ; dla pozycyi II głębokość  $+\frac{2}{3}$  długości pali mierzonej pod betonem.  $A$  oznacza podstawę fundamentu dla pozycyi II—IV, a podstawę czystego muru dla pozycyi I.

	<i>t</i> m	<i>A</i> m <sup>2</sup>	<i>k</i> kor.
I. Beton pośród palisady . . . Średnio z 5 mostów . . .	3,5—8,6 6,02	74,3—221,2 126,5	120—180 139
II. Pale i beton z palisadą . . . Średnio z 6 mostów . . .	4,9—9,9 7,15	61—163 114,7	98—191 145
III. Studnie. . . . . Średnio z 4 mostów . . .	5,4—7,5 6,8	34,6—94,0 53,5	53—134 104
IV. Fundowanie pneumatyczne . Średnio z 5 mostów . . .	12,5—15,7 13,6	64,7—106,0 81,6	98—174 127

Czas potrzebny dla wykonania fundamentu, podaje z bardzo licznych przykładów Séjourné (AP. 1883 I). Analizy czasu podaje Brennecke (s. 194); jego wyniki są:

Sposób fundowania	Głębokość <i>t</i> w znaczeniu jak wyżej			
	2 m	4 m	7 m (głęb. wody 3 m) <i>A</i> = około 160 m <sup>2</sup>	
	małe filary		rusztow. stałe	rusztow. pływające
l i c z b a d n i				
1. Palisada i grodze z nasypu . .	30—40		—	—
2. Grodze dwuścienne . . . . .	} 40—50		—	
3. Skrzynia bez dna . . . . .				
4. Fundament na betonie bez pali .	—		105	75
5. Studnie na pokładzie wytrzyma- łym . . . . .	—		104	66
6. Fundowanie pneumatyczne połą- czone z osłoną l. 38 C . . .	15—20	20—30	—	—
7. Fundowanie pneumatyczne ze straconą skrzynią. . „ . .	—	20—30	75	37

Ten sam autor podaje (s. 195), że wkręcanie pali żelaznych z tarczą śrubową, jest robotą najtańszą, i wymaga najmniej czasu. Dla latarni morskiej Maplin, wkręcenie 9 pali 7 m głęboko, kosztowało tylko 7200 koron, nie licząc kosztu samych pali. Co dzień wkręcano 1 pal, ogółem pracowało 40 ludzi.

Dla ułatwienia wyboru, dodam wreszcie następujące uwagi :

1. Do 3 m głębokości w piasku, można murować z lekką oprawą, bez palisady, gdy napływ wody jest mały; w przeciwnym razie między palisadami.

2. Od 3 do 7 m głębokości, fundowanie na betonie albo na studniach ma w przybliżeniu jednakową wartość; wyżej 7 m fundowanie na palach może być tańsze.

3. Fundamenty na szerokiej podstawie, połączone są zwykle z wielkiem osiadaniem; wymagają więc bardzo małego obciążenia jednostkowego (niżej  $1 \text{ kg/cm}^2$ ). Skoro więc przy znaczniejszej głębokości, sam ciężar ziemi leżącej powyżej podstawy zbliża się do dozwolonego obciążenia, fundowanie na szerokiej podstawie jest możliwe tylko w tych wypadkach, w których może być założony fundament wspólny, z zastosowaniem do uwag zapisanych na str. 311/12.

4. Jeżeli więc znaczniejsza głębokość fundamentu wynika z potrzeb budowy, jak przy piwnicach podziemnych i t. p., a przytem konieczne jest silne obciążenie jednostkowe, wybór leży między fundowaniem na palach lub słupach, na studniach, lub sposobem pneumatycznym. Oba pierwsze sposoby wymagają dużo czasu i nie są dogodnie do usuwania przeszkód. Ostatni zaś ma właśnie największe zalety w tym kierunku, ale wymaga kosztownych przyborów, które przy małych fundamentach wynoszą około 30% kosztów fundowania, a opłacają się dopiero przy wielkich głębokościach. Obok tego jednak są przypadki, w których fundowanie pneumatyczne dzwonowe jest korzystniejsze od innych, już około 4 m głębokości; mianowicie w obec licznych podziemnych przeszkód, przy budowach bardzo długich jak bulwary, albo pokrywających wielką powierzchnię, którą można obrobić małemi cząstkami. W takich warunkach bowiem, wielka oszczędność wynika z wielokrotnego użycia kosztownych przyborów żelaznych.

5. Według podziału pod *I b* i *c* na str. 662, fundowanie na filarach właściwe jest na głęboko leżącym pokładzie bardzo wytrzymałym, a jednolite fundamenty na całej powierzchni, odpowiadają pokładom mniej wytrzymałym, i mniejszej głębokości. Ta uwaga rozstrzyga zwykle przy wyborze między betonem w grodach, a studniami. Beton ma pierwszeństwo, gdy dla celu budowl, potrzebny jest jednolity fundament w niewielkiej głębokości, — jak w szluzach komorowych, obszernych piwnicach, komorach motorów wodnych i t. p. Jednakże pamiętać należy, że przez podział fundamentu na szereg filarów, powiększamy obwód podstawy i wytrzymałość. Podział może być przeto korzystny nawet w pokładzie niewielkiej wytrzymałości. Mianowicie korzystne są filary bite systemu Dulac, które w wysokim stopniu wyzyskują tarcie na ścianie bocznej, a nawet opór wytłoczenia, jeżeli są u góry szersze niż u dołu. Wybór jest łatwy, jeżeli budowla składa się z szeregu filarów, a nie z ciągłych murów.

6. Cel budowl daje najczęściej odpowiedź na pytanie, czy fundament ma być płytki, na szerokiej słabo obciążonej podstawie, czy też głęboki, a natomiast połączony z większem obciążeniem jednostkowym; mianowicie w takich przypadkach, w których możliwe są oba rozwiązania.

Dla ważnych i kosztownych budowli publicznych, dla większych mostów kolejowych wystawionych na wstrząszenia, lub na pogłębianie się koryta rzeki,

obierzemy zawsze fundowanie głębokie. W takich budowlach bowiem nie możemy pozwalać na znaczniejsze osiadania (CBl. 1894 s. 164/5 i 177).

Również niewłaściwe są płytkie fundamenty, jeżeli przy zmiennem obciążeniu, położenie wypadkowej sił znacznie się zmienia. Zmiany takie połączone są na płytkim fundamencie z ruchami budowli. Przy bulwarach i przyczółkach ruchy te sumują się w szeregu lat, bo przy jednym ruchu działa ciśnienie, przy drugim większy od niego opór ziemi (CBl. 1904 s. 93). Ale nawet w tych przypadkach, w których budowla powraca do pierwotnego położenia, ruchy powyższe wyjątkowo tylko mogą być cierpiane.

Rzeki górskie, których koryta mogą się pogłębiać wskutek regulacji o kilka metrów, nie pozwalają nigdy na budowle składające się z małych murów na wysokich palach drewnianych, bardzo rozpowszechnione w północnych Niemczech, przy ujściu rzek. Zastosowanie zaś w podobny sposób pali i palisad żelazno-betonowych, będzie możliwe, o ile wskutek doskonałego wykonania wytrzymają one tarcie ciężkiego rumowiska, lub będą od niego zasłonięte.

Wstrząśnienia pochodzące od ruchu maszyn, są szkodliwe tak dla nich samych, jako i dla lekkich budowli w których są ustawione, a wręcz niezdolne dla mieszkańców. Z tego powodu, fundament każdej większej maszyny powinien być głębszy od fundamentów sąsiednich murów, i nie stykać się z nimi, ani z wierzchnią warstwą gruntu. Fundament młota parowego, powinien mieć ciężar 40 do 80 razy większy od ciężaru młota (Br.)

Dla wysoko ustawionych instrumentów astronomicznych, i fizykalnych, niezbędne są fundamenty bez najmniejszych drgań, nawet w sąsiedztwie wielkiego ruchu wozów. Takim warunkom odpowiadają murowane studnie, wypełnione u spodu betonem lub murem. Na tem wypełnieniu, jako fundament dla instrumentu, stawia się słup muru nie mający zetknięcia z płaszczem studni (Br. 1906 s. 174; patrz także CBl. 1881s. 361, fundowanie instytutów wszechnicy w Berlinie).

## Uzupełnienia, oraz źródła nie używane w tekście.

- Do l. 3.* Piła wachadłowa Skl. s. 164. tb. 18 f. 9; podaje oryginalne źródła.  
 „ „ 4. Odrywanie pali za pomocą elektryczności PT. 1907 s. 394.  
 „ „ 6 A. Grzebacz amerykański z żórawiem Skl. s. 61 tb. 6 f. 17 według Eng. N. 1905 I. s. 216.  
 „ „ 6 F. Ruchome rusztowanie do przewozu Skl. s. 88 tb. 11 f. 2. Eng. 1897 I s. 302. Także Skl. s. 289 tb. 29 f. 11.  
 „ „ 10 A. Zaprawa nieprzepuszczalna PT. 1904 s. 19 i 306.  
 „ „ 10 B. Przyczepność betonu do żelaza opisuje obszernie Grabowski. PT. 1907 s. 380. 1908 N. 34 do 44.  
 „ „ 17. Trójnóg i zastosowanie pompy ręcznej do płukania wierconego otworu Skl. s. 31 tb. 3 f. 28.  
 „ „ 15. s. 241/3 i l. 25 s. 296.

W punkcie *a* na rys. 355, gdzie ciśnienie *c* jest poziome, działa w kierunku małej osi elipsy ciśnienie pionowe, które według stosunku podanego na str. 238 (u spodu) jest  $0,288 c = p_0$ . Największe ciśnienie pionowe  $p_2$ , wypada w punkcie 2, jako składowa siły  $c_2$ ; a z rysunku znajdują stosunek

$$\frac{p_0}{p_2} = \frac{9,7}{36,4} = 0,277.$$

Jeżeli więc przyjęliśmy na szerokości  $b_1$  jednostajne ciśnienie  $q$ , to w punkcie  $a$  możemy przyjąć ciśnienie  $0,28 q$ .

Podobnież dla dalszych punktów 5 6 7 do końca obwodu bryły wzruszonej, możnaby oznaczyć ciśnienia pionowe  $p$ , biorąc składowe siły prostopadłych do  $c$ , a następnie z rzędnych  $p$  i z ciężaru budowli  $\frac{1}{2}P$ , oznaczyć można ciśnienia  $q$  w głębokości  $w$  pod fundamentem za pomocą podziału perspektywicznego.

Sądzę jednak, że bez zastosowania teorii sprężystości oraz z powodu zmniejszającej się głębokości punktów 5 6 7 takie postępowanie nie miałyby wartości.

Poprzestając zaś na ciśnieniu w  $a$ , które według powyższego  $=0,28 q$ , a pomijając dalsze ciśnienia, można przyjąć dla obrachowania  $q$  wyrażenie

$$\frac{1}{2}P = b_1 q + \frac{1}{2}(b_2 - b_1)(q + 0,28 q) = q [b_1 + 0,64 (b_2 - b_1)].$$

W zastosowaniu do str. 296 r. 441, potrzebna będzie odpowiednia wartość dla  $q_2$ , wyrażona w ułamku  $q_1$ . Oznaczmy ją z rysunku lub z proporcji, przyjmując że w głębokości  $w_1$  ciśnienie zmniejsza się w tym samym stosunku do odległości od osi, jak w głębokości  $w$ . To samo założenie zrobiłem dla oznaczenia  $q_2$  w wyrażeniu na  $\frac{1}{2}P$ , podanem na str. 296.

*Do l. 23.* s. 289. Osuszenie zagłębienia patrz CBl. 1906 s. 595 i 608. CBl. 1907 s. 411. PT. 1907 s. 565. ÖZ. 1907 s. 688. — CBl. 1908 s. 260. Osuszanie przez wtłaczanie powietrza do rur bitych w zagłębienie.

„ „ 25. CBl. 1908 s. 424. Narzuty w porcie Genui.

„ „ 26. Fundament wieży, płyta żelazno-betonowa PT. 1906 s. 168.

„ „ 15. i 26. ÖZ. 1909 s. 528. Dyr. Stern daje matematyczny dowód, że podstawy wklęsłe założone według dwóch płaszczyzn pochyłych, jak na r. 491 s. 329, są korzystniejsze od poziomych. Jeżeli płaszczyzny tworzą z poziomem kąty równe połowie kąta tarcia między murem a ziemią, to w danych warunkach grunt może być o 41% mocniej obciążony niż przy podstawie poziomej. Fundamenty wklęsłe mają się osiadać więcej niż płaskie, ale różnice osiadań wypadają z rachunku małe. W powyższym przypadku według rachunku najkorzystniejszym, nadwyżka osiadania wynosi tylko 8%. Doświadczenia i wywód Kurdiumowa potwierdzają powyższy wynik rachunku; bo skoro według rys. 351 wypadkowa oddziaływań gruntu na połowie podstawy jest pochyła, więc prostopadła do niej podstawa pochyła, lepiej wyzyskuje opór gruntu niż pozioma.

Wnioski dyr. Sterna są praktycznie ważne, gdy z jakichbądź powodów, np. dla braku miejsca, nie możemy rozszerzyć podstawy fundamentu po za dane granice.

CBl. 1908 s. 624. Zniszczenie betonu w bagnie.

„ „ 28. Sklepienia łukowe żelazno-betonowe, podaje Skl. s. 245 tb. 25 f. 3 i 4.

„ „ 33 A. Oest. W. fd. Oef. Baud. 1908 s. 338, Siess. — Oef. Baud 1909 s. 271 i 298, Bašta. — 1909 s. 340. Jacoby. Obrachowanie rusztu na palach. — s. 597 Stern.

„ „ 33 C. Pale Raymond PT. 1907 s. 440. — Wytrzymałość pali żelazno-betonowych PT. 1908 s. 589. — Pale Simplex PT. 1908 s. 100. — CBl. 1907

s. 536, 562. 1908 s. 512; s. 199 przyrząd do wyciągania rury bitej.  
Möller Grundbau 1906 t. I s. 68/69.

*Do l. 33 D.* CBl. 1908. s. 56 i 224 pał żelazno-betonowy zbieżny i pusty.

„ „ *34.* System Dulac PT. 1907 s. 328.

„ „ *35 a.* Most na Dniestrze w Zaleszczykach Czas. tech. 1888 tb. X.

\* „ *35 e.* Grzebacz czakanowy do wzruszania twardego materiału pod wodą  
ÖZ. 1900 s. 696. Także Skl. 1906 s. 89 tb. 11 f. 7 i 8.

„ „ *35 k.* Metoda Hönigsmanna GC. 1906 s. 268.

„ „ *36 d 1.* Most na Wisłocze. Czas. Tech. 1885 tb. VIII.

„ „ *36 m 5.* Zastosowanie metody pneumatycznej do budowy tuneli, opisuje  
Skl. s. 338 Tb. 36 f. 6 do 8.

