

MOSTY

inżyniera Mariana Lutosławskiego
w Lublinie

Sławomir Karas

MOSTY

inżyniera Mariana Lutosławskiego
w Lublinie

Recenzenci

Prof. dr hab. inż. Wojciech Radomski, dr h.c.

Dr hab. inż. Grażyna Łagoda, prof. PW

Wydawca

Magdalena Ścibor

Koordynator produkcji

Mariola Iwona Keppel

Redakcja

Iwona Stachowicz

Projekt okładki i stron tytułowych

Przemysław Spiechowski

Zdjęcie na okładce

Autor

Skład

Poligrafia Komputerowa i Programowanie

Krzysztof Świstak

Copyright © Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2014

ISBN 978-83-01-17850-5

Wydawnictwo Naukowe PWN SA

tel. 22 69 54 321; faks 22 69 54 288

infolinia 801 33 33 88

e-mail: pwn@pwn.com.pl

www.pwn.pl

Druk i oprawa: OSDW Azymut Sp. z o.o.

Spis treści

Wstęp	7
1. O żelbecie z przelomu XIX i XX w.	10
1.1. Mosty inż. Mariana Lutosławskiego w Lublinie	10
1.2. Cement i beton	10
1.3. Żelbet	13
1.4. François Hennebique – Le Béton Armé	17
1.5. Inż. Marian Lutosławski – budowniczy mostów w Lublinie	24
2. Pierwszy most Mariana Lutosławskiego w Lublinie	29
2.1. Most na Kalinowszczyźnie	29
2.2. Wyposażenie mostu – balustrada, oświetlenie, nawierzchnia, stożki skarp	31
2.3. Inwentaryzacja	35
2.4. Korozja mostu	41
2.5. Analiza schematu statycznego mostu	42
2.6. Nośność przeszłowa belki teowej	45
2.7. Uspołecznienie mostu	48
3. Drugi most Mariana Lutosławskiego w Lublinie	49
3.1. Most w ciągu ulicy Zamojskiej	49
3.2. Przetarg na budowę mostu	51
3.3. Budowa mostu	52
3.4. Obciążenia próbne	53
3.5. Odbiór mostu	53
3.6. Potyczka	54
3.7. Czasy po II wojnie światowej	55
3.8. Zamknięcie mostu	57
3.9. Prace diagnostyczne prowadzone przez Katedrę Dróg i Mostów Politechniki Lubelskiej	58
3.9.1. Zakres badań	58
3.9.2. Inwentaryzacja	59
3.9.3. Badania sklerometryczne	62
3.9.4. Analiza statyczna – MES	65
3.9.5. Nośność pała	72

3.10. Renowacja mostu	73
3.11. Badania próbek betonu pobranych z mostu w ciągu ulicy Zamojskiej	80
3.12. Sukces odbudowy – wnioski na przyszłość	86
3.13. Chrząst mostu w ciągu ulicy Zamojskiej	87
4. O architekturze mostów Lutosławskiego	89
5. U źródła – mosty belkowe F. Hennebique’a	96
6. Transformacja technologii mostów drewnianych	101
6.1. Krótka charakterystyka belkowych mostów drewnianych	101
6.1.1. Ustrój nośny	101
6.1.2. Jarzma	103
6.1.3. Przyczółki	103
6.2. Zbieżność kształtowania mostów drewnianych z mostami belkowymi Hennebique’a	105
7. Zaczęło się we Lwowie	107
7.1. Kładka Thulliego	107
7.2. O Maksymilianie Thulliem	108
7.3. Fin de siècle	112
7.4. Renowacja kładki Thulliego	114
7.5. Urok i mechanika mostów łukowych	116
7.6. ...ku mostom inż. Mariana Lutosławskiego w Lublinie	121
8. The M. Lutoslawski Bridges made in Hennebique Technology in Lublin – Extended Summary	123
8.1. François Hennebique (1842–1921)	124
8.2. Marian Lutoslawski (1871–1918)	125
8.3. The First M. Lutoslawski Bridge in Lublin	125
8.4. The Second M. Lutoslawski Bridge	126
8.5. The renewing	128
8.6. The strengthening which was not needful	129
8.7. Disclosing the Hennebique beam bridge concept	130
8.8. Thullie Footbridge – toward M. Lutoslawski bridges	131
Bibliografia	132

Wstęp

Opracowanie poświęcono dwóm mostom wybudowanym w Lublinie w latach 1908 i 1909 przez inż. Mariana Lutosławskiego przy zastosowaniu technologii François Hennebique’a. Jest opisem fragmentu historii mostownictwa polskiego i światowego.

Z tej racji, że nic nie dzieje się schematycznie, a przy dokładniejszym rozpoznaniu tematu zawsze występuje silna personalizacja, stąd przypominano dwie wielkie indywidualności z tamtych lat – polskiego inżyniera Mariana Lutosławskiego oraz postać genialnego twórcy, organizatora i inżyniera w skali światowej, Francuza (lub jak mówią inni Belga) François Hennebique’a. Obaj byli pionierami żelbetu, każdy w swym zakresie kreował ówczesną teraźniejszość przez innowacyjność w budownictwie, w tym oczywiście mostowym.

Wybudowane przez M. Lutosławskiego mosty szczęśliwie przetrwały swój czas służby. Wobec braku innych analogicznych konstrukcji z okresu początków żelbetu stały się pomnikami tej technologii w wymiarze światowym. Lublin, z powodu swojego opóźnienia w rozwoju społecznym i technicznym, którego miarą jest przynależność do „Polski B”, z trudem oswajał się z myślą o inwestowaniu w utrzymanie starych mostów.

W okresie PRL-u problemy egzystencjalne społeczeństwa polskiego były granicznie trudne. Ciągłe próby ich rozwiązywania wymagały wykorzystywania wszystkich środków na bieżące, elementarne potrzeby, a w nich nie mogły się zmieścić mosty M. Lutosławskiego, na których losy katastrofalnie nałożyła się niewiedza o ich znaczeniu historycznym. W efekcie, jako technicznie zużyte, zostały wyłączone z ruchu miejskiego, który w tamtych latach był jednocześnie ruchem tranzytowym transportu w kierunku wschód–zachód.

Pierwszy most M. Lutosławskiego na Kalinowszczyźnie pozostał na uboczu na skutek zmiany biegu ul. Mełgiewskiej, natomiast drugi most M. Lutosławskiego przeżył dramat – podjętej nieprawnie – decyzji o rozbiórce. Decyzję cofnięto.

W myśl zasady, aby postępować według takich reguł, jakie mogą się stać ogólne i powszechne¹, wraz z początkiem XXI w. grupa pracowników Politechniki Lubelskiej podjęła systematyczne starania o restaurację obu mostów M. Lutosławskiego. Działania się

¹ Immanuel Kant: *Postępuj według tylko takich zasad, dzięki którym możesz jednocześnie chcieć, żeby się stały prawem powszechnym (Handle nur nach derjenigen Maxime, durch die du zugleich wollen kannst, dass sie ein allgemeines Gesetz werde).*

powiodły. W grudniu 2011 r. ukończono remont chronologicznie drugiego mostu w ciągu ul. Zamojskiej. Obecnie istnieje przychylna atmosfera dotycząca renowacji pierwszego mostu na Kalinowszczyźnie, jednakże w tym przypadku konieczna jest dalsza aktywność. Jej elementem jest również ta monografia.

Publikacja jest przeznaczona dla środowisk inżynierskich budownictwa, w znacznym zakresie dla architektów i konserwatorów zabytków. To nie oznacza, że nie będzie źródłem podstawowych informacji o mostach M. Lutosławskiego i mostach w ogóle dla innych czytelników. Poza strictly mechanicznymi treściami znajdują się tu także dyskusje z zakresu architektury, wartościowania impresji silnego elementu budowlanego, jakim jest most, problemów, które ogólnie można określić jako społeczno-techniczne i kulturalne.

W pracy zamieszczono wiele odwołań do bardzo starych pozycji bibliograficznych z kilku powodów. W przypadku mostów drewnianych najlepsze podręczniki powstały w okresie, gdy drewno było powszechnie stosowane jako podstawowy budulec mostów. Z tej racji w tym czasie powstały najlepsze prace inżynierskie. Mosty drewniane – z drewna litego – są w dalszym ciągu stosowane jako mosty tymczasowe czy w sytuacjach nadzwyczajnych, tj. katastrof, konfliktów itp.

Kolejną przyczyną jest powstawanie coraz większych i coraz łatwiejszych w dostępie polskich i zagranicznych bibliotek cyfrowych, których zbiory można studiować przez zwykłe przeglądarki internetowe przy relatywnie niewielkich procedurach rejestracyjnych użytkownika. W rezultacie rozwoju tego działu bibliotekarstwa kontakt z białymi krukami wydawniczymi może być łatwy dla każdego zainteresowanego.

W pracy zamieszczono dużą liczbę rysunków i zdjęć. W przypadku budowlanych rysunków technicznych jest to oczywiste, gdyż rysunek jest syntetyczną formą przekazywania treści technicznych między inżynierami. Zdjęcia w tej monografii pełnią różną rolę. Są, podobnie jak rysunek, przekazem wiedzy technicznej. Utrwalają przeszłość, która ożywa szczególnie wtedy, gdy ludzie na zdjęciach są rozpoznani, a daty porządkują zagubioną wcześniej chronologię. Są też zdjęcia, które zawierają kompozycje wywołujące impresję estetyczną.

Koniec XX w. to jednocześnie początek stosowania koncepcji *zrównoważonego rozwoju*. To bardzo szerokie pojęcie. Na ogół mówi się o problemach ekologicznych, tj. o problemach ingerencji w środowisko podczas budowy dróg, stosowania chemii w rolnictwie, konsekwencji spalania węglowodorów. Rzeczywiście to najważniejsze aspekty. W pojęciu zrównoważonego rozwoju mieszczą się także dobra, bez których rozwój przyszłych pokoleń będzie opierać się na zubożonych podstawach. Zaniechania pewnych działań obecnie zredukują możliwości przyszłych pokoleń i w tym sensie są równie szkodliwe jak nadmierna emisja CO₂. W Lublinie starania o rewaloryzację mostów M. Lutosławskiego są próbami zastopowania zaniechań.

Wstęp do monografii jest właściwym miejscem do wymienienia nazwisk osób, które w długotrwałym procesie prowadzącym do restauracji mostów M. Lutosławskiego miały i mają znaczący udział. Są to: prof. Stanisław Fic, dr Lucjan Gazda, red. Magda Grydniewska, prof. zw. Bohdan Hnidec, arch. Jadwiga Jamiołkowska, mgr inż. Ewa Jabłońska (Szewczyk), prof. zw. Albert Lantuh-Liaszczenko, arch. Ewa Kipta, inż. Stanisław Kitliński, mgr Beata Klimek, inż. Andrzej Leniak, mgr inż. Anna Leniak-Tomczyk, prof. Marek Łagoda, prof.

arch. Elżbieta Przesmycka, dr arch. Natalia Przesmycka, inż. Wiesław Pomykała, prof. zw. Wojciech Radomski, dyr. Grzegorz Rzepecki, arch. Olga Skoczylas, dr Jolanta Słoma, mgr Kazimierz Słowik, prof. Bogusław Szmygin, dr Adam Wasilewski, mgr inż. Grzegorz Zieliński i inni, którzy na różnych etapach wnosili i wnoszą nadal twórczy ferment, istotny wkład lub w trudnych sytuacjach pokrzepiali, by nie ustawać w dążeniu do celu.

Trudny do wymierzenia, ale znaczący udział mają obecni i byli studenci Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Lubelskiej.

1. O żelbecie z przełomu XIX i XX w.

1.1. Mosty inż. Mariana Lutosławskiego w Lublinie

W Lublinie istnieją dwa mosty wybudowane przez inż. Mariana Lutosławskiego na podstawie patentów F. Hennebique'a:

- pierwszy wybudowany w 1908 r. na Kalinowszczyźnie¹,
- drugi wzniesiony w 1909 r. w ciągu ul. Zamojskiej².

Mosty są zlokalizowane w miejscach dawnych brodów, a później również mostów drewnianych (rys. 1).

Na podstawie przeprowadzonego rozeznania literaturowego można stwierdzić, że są to jedyne takie mosty w świecie i przez to stanowią dziedzictwo kultury technicznej z zakresu rozwoju konstrukcji żelbetowych.

Most z 1909 r. jest wpisany do rejestru zabytków pod nr A/956 (31.12.1987 r.). Został odremontowany w 2011 r.

Pierwszy most M. Lutosławskiego jest usytuowany na Kalinowszczyźnie – północnej dzielnicy miasta. Nie jest formalnie zabytkiem, ale jego znaczenie jest nie mniejsze w historii rozwoju żelbetu. Ten most oczekuje na renowację, tak by stać się eksponatem miasta podobnie jak teraz jest w przypadku mostu znajdującego się w ciągu ul. Zamojskiej.

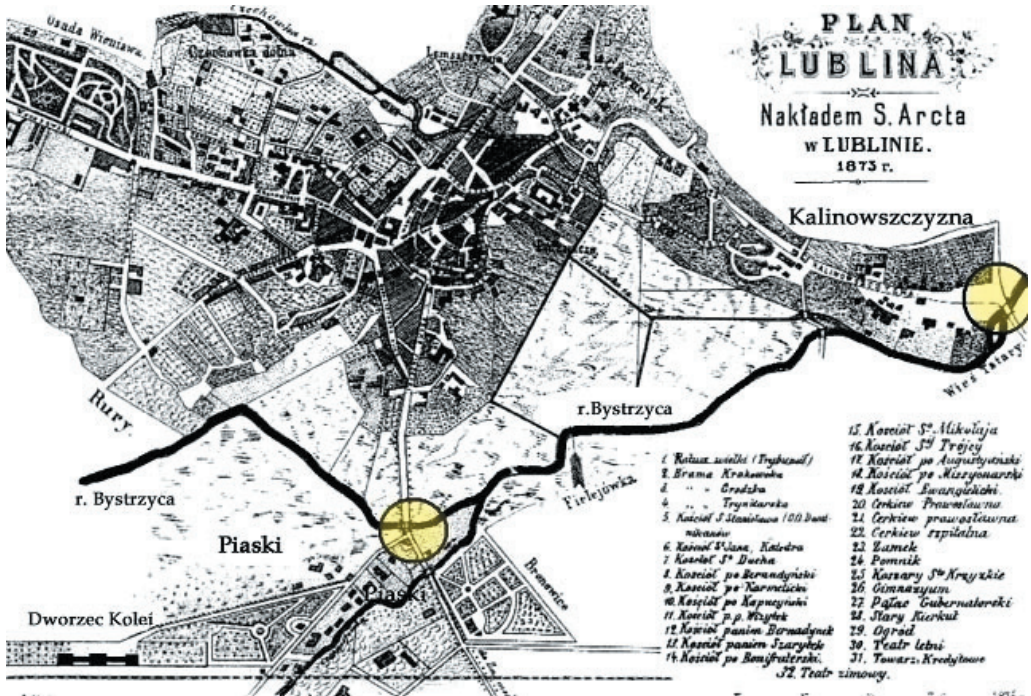
Oba mosty M. Lutosławskiego należy postrzegać w kontekście historycznym, na tle rozwoju technicznego związanego z koncepcją żelbetu.

1.2. Cement i beton

Historia betonu to historia cementu. Cement z wodą w procesie hydratacji tworzą spoiwo kruszywa i zbrojenia. Charakteryzują go dwa procesy: wiązanie oraz twardnienie, oba przebiegają równolegle.

¹ Odpowiednio szerokość i długość geograficzna środka mostu: 51,252201° ; 22,594852°.

² Odpowiednio szerokość i długość geograficzna środka mostu: 51,238963°; 22,571322°.



Rysunek 1. Mapa miasta Lublina z 1873 r. (lokalizacje mostów oznaczono okręgami)

Pierwszym znanym cementem był cement rzymski *pozzolana*. Nazwa pochodzi od miejscowości Puzzoli, położonej w pobliżu Neapolu. Pozzolana to jednocześnie nazwa popiołu wulkanicznego o beżowej barwie, występującego na terenach wokół Wezuwiusza. Podobne materiały pozyskiwano w różnych innych miejscach cesarstwa i miały różne barwy – czarną, białą, szarą i czerwoną. Popiół mieszano z wapnem w proporcji ~2:1 i otrzymywano cement hydrauliczny. W temperaturze określonej jako pokojowa po dodaniu wody następowało wiązanie, również pod wodą. W okresie rzymskim budowano powszechnie, wykorzystując ten beton. Do dzisiaj najwspanialszą budowlą zachowaną w całości jest Panteon w Rzymie. Panteon, poza znakomitą geometryczną formą i fenomenem pasywnego systemu jednoczesnej wentylacji i stabilizacji temperatury wewnątrz rotundy, ma ten walor, że jego kopuła jest wykonana z lekkiego pumekсового betonu. Ponad dwa tysiące lat funkcjonowania jest powodem do chwały antycznych architektów. Dwa tysiące lat to także powód do wysunięcia naukowych refleksji nad procesami reologicznymi betonu.

Inną konstrukcją, tym razem jej pozostałościami, są filary mostu przez Dunaj, zbudowanego przez Apollodorosa z Damaszku (ur. ok. 60, zm. ok. 130) dla wojsk rzymskich cesarza Trajana, który dwukrotnie przeprowadził się przez rzekę, by pokonać wojska króla Dacji Decebalą. Zagarnął złoto wydobywane w rumuńskich Karpatach i wybudował w Rzymie Foro di Traiano. Tam, wśród ruin, w pełnej okazałości do dzisiaj stoi Kolumna Trajana, na której można wypatrzeć słynny most z betonowymi filarami i przęsłami z drewna.

Podobno, jeszcze na początku XX w. w Dunaju znajdowało się 9 filarów. Dziś, w górskim wąwozie o mistycznej nazwie Turnu Severin (Żelazne Wrota), można na pewno dostrzec 2 zużyte filary. Rozwój żeglugi dunajskiej, program rozwoju dróg wodnych realizowany w okresie panowania N. Ceausescu sprawiły, że filary mostu rzymskiego uległy destrukcji. Aby zachować jeden z nich dla potomności, wybudowano specjalną grodzę, by ustabilizować wodę w jego otoczeniu.

Wraz z upadkiem Rzymu zanikła umiejętność wytwarzania pozzolany i betonu.

Następny, bardzo żywiołowy i dynamiczny okres ponownego odkrywania cementu był związany z kapitalizmem w Anglii, ale także we Francji i Niemczech. W dużym skrócie badania nad cementem można ująć następująco.

W 1780 r. James Parker wynalazł *cement rzymski*³, który opatentował w 1796 r. Poza wynalazkiem istotna była metoda, jaką stosował – prowadził spiekanie grudek *septarii*. Po zmieleniu spieków i dodaniu piasku powstawała zaprawa wiążąca w ciągu ok. kwadransa. Tę metodę – przy różnych innych składnikach – zaczęto stosować powszechnie, używając inne typy zapraw.

Potrzeba jest matką wynalazku – to powiedzenie pasuje do zadania, które rozwiązywał John Smeaton (1724–1792). W latach 1755–1759 wykonywał badania składników do zapraw, powodowany koniecznością prowadzenia budowy latarni morskiej Eddystone Lighthouse, umiejscowionej w zakresie pływów morskich, co dawało 12 h czasu na wiązanie zapraw. Rezultatem jego badań był ważny wniosek – hydrauliczność wapna zależy od ilości lepiszczy ilastych w skałach wapiennych.

Louis Vicat (1786–1861) w 1817 r. opracował metodę polegającą na wypalaniu kredy i glin wymieszanych do stanu jednorodnego. Uzyskał zaprawę znaną jako *sztuczny cement*.

Podczas budowy Kanału Augustowskiego, w latach 1824–1838, stosowano cement wytwarzany zgodnie z pomysłem Vicata. Wbudowany wówczas beton służy z powodzeniem do dziś. Pracami kierował Ignacy Prądzyński.

W 1822 r. James Frost (1780–1840?) opatentował *British Cement*, wytwarzany w sposób analogiczny do pomysłu Vicata.

W jakimś sensie puentą tych i różnych innych poszukiwań stał się *cement portlandzki*, opatentowany przez Josepha Aspdina w 1824 r. Aspdin (1778–1855) jest uznawany za wynalazcę najpopularniejszego z cementów.

Poszukiwania i ulepszania nowych zapraw trwają nieprzerwanie do dziś, owocując wieloma specjalistycznymi cementami hydraulicznymi i niehydraulicznymi.

Historycznie pierwszym mostem wykonanym w całości z betonu (nieżelbetowym) jest niewielka kładka dla pieszych z 1855 r. w ogrodzie botanicznym w Grenoble. Jej konstruktorem jest Louis Vicat⁴. Pomimo niewielkich, wręcz minimalnych, rozmiarów ten mostek ma w sobie mechanikę budowli w pełnym wymiarze. Jak łatwo dostrzec na rys. 2, jest to konstrukcja prefabrykowana. Jest zatem ogniwem przejściowym między mostami kamiennymi a litymi betonowymi. W tym przypadku jest w pełni uzasadniona nazwa betonu jako *sztuczny*

³ Z cementem pozzolana wspólna jest tylko nazwa, cement Parkera nazywano również *cementem naturalnym*.

⁴ Kładkę wybudował wspólnie z synem Josephem Vicatem.

kamień. Przez swe ograniczenia geometryczne niewielka i wąska kładka sprawia, że w granicznym przypadku tłumy pieszych obciążenie użytkowe mogłoby niewiele przewyższać ciężar własny. W warunkach najczęściej występującego obciążenia dominuje ciężar własny użytego materiału. Kładka jest łukiem parabolicznym, w którym przy równomiernym obciążeniu nad innymi siłami wewnętrznymi dominują siły normalne ściskające, jednakże pod jednym warunkiem, że rozpór łuku będzie przeniesiony przez sztywne fundamenty, a tak właśnie jest w przypadku kładki Vicata. Bloki fundamentowe są wyraźnie masywne i trwałe, przy czym trwałość jest wymierna – fundamenty pracują już około 160 lat.



a)



b)

Rysunek 2. Betonowy mostek parkowy w Grenoble (1855)⁵: a) widok z boku, b) widok wzdłuż osi mostu

Kiedy stawiano mosty żelbetowe, początkowo stosowano pręty żelazne, a później stalowe – przede wszystkim do kształtowania ustrojów nośnych. Przyczółki lub masywne filary budowano z betonu i tylko w miejscach dużych naprężeń rozciągających (np. ciosy podłożyskowe) stosowano lokalnie zbrojenie. Podstawową metodą projektowania podpór mostów była metoda linii ciśnień, a dokładniej poszukiwanie obwiedni linii ciśnień, polegająca na wyznaczeniu strefy dominacji naprężeń ściskających. Właśnie w tej strefie znajdował się np. korpus przyczółka.

1.3. Żelbet

Opowiadanie historii żelbetu może mieć różne aspekty. Amerykanin McBeth⁶ najsilniej akcentuje znaczenie amerykańskiego pioniera w tej dziedzinie – Hyatta. Autorzy *Handbuch für Eisenbetonbau*⁷ piszą przede wszystkim o ludziach z kręgu języka niemieckiego. Avenier

⁵ Zdjęcia zamieszczono dzięki uprzejmości prof. Françoise Videau z Grenoble INP-Génie Industriel.

⁶ D. G. McBeth, *François Hennebique (1842–1921) – Reinforced concrete pioneer*, 1998.

⁷ Na przykład F. Emperger, *Handbuch für Eisenbetonbau, Brückenbau*, 1911.



Rysunek 3. Kształtowanie mostu łukowego kamiennego; Samariá, Kreta: a) widok z boku, b) widok aksonometryczny, c) widok wzdłuż mostu

i Coste preferują inżynierów francuskich⁸, Armande Hellebois pisze o Belgu Chrisophe'ie⁹. O polskich początkach żelbetu można przeczytać w pracach prof. J. Nechaya¹⁰.

Kontekstem do poniżej opisanego rozwoju żelbetu jest perspektywa lubelskich mostów, a dokładniej spojrzenie przez pryzmat aktywności F. Hennebique'a i M. Lutosławskiego na tle bogatego i różnorodnego obrazu rozwoju technologii żelbetowej w ich czasach.

Przełom XIX i XX w. to w budownictwie rewolucja technologiczna, związana z zastosowaniem betonu i betonu zbrojonego – żelbetu. Niekwestionowanym ojcem żelbetu jest Joseph Monier (1867), przy czym jednym tchem wymienia się jednocześnie Josepha Louisa Lambota, który zbudował łódkę z żelbetu (1848).

⁸ C. Avenie, A. Coste, *The Perret Tower: symbol of the 1925 International Hydro-electric Power Exhibition in Grenoble, and of the Cement and Concrete Industry*, 2012.

⁹ A. Hellebois, *Theoretical and experimental studies on early reinforced concrete...*, 2012.

¹⁰ J. Nechay, *Początki żelbetu w Polsce*, 1956.

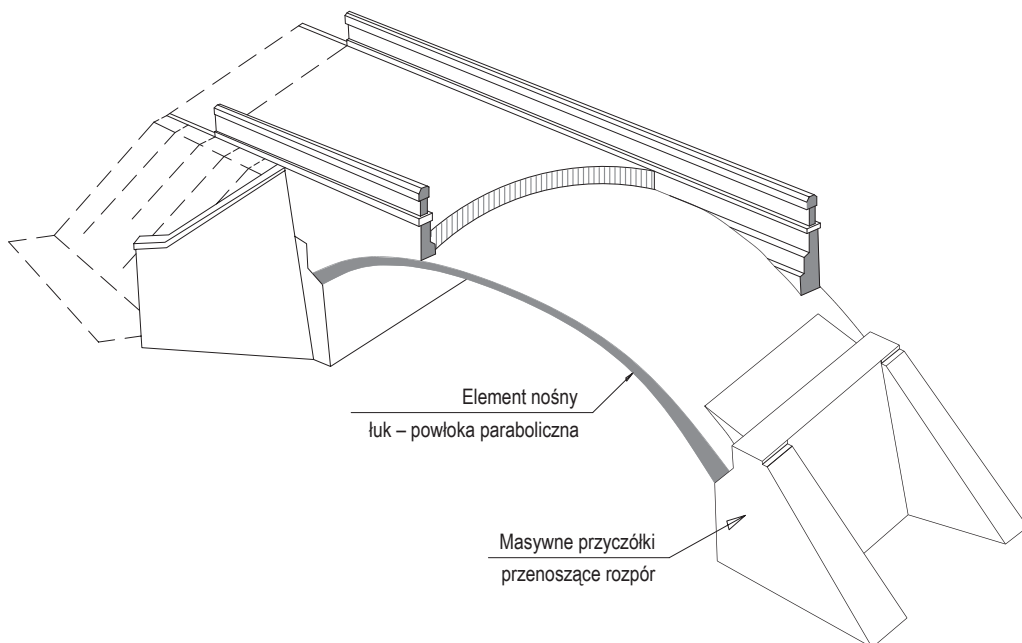
Od nazwiska Moniera wzięła się równoległa nazwa na żelbet – mówiono łuki, stropy monierowskie. W Niemczech początkowo stosowano nazwę – Monierbau.

Monier odsprzedał swój patent dwóm wielkim inżynierom, tj. François Hennebique'owi i Gustawowi Wayssowi (1851–1917). G. Wayss – firma Wayss u. Freytag – większość swych mostów (około 350 obiektów) wykonała jako tzw. łuki (tarczownice łukowe) Moniera, które były w swej istocie konstrukcyjnej powieleniem technologii mostów kamiennych i ceglanych z tą jednak modyfikacją, że stosowano nowy materiał: sztuczny kamień – beton, zbrojony wkładką wiotką, oryginalnie zastosowaną po raz pierwszy przez Moniera w moście w Chazelet (1875).

Chronologicznie między mostkiem Vicata a łódką Lambota mamy tylko 3 lata różnicy, ale już most w Chazelet zbudowano w 20 lat później. Można zatem uznać, że tyle czasu było potrzebne na popularyzację i wdrożenie nowej technologii.

Jest niezbędne wyjaśnienie pojęcia *luk Moniera*. Ten sposób konstruowania był krokiem w ewolucji budowy sklepień, w tym w szczególności mostów. Wywodził się od mostów kamiennych, których technologię wypracowano w okresie rzymskim. Była nieprzerwanie kontynuowana przez stulecia. Na rys. 3 uwidoczniono pozostałości mostu łukowego kamiennego, usytuowanego u wylotu wąwozu Samariá na Krecie. W istocie, dzięki częściowej degradacji obiektu, zdjęcia ukazują szczegóły konstrukcyjne i wyposażenia mostu kamiennego.

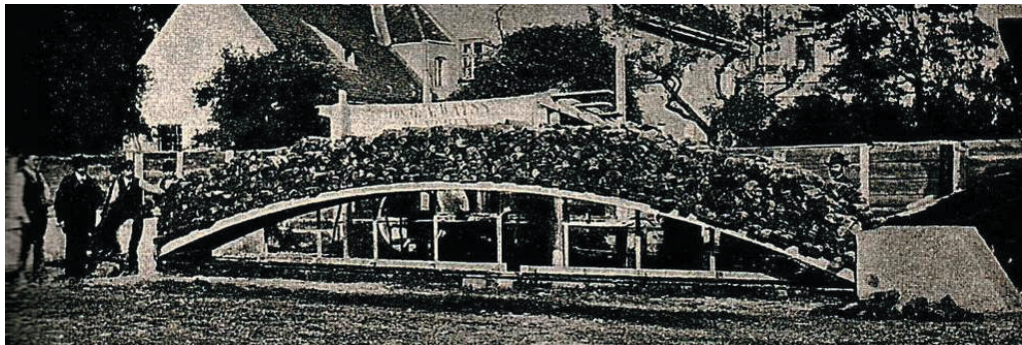
Na rys. 4 przedstawiono konstrukcję łuku Moniera. Porównanie tych obrazów usprawiedliwia też tezę o stosowaniu nazwy sztuczny kamień, gdyż kamień został zastąpiony betonem. Jednakże łukowa tarcza – powłoka cylindryczna lub paraboliczna, będąca dźwigarem mostu – była zbrojona wkładkami żelaznymi wiotkimi w sposób



Rysunek 4. Schemat łuku Moniera

obmyślony przez Moniera w moście z Chazelet. Do dziś jest stosowana z niewielkimi zmianami.

Nowy materiał – żelbet – wymagał rozpoznania, dlatego prowadzono liczne badania w pełnej skali. Na rys. 5 zamieszczono próbę wytrzymałościową łuku żelbetowego, prowadzoną w firmie G. Wayssa przez prof. Bauschingera w 1887 r. w Monachium. Łuk pokazany na zdjęciu miał rozpiętość 10,0 m przy wyniesieniu w kluczu 1,0 m, grubość tarczy wynosiła 10,7 cm, masa obciążenia zaś 42 063 kg lub 3824 kg/m².



Rysunek 5. Ustrój Moniera, Monachium, 1887 r.¹¹

Badania eksperymentalne biegły równoległe do powstawania teorii żelbetu. Podstawowym problemem było rozpoznanie rozkładu naprężeń normalnych w przekroju belki żelbetowej. To wówczas powstały koncepcje, które są stosowane do dziś w zależności od potrzeb projektantów. Ich rozwój symbolicznie obrazuje zestawienie koncepcji i nazwisk teoretyków żelbetu (rys. 6).

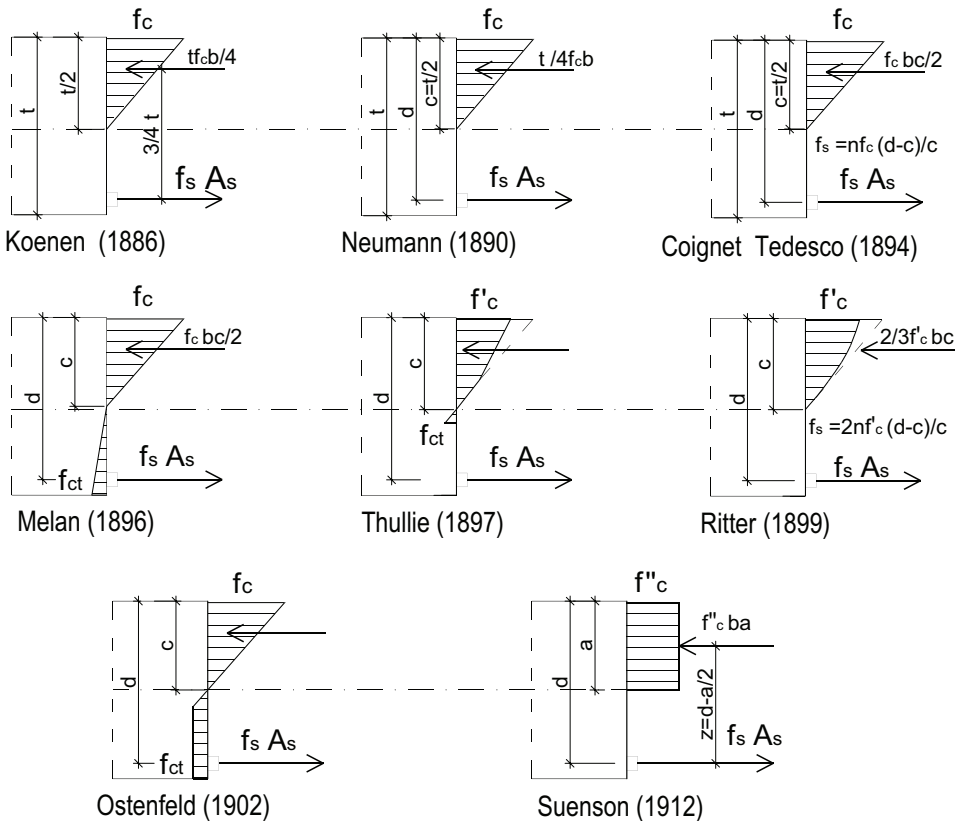
W tym miejscu należy odnotować, że odmianą łuku Moniera, obmyśloną przez Josefa Melana (1854–1941), były konstrukcje z wkładkami tegimi¹² (sztywnymi) w formie kratownic, które stały się bardzo popularne w USA za sprawą aktywności Fritza von Empergera (1862–1942).

O mostach wykonanych z żelbetu pisał prof. Mieczysław Rybak w znakomitym artykule w „Drogownictwie”¹³, w którym z właściwą sobie pasją przedstawił meandry zastosowań żelbetu w przypadkach różnych typów mostów. Rozwój tej technologii ujął na tle rywalizacji inżynierów niemieckich z francuskimi. Ukazał też niepowodzenia wynikające z ograniczeń żelbetu w kontekście lepszych możliwości, jakie daje stosowanie stali. Artykuł ma układ chronologiczny i silnie personalizuje historię żelbetu przez wiązanie konkretnych rozwiązań z ich autorami, tworząc przez to przegląd, listę wybitnych inżynierów przez ich dzieła.

¹¹ Replika z *Handbuch für Eisenbetonbau, Entwicklungsgeschichte und Theorie...*, 1908.

¹² J. Melan, *Der Brückenbau I. Band Einleitung und hölzerne Brücken*, 1910.

¹³ M. Rybak, *Zanim minął wiek XIX – były już mosty z betonu zbrojonego*, 2002.



Rysunek 6. Schematy dystrybucji naprężeń normalnych w przekrojach poprzecznych żelbetonowych belek zginanych; lata 1886–1912

Poniżej zamieszczono dwa życiorysy wielkich inżynierów, których aktywność zawodowa kształtowała budownictwo betonowe w początku XX w. Są to dwie różne osobowości o zróżnicowanej skali wpływu na technikę. Bez wątpienia F. Hennebique to gigant w skali światowej, z drugiej strony jest M. Lutosławski, który poza swymi innowacjami technicznymi zapisał piękną kartę w dziejach polskiego patriotyzmu.

1.4. François Hennebique – Le Béton Armé

F. Hennebique przez swoją genialną intuicję inżynierską, popartą praktyką i sprawnością intelektualną w działaniach na skalę światową, był podobny do wszechstronnych ludzi renesansu¹⁴. Oto krótka informacja o jego działaniach, które doprowadziły do stworzenia Le système Hennebique.

¹⁴ G. Ragot, *The Hennebique archives: Toward a new corpus for contemporary architectural history*, 1996.

François Hennebique¹⁵ urodził się w 1842 r. w Neuville-St.-Waast (obecnie jako część Pas-de-Calais) w Belgii. Pracował na farmie ojca, jednakże jego zainteresowania były zupełnie inne. Zbierał i studiował literaturę z nauk podstawowych i praktyki. Ojciec zaakceptował jego decyzję o zdobywaniu wiedzy budowlanej. Początkowo pracował jako intendent, a następnie jako czeladnik w szacownym zawodzie kamieniarza. Szybko uzyskał stopień mistrza. Ogólne uzdolnienia, w tym kontynuacja studiów nad technologiami budowlanymi, zostały zauważone przez jego pracodawcę, co skutkowało powierzeniem mu prac nad rekonstrukcją kościoła. W wieku 25 lat rozpoczął własną działalność o specjalności restauracja kościołów. W wolnym czasie studiował architekturę kościelną i zwiedzał kościoły we Francji po to, by bezpośrednio poznawać wiedzę architektoniczną i budowlaną.



Rysunek 7. François Hennebique (1842–1921)

Jego reputacja zawodowa rosła i wskutek tego otrzymywał liczne zlecenia. Ciągłe poszukiwał nowych możliwości, które wiązały się z budowaniami linii kolejowych, mostów i wiaduktów, choć nie tylko. Postęp u Hennebique'a miał charakter dezintegracji pozytywnej¹⁶. W historii żelbetu opisane tutaj wydarzenie nosi skrótową nazwę Villa M. Madoux, umiejscowionej w Belgii. Hennebique zaprojektował dom o stropach z belek z żelaza zgrzewnego, między którymi zastosował wypełnienie sklepieniami betonowymi. W wyniku pożaru strop uległ zniszczeniu. Właściciel uznał, że to nie powinno się być wydarzyć i w rezultacie Hennebique podjął studia projektowe nad rozwiązaniem zabezpieczającym konstrukcję przed pożarem. Powstał projekt nowego

¹⁵ D. G. McBeth, *François Hennebique (1842–1921) – Reinforced concrete pioneer*, 1998. F. Hennebique, *Encyklopedia Britannica*.

¹⁶ K. Dąbrowski, *Dezintegracja pozytywna*, PIW, Warszawa 1979.

typu z zastosowaniem prętów stalowych zamiast żelaznych, z otuliną betonową. Zanim wbudował nowe stropy, przeprowadził badania na makiecie, które w pełni wykazały pożaroodporność nowego rozwiązania. W 1887 r. zgłosił w Anglii patent tego rozwiązania, dotyczący stropu jako konstrukcji ciągłej ze schematem zbrojenia prętami stalowymi¹⁷.

Pierwsze biuro techniczne, w którym zatrudniał kreślarzy i inżynierów, otworzył w Brukseli, a następnie w Paryżu. Tam powstawały rysunki i obliczenia statyczne projektowanych budowli (rys. 8). Jak widać na zdjęciu, w formie pracy projektantów zmieniło się niewiele, a jedynie to, że ołówki zastąpiono komputerami.



Rysunek 8. Biuro projektowe F. Hennebique’a w Paryżu, „LBA” 1912

Metoda – od projektu obejmującego rozkład prętów zbrojenia i technologii przez badania w pełnej skali i wreszcie patentowanie – dotyczyła także jego drugiego wielkiego wynalazku, tj. pali żelbetowych. Zbrojenie, kształt hełmu na ostrzu pala, próby zagłębiania, dobór ciężaru i wysokości spadku bijaka były elementami składowymi technologii pali Hennebique’a¹⁸.

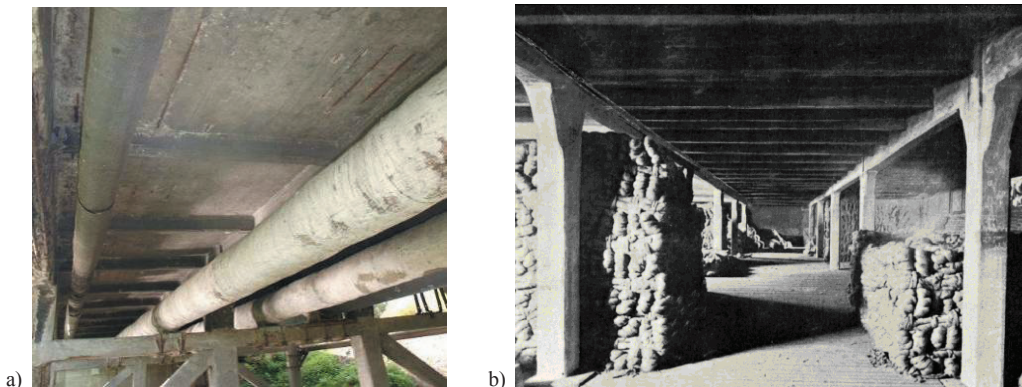
Dalsze prace nad zbrojeniem płyt i pali oraz kolumn żelbetowych doprowadziły do powstania najważniejszego z pomysłów Hennebique’a, tj. do opracowania technicznego węzła między prętem a płytą i w konsekwencji płyty ortotropowej¹⁹ pomostu mostowego lub stropu oraz kształtowania żelbetowych konstrukcji ramowych (rys. 9).

¹⁷ F. Hennebique, UK Pat 30 143, 1887.

¹⁸ F. Hennebique, UK Pat. 14 536, 1892.

¹⁹ Uproszczoną teorię płyt ortotropowych opracował M. T. Huber w pracach: *Teorya płyt prostokątne-różnokierunkowych wraz z technicznymi zastosowaniami do płyt betonowych, krat belkowych, itp.*, 1921 oraz *Probleme der Statik technisch wichtiger orthotroper Platten...*, 1929; patrz także np. H. Gorgun, *Geometrically nonlinear analysis of plane frames composed of flexibly connected members*, 2013.

Hennebique systematycznie studiował prace konkurentów: T. Hyatta²⁰, E. Ransome'a²¹, F. D. Warrena²², Twelvetreesa W. Noble'a²³ (USA), E. Mörscha²⁴ (Szwajcaria), G. Wayssa²⁵ (Niemcy), F. Coigneta²⁶ (Francja), P. Christophe'a²⁷ (Belgia).



Rysunek 9. Węzły sztywne między płytą ortotropową a filarami: a) mostu z 1908 r. w Lublinie; zdjęcie z 2013 r., b) magazyn lin w Armentières, *LBA-RTE*, 1902, s. 42.

Firma Hennebique'a miała charakter rodzinny nawet do tego stopnia, że aranżował mariaże swych córek ze swoimi partnerami zawodowymi. Od samego początku Hennebique budował system powiązań między wykonawcami, oferując im gotowe projekty oraz technologię, często też materiały. W praktyce stosowano nazwę firmy jako *Le Système Hennebique* lub *Béton Armé Hennebique*. Sprzedaż swoich rozwiązań konstrukcyjnych i technologicznych wiązał z intensywnym szkoleniem, a później nadzorem. W zamian wymagał solidności wykonywania prac, zgodności z dokumentacją techniczną, a także jako opłatę około 10% ceny kontraktu jako ekwiwalent za dostarczone *know-how*. W ten sposób powstała grupa wyspecjalizowanych firm o wysokim poziomie technicznym, która firmowała jednocześnie postęp w technologii betonu. Niedotrzymywanie wyznaczonych standardów wiązało się z zerwaniem współpracy, co z czasem prowadziło do upadku

²⁰ T. Hyatt, *An account of some experiments with Portland cement concrete...*, 1877.

²¹ E. L. Ransome – patent na pręty zbrojeniowe skręcone..., 1884.

²² F. D. Warren, *Handbook on Reinforced Concrete for Architects, Engineers and Contractors*, 1906.

²³ W. Noble Twelvetrees, *Concrete-steel buildings...*, 1907.

²⁴ E. Mörsch, *Concrete-Steel Construction (Der Eisenbetonbau)*, 1909; E. Mörsch, *Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung*, K. Wittwer, 1912.

²⁵ E. Mörsch, (ed.) Wayß & Freytag A. G., *Der Betoneisenbau, seine Anwendung und Theorie*, 1902.

²⁶ F. Coignet, *Bétons agglomérés appliqués à l'art de construire*, 1861; patenty: *Emploi de Béton*, *Béton Économique*; w latach 1867–1884 wybudował żelbetowy Aqueduct de la Vanne o długości ponad 6 km.

²⁷ P. Christophe, *Le Béton Armé et ses applications*, 1902.

firmy. Polskim współpracownikiem i przedstawicielem Hennebique’a był także Marian Lutosławski. Było to bez wątpienia wyróżnienie, dające gwarancje inwestorom o solidności i wysokiej jakości proponowanych rozwiązań.



a)



b)

Rysunek 10. Miesięcznik „LBA”, wydanie luty–marzec 1912, no 165–166: a) strona pierwsza, b) strona ostatnia

Narzędziem sukcesu Hennebique’a w organizowaniu firmy był miesięcznik – magazyn techniczny „Le Béton armé” („LBA”), który ukazywał się w latach 1898–1939²⁸. Było to wydawnictwo niezwykle. Większość wydań miało formę magazynu (rys. 10), a nawet gazetową²⁹, zupełnie inaczej niż wówczas równie prestiżowe coroczne encyklopedyczne wydawnictwa austriacko-niemieckie na papierze kredowym w twardej okładce³⁰. Nie tylko forma, ale również treść odróżniała „LBA” od innych wydawnictw technicznych. Poza tekstami ściśle technicznymi z zakresu teorii żelbetu i praktyki, tj. opisu realizacji obiektów żelbetowych, znajdujemy informacje o sieci przedstawicieli firmy i jej wykonawcach. Czasopismo było bogato ilustrowane przez zamieszczanie rysunków technicznych, zdjęć ukazujących różne fazy budowy i ukończonych obiektów, były wreszcie reklamy firm, produktów i technologii.

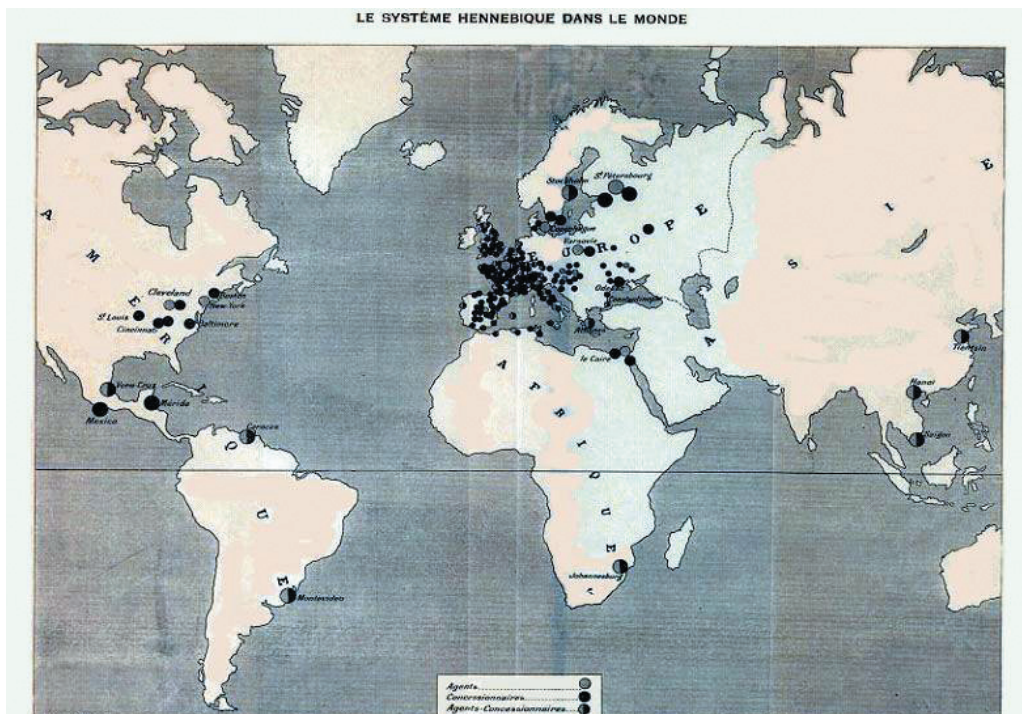
²⁸ Miesięcznik „LBA” jest dostępny na: <http://lib.ugent.be/lebetonarme/about-journal.html> [dostęp: 5.03.2011].

²⁹ Podobnie jak „Czasopismo Techniczne” we Lwowie, w którym M. T. Huber opublikował swą hipotezę wytrzymałościową.

³⁰ *Handbuch für Eisenbetonbau*.

Istniał zwyczaj specjalnych wydań „LBA” i w dzisiejszych kategoriach – spotkań konferencyjnych – po wykonaniu każdego tysiąca budów. O skali działania firmy świadczy zamieszczona mapa, ukazująca miejsca inwestycji koncernu Hennebique’a, obejmująca niemal cały świat (rys. 11).

Nakład wydawnictwa był zróżnicowany w różnych okresach. Szacuje się, że było to od 3 do 10 tysięcy, przy czym najliczniejsze wydanie, dotyczące mostu Risorgimento³¹ przez Tyber w Rzymie, osiągnęło 21 tysięcy egzemplarzy.



Rysunek 11. System Hennebique’a na świecie, „LBA”, luty, 1908

Poza graficznym obrazem zasięgu działania firmy Hennebique’a warto przytoczyć liczby: w 1892 r. wykonano 6 budowli, w 1900 r. – 1129, a w 1908 r. – 1970³². Według innych szacunków³³ do 1917 r. firma Hennebique’a miała udział w wykonaniu 35 tysięcy obiektów. Na podstawie podsumowań z okazji Wystawy Światowej w Gandawie w 1913 r., po dwudziestu latach działalności liczba firmowanych przez Hennebique’a budowli

³¹ Risorgimento – żelbetowy most łukowy o jednym przęśle jako pierwszy żelbetowy o rozpiętości 100 m.

³² S. Van de Voorde, *Hennebique's Journal le Béton Armé. A Close Reading...*, 2009.

³³ D. G. McBeth, *François Hennebique (1842–1921) – Reinforced concrete pioneer*, 1998.

wynosiła 30 tysięcy. Przytoczone liczby wykonanych obiektów pokazują ogromną skalę jego oddziaływania myśli i doświadczeń³⁴.

Przeglądającemu numery „LBA” udaje się natrafić na efekty działań polskich inżynierów. I tak, w rocznym podsumowaniu działania „LBA” z 1902 r. znajdujemy obiekty wykonane w Galicji i nazwiska ich budowniczych; dla wygody są prezentowane w formie tabelarycznej.

Tabela 1. Lista obiektów mostowych, na podstawie „LBA” 1902-RTE, s. 82–83.

Nr wg „LBA”	Lokalizacja	Nazwisko inżyniera
14120	Most drogowy nr 27 na drodze do Zaleszczyk	M. Ch. Czaplicki
14121	Mosty drogowy nr 35–81 na drodze do Kołomyi	M. Ch. Czaplicki
14123	Most nr 23 w Krościenku, L=10m	M. Stroński
14124	Most drogowy nr 83 w Kątach, L=8m	M. Stroński, M. Orzelski
14125	Most drogowy nr 57 w miejscowości Kobyle	M. Orzelski
15926	Most nr 82 na drodze Rzeszów–Nabrzezcie, L=10m	M. Żebrowski
17336	Most na drodze Krościenko–Kuzmina, L=8m	M. Bogdanowicz
17337	Most na drodze Krościenko–Kuzmina, L=4m	M. Bogdanowicz
13751	Most Mélodia na Bukowinie, L=36m	M. Fischer

Źródło: opracowanie własne na podstawie zbiorów cyfrowych biblioteki uniwersyteckiej w Gent.

Nie sposób pominąć istniejącej w owym czasie rywalizacji intelektualnej między inżynierami francuskimi a niemieckojęzycznymi. Włączył się w to sam prof. Wilhelm Ritter z politechniki w Zurychu³⁵. Wyścig o pierwszeństwo w innowacyjności nigdy nie miał ostrego charakteru, ale jednak istniał, a jego ślady można znaleźć także współcześnie³⁶. Efekty oddziaływania i udziału Le Système Hennebique w rynku budownictwa na terenie Niemiec, Austrii i Szwajcarii były relatywnie małe, co nie znaczy, że nie istniały. Można je porównać do sytuacji na terenach Rosji. Niemieckim agentem Hennebique’a była firma Martenstein & Josseaux, budująca głównie w okolicach Frankfurtu nad Menem. Istniały po temu także przesłanki techniczne. W 1901 r. w Bazylei nastąpiła katastrofa budowlana podczas wznoszenia hotelu Zum Bären. Sama w sobie katastrofa nie była najważniejsza, była skutkiem splotu różnych niekoniecznie technicznych przyczyn. Natomiast za jej sprawą został uruchomiony proces weryfikacji rozwiązań Hennebique’a³⁷. Konkluzje były bardzo ogólne, firmę Hennebique’a oceniono jako podatną na dynamiczny rozrost, kolidujący z koniecznością prowadzenia prac budowlanych w sposób przejrzysty i regularny oraz przy stosowaniu czytelnych zasad projektowania, które były częściowo

³⁴ P. Cusac, *Agents of change: Hennebique, Mouchel and ferro-concrete in Britain*, 1987.

³⁵ W. Ritter, *Die Bauweise Hennebique*, 1899.

³⁶ A. Kierdorf, *Why Hennebique Failed in Germany*, 2009.

³⁷ S. Mollins, *Zur Kritik des Hennebique-Systems*, 1901.

niejawne na zasadzie ochrony patentowej. Krytyka dotyczyła zatem zasad funkcjonowania systemu Hennebique'a, który udzielał know-how.

Konsekwencją było podjęcie prac normujących procesy budowlane w zakresie żelbetu. Pierwsze regulacje wydano w 1903 r. w Szwajcarii, następnie w 1904 r. w Prusach³⁸. Ten ruch pobudził także działanie Deutscher Beton-Verein, które zorganizowało ocenę i badania wpływu negatywnych efektów stosowania nowej technologii – żelbetu. We Francji odpowiednie przepisy powstały w 1906 r.³⁹ Reasumując, katastrofa w Bazylei doprowadziła do uporządkowania procedur wykonawstwa konstrukcji żelbetowych zarówno u Hennebique'a, jak i jego konkurencji.

Nie należy zapominać o jeszcze jednej przyczynie oporu na technologię Hennebique'a w krajach niemieckich – 10-procentowa opłata za udzielenie licencji mogła być za wysoka dla oszczędnych Niemców.

Można dostrzec jeszcze jeden aspekt międzynarodowy, podnoszony przez Stephanie Van der Voorde. Belgia – jako miejsce urodzenia F. Hennebique'a i kraj wielu interesujących realizacji jego projektów – aktywny element (trzech agentów w 1899 r., wzrosła do dwudziestu siedmiu w 1914 r. i osiemdziesięciu w 1931 r.) systemu Hennebique'a upomina się jego belgijskość. I coś w tym jest. W jednym z numerów „LBA”⁴⁰ zamieszczono zdania: *Żelbet powstał w Belgii; urodził się z francuskiego ojca na obcym gruncie. Tu muszę zaznaczyć, że nie byłem cudzoziemcem w Belgii, byłem Belgiem.*

François Hennebique zmarł 7 marca 1921 r. Po jego śmierci firma koncentrowała się na rynku francuskim, także po II wojnie światowej. Ostatecznie zamknięto ją w 1967 r., pozostawiając opracowanych ponad 100 tysięcy różnych dokumentacji projektowych. Próby analizy fenomenu F. Hennebique'a za każdym razem prowadzą do fascynacji jego osobowością, sprawnością organizacyjną, inżynierską i intelektualną.

1.5. Inż. Marian Lutosławski – budowniczy mostów w Lublinie

Inż. Marian Lutosławski był postacią niepospolitą, ale z drugiej strony typową dla okresu polskiego pozytywizmu. Pisał artykuły i wykładał elektrotechnikę w Szkole Mechaniczno-Technicznej H. Wawelberga i S. Rotwanda. Ten zapalony społecznik, oprócz działalności w Stowarzyszeniu Techników i innych organizacjach zawodowo-gospodarczych, był m.in. współtwórcą Macierzy Szkolnej i działaczem Narodowej Demokracji, jednym z inicjatorów założenia Komitetu Obywatelskiego i Polskiego Komitetu Pomocy Sanitarnej na początku I wojny światowej. W 1915 r. został delegowany jako pełnomocnik Centralnego Komitetu

³⁸ Vorläufige Bestimmungen.

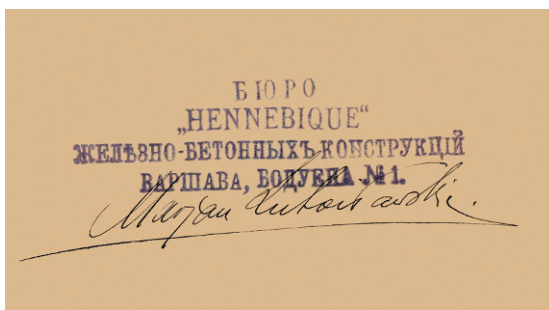
³⁹ C. Berger, V. Guillerme, *La construction en ciment armé. Applications générales, théories et systèmes divers*, z wprowadzeniem E. Candlot i A. Considère, T. 1, H. Dunod et E. Pinat éditeurs, Paris, s. 93, 1909 (wydanie 2^e, całkowicie zmienione wydanie 1^e z roku 1902).

⁴⁰ „LBA”, 10 Mai 1899, Numéro 12, Troisième Congrès, Du Béton de Ciment Armé: [...] *Messieurs, le béton armé est né en Belgique; il est né de père français en terre étrangère. Mais je dois cependant dire que je ne fus pas étranger en Belgique [...]*.

Obywatelskiego i Polskiego Komitetu Pomocy Społecznej do Moskwy. Tam organizował pomoc dla ludności polskiej wysiedlanej z Kongresówki, polskie szkoły, warsztaty, szpital, ośrodki pomocy i opieki, a w późniejszym czasie – powrót Polaków do kraju. W roku 1918 r. w Moskwie trwało wrzenie rewolucyjne. W mieszkaniu Lutosławskiego znaleziono traktat pokojowy między Rosją a Niemcami i Austro-Węgrami (03.03.1918 r.) zawierający niekorzystny zapis dla Polski. Marian Lutosławski i jego brat Józef zostali oskarżeni o działalność kontrrewolucyjną i aresztowani. Dnia 5.09.1918 r. rozstrzelano ich bez sądu. Żony i dzieci Lutosławskich w pośpiechu uciekły z Moskwy.



a)



b)

Rysunek 12. a) inż. Marian Lutosławski (1871–1918), b) pieczęć i podpis M. Lutosławskiego, zamieszczane na rysunkach technicznych (1908)

Marian Lutosławski studiował na najlepszych uczelniach. Ukończył politechniki w Rydze⁴¹ i Darmstadt. W Rydze uzyskał tytuł inżyniera mechanika, a w drugiej uczelni inżyniera elektryka. Jego przedsięwzięcia w energetyce na ziemiach polskich także były pionierskie – zainstalował pierwszą niewielką elektrownię zasilającą domy w Warszawie, wprowadzał zasilanie prądem trójfazowym, założył fabrykę kas ogniotrwałych Grafit, a w 1900 r. zainstalował pierwszą w kraju elektrownię, napędzaną silnikiem spalinowym R. Diesla, dla hotelu Bristol.

Nowoczesność na początku XX w. to synonim elektryczności, stąd aplikacje M. Lutosławskiego nabytej politechnicznej wiedzy na tym polu. Oto lista chronologiczna jego prac z zakresów elektryczności i budownictwa:

- (1896) *O zastosowaniu prądów zmiennych o wysokim napięciu do celów motorycznych,*
- (1900) *Prąd elektryczny – jego wytwarzanie i zastosowanie,*
- (1907) *Nowy system głębokiego fundamentowania na gruntach niepewnych,*
- (1908) *Pale betonowe Simplex⁴² do fundamentowania na gruntach niepewnych.*

⁴¹ Przez jeden rok, w 1873 r., W. Ritter był profesorem mechaniki w Rydze.

⁴² Jedna z odmian palowania, która została wykorzystana w technologii pali Franki.

Str. 1.

BIURO TECHNICZNE
Inż. Marjan Lutosławski & S-ka
 W WARSZAWIE,
 ulica Boduena Nr. 1.
 Tel. 16 00

ODDZIAŁ BUDOWLANY:
Biuro „Hennebique” (H)
 robót żelazno-betonowych.



Konstrukcje bezwzględnie ogniowalne.
 Stropy o wielkich rozpiętościach dla wielkich obciążen.
 Budowa teatrów, sal koncertowych, magazynów.
 Słupy żelazno-betonowe, filary, kolumny.
 Dachy tarasowe, arkady i płyty fundamentowe.
 Mosty, wiaduki, ściany-oporowe.
 Szluzy, kanały, zbiorniki.

Podwójne stropy żelazno-betonowe
 systemu „SICCARDI”
 (izolujące od głosu i zima, przywotone na budowę
 w gotowym stanie).

Biuro „Compressor” (C)
 fundamentowania na gruntach niepewnych.



Fundamentowanie za pomocą pali żelazno-betonowych
 zabijanych kaferem oraz za pomocą betonowych pilonów
 „Compressor” zapuszczanych na dowolną głębokość
 aż do dobrego gruntu.

ODDZIAŁ MECHANICZNY: (M)
 Przedstawicielstwo Tow. Akc.
 zaliczonych
 Fabryki Maszyn w Augsburgu i Tow. Bud. Masz. w Nürnbergu.
 Silniki Diesela do ropy naftianej.
 Silniki poruszane gazem wielkopieczowym,
 świetlnym (miejskim) lub ssanym (z własnej gazowni).
 Maszyny parowe.
 Turbiny parowe „Zeelly”. — Turbiny wodne.
 Przybory kolejowe i tramwajowe.
 Konstrukcje żelazne.
 Maszyny i urządzenia papiernicze.

209.

Warszawa, dnia 28/12/1919
 5/1

№ 177

13. I. 1909

№ 960. Oddział. 4

Potwierdzenie listu
 w sprawie. № z dn.

Wasze Przewośditeľstwo.

Согласно лично мнѣ выраженному желанію
 Вашего Превосходительства я рассмотрѣлъ разныхъ
 рода освѣщенія фонарей моста на Калиновщинѣ
 и нашелъ, что дешевле всего обоглосьби устроить
 фонари кроегазовые съ калийными сѣтками даюкіе
 хорошій свѣтъ: я заставилъ фирму „Лучъ” послатъ
 заявленіе въ Магистратъ г. Лублина. Стоимостъ
 4 фонарей съ установкой на мѣстѣ 72 р. 50 к.
 для горѣнія употребляется креофлуидъ, фунтъ цѣно
 12 коп. хватить на 12 часовъ. Я буду очень радъ
 если примѣненіе этого освѣщенія будетъ признано
 Вашимъ Превосходительствомъ удобнымъ и удобное.
 творительнымъ.

Я обращаюсь съ просьбой къ Вашему Превос
 дительству не отказать сдѣлать распоряженіе
 бы не задерживали уплаты Комерческому Банку на
 мой счетъ причитающихся мнѣ уже давно 24000 р.
 Поздравляя Ваше Превосходительство съ новымъ го
 домъ оставсь
 съ совершеннымъ почтеніемъ
 М. Лutosławski.

I

Rysunek 13. Pismo firmowe z biura M. Lutosławskiego z dnia 13.01.1909 r. do władz miasta Lublina w sprawie oświetlenia mostu na Kalinowszczyźnie

BUREAUX TECHNIQUES POUR ÉTUDES, AGENTS ET CONCESSIONNAIRES

BULGARIE & SERBIE

D. RULIN et Cie, Ingénieur, 27, rue Isker, Sofia.

DANEMARK

HOLTE. — Bureau :

M. le cap. TORBER GRIT, Ingénieur.

CONCESSIONNAIRES

SCHOTZ, entrepreneur, Vesterbrogade, 36, Copenhagen.

NIELS PERENSEN & Co, Ordrup, pr. Mariage S. T.

ESPAGNE

MADRID. — Bureau : Calle de Serrano, 5.

M. BALBAS, Ingénieur.

CONCESSIONNAIRES

Miguel SALAVERRA, enr., Calle de San Bartolomé

à Saint-Sébastien.

CATALOGNE. — Bureau : 3, r. Queya,

à Perpignan (France).

CONCESSIONNAIRES

SOCIÉTÉ ANONYME DE CONSTRUCTION ET PAVEMENTS,

D' Jean AUBO TROTAT, Calle Pelayo, n° 1,

Barcelona.

GRECE

ATHENES. — Bureau : 5, r. Pichis.

M. AMELOPOULOS, Ingénieur.

HOLLANDE

CONCESSIONNAIRES

H. FUCHS et Cie, à Dordrecht.

HONGRIE

CONCESSIONNAIRES

MELOCCO, Devel Utos, 21, à Budapest.

MELOCCO (Léonard), Uroengasse, 24/23, à Budapest.

PRINSTEJN et DELTSCHE, à Zagreb.

EMIL EISENER et ADOLF EHRHICH, à Agram.

ITALIE

TURIN. — Bureau : Corso Valentino, 20.

M. FORCHERIO, Ingénieur.

GENES. — Bureau : 6, via Maddaloni.

MILAN. — Bureau : 12, via Morgi.

BOLOGNE. — Bureau : 4, via Manzoni.

MUGCIA, Ingénieur.

ROME. — Bureau : 355, Piazza Colonna.

SICILE

Bureau : Via San Eupilio, 58, à Catania.

Ernest PATERNO-CASTELLO, Ingénieur.

CONCESSIONNAIRES

MM. TESERA FRÈRES, via XI Settembre, à Catania.

ISERRA FRÈRES, via Velarqua, 1, à Palermo.

S. SAPIO, à Licata (prov. de Gurgoni).

ERNESTO PAGNONI, via Luciano Manara, Messine.

PORTUGAL

LISBONNE. — Bureau : rua Ivens

n° 40-2° D

CONCESSIONNAIRES

MORREIRA DE SA et MALLEVEZ, rua S. Sebastião,

n° 106, à Porto.

MORREIRA DE SA et MALLEVEZ, rua Ivens, n° 49-3° D,

à Lisbonne.

ROUMANIE

ROLIN (Daniel), Ingénieur, 19, Strada Academiei, Bucarest.

RUSSIE

SAINT-PETERSBOURG. — Bureau :

4, Zambiatina.

Société de Constructions de la mer Noire.

EKATERINOSLAW. — Bureau : Perspective Catherine, maison Loukatchevitch.

Société de Constructions de la mer Noire.

CONCESSIONNAIRES

I MAJANSKI, Ingénieur, à Ekaterinoslav.

L. N. VINDIGANSKI, à Karkof.

VERNET et Cie, maison Rosita Frotlof Pérousky, à Moscou.

MELMER, à Yalta.

SOCIÉTÉ DE CONSTRUCTIONS MOSCOVITES, 9, Krivo-

Arbatski, maison Jellabinskaya, à Moscou. (M.

Deshayes, Ingénieur).

RITINOFF, Ingénieur, Seljeitskai, à Tiflis.

DAVIDSON KALANOWICZ, n° 6, à Tiflis.

FINLANDE : Kiokemeister à Helsingfors

POLOGNE. — VARSOVIE. — Bureau :

4 rue Moniuszki, à Varsovie

M. DE LUTOSLAWSKI, Ingénieur.

TURKESTAN : Ponsignon, Ingénieur à Sam-

markand.

SUÈDE

CONCESSIONNAIRES

Société SKANSKA CEMENTFABRIKET, à Malmö.

Société SKANSKA CEMENTFABRIKET, à Stockholm.

SUISSE

LAUSANNE. — Bureau : Maison-Villard

DE MOLLINS, Ingénieur.

BERNE. — Sous-Agence : Habsburg-

strasse, 13.

CONCESSIONNAIRES

Hofr-Alex. FERRARI, Muepp, 38, à Lausanne.

H. et F. CHAMBERLIN, entrep. à Cluses-Mor.

JAPON

TOKIO. — Bureau : 1, Yariyocho-

Kyobashi-Ku.

M. V. SANDUZZI, Ingénieur.

CONCESSIONNAIRE

OLURA et Cie, 7, Ghee Nichome, Tokio.

CANADA

MONTREAL. — Bureau : Merchants

Bank Chambers.

ÉTATS-UNIS D'AMÉRIQUE

NEW-YORK. — Bureau : Hennebicque

Construction C°, 1170, Broadway.

M. BAPPEY, Ingénieur.

CONCESSIONNAIRES

ARMORES CONCRETE, Construction C°, 11 East, 39°

rue, à New-York.

Charles GOWEN et Cie, (123), Broadway, New-York.

John DYER, à ALBANY.

HAZER et Cie, à Rio-Saint.

J. JAMISON, Const. et C°, à St-Louis.

PITTSBURGH. — Bureau : Machesney

Building.

PHILADELPHIE. — Bureau : Withers-

noon Building.

Con.

Henner

: 066,

POLOGNE. — VARSOVIE. — Bureau :
4 rue Moniuszki, à Varsovie.
M. DE LUTOSLAWSKI, Ingénieur.

Hans MIESCH, architecte, à Zug.

REYER, GRASER et Cie, à Biberich près Solera.

Max HODDSON, entrepreneur, à St-Gall.

TURQUIE

CONSTANTINOPLE. — Bureau : 28,

Kucuk-Kabristan, Pera.

M. A. GEORGE, Ingénieur.

CONCESSIONNAIRES

Démétrios KIOPIAS, Ingénieur E. T. P., 49, rue

Boujadica, à Smyrne.

Elie MOHIAN, Ingénieur E. C. P., à Salonique.

SOCIÉTÉ LA « T. P. », ALERIANI HAN n° 17, à

Galata, Constantinople.

J. DARNI, Ingénieur-architecte, 8, impasse Esther,

Péra, Constantinople.

Mikhaïl GRIBANSKI, architecte, 6, rue Télégraphe, à

Péra, Constantinople.

Mikhaïl GRIBANSKI, Ingénieur E. C. P., à Metelin

(Turquie d'Asie).

SOCIÉTÉ ANONYME OTTOMANE DE CONSTRUCTIONS,

Assisourouni General-Han, n° 21, à Galata-Cons-

tantinople.

Eug. BÉCHARA, Ingénieur, à Bagdad (Mésopotamie).

P. FOUQUIER, chf de Syrie, Grand'Rue de Péra, à

Péra Constantinople.

JOURNET et GABOULATI, Ingénieurs, Camondo Han,

rue V. caspi, à Péra-Constantinople.

Sylvio CORIO, Ingénieur civil à Adana (Turquie

d'Asie).

A. CHREBERJIAN, architecte, Jordanaki Han, rue

Oman bey, à Chichli Constantinople.

L. CASANOVA et X. ANGLINES, à Hittices, Omar

Abad Han, à Galata Constantinople.

Eug. PAILLET, entrepreneur, 29, rue Rodolph, à

Tophané Constantinople.

ÉGYPTE

LE CAIRE. — Bureau : 79, boul. d'Abbas

M. SERVIN, Ingénieur.

CONCESSIONNAIRES

ROLIN et Cie, au Caïre.

Maurice BÉTELHOU, Immeuble Rafiq Pacha, n° 19,

Quartier Abou, Le Caïre.

A. ALBERTI, architecte-entrepreneur, à Port-Saïd,

TALATA et HELWAN, 6, rue de l'Archevêché, à

Alexandrie.

Aristote E. GALANS, 5, rue Tenik, Le Caïre.

MAROC

LIORÉL, entrep., à Tanger.

SUD-AFRIQUE

JOHANNESBURG. — CONCESSIONNAIRE :

M. WILLIAM HALE.

CONCESSIONNAIRE

H. FABRE, 807, avenida de Mayo, à Buenos-Ayres.

BRÉSIL

CONCESSIONNAIRES

MM. PROENÇA, ECHVERRIA et Cie, Ingénieurs, Caixa

Corrêo 234, à Rio-de-Janeiro.

MM. DODSWORTH et Cie, à Rio-de-Janeiro.

Rodolpho C. DE ALBUQUERQUE, à Manaus.

EL SALVADOR

SAN SALVADOR. — Bureau calle

Nueva 17.

CONCESSIONNAIRES

José M. PERALTA, à San Salvador.

PEDRO J. MATHIEU, à San Salvador.

Alberto FERRACUTI, à San Salvador.

GUATEMALA, HONDURAS,

NICARAGUA & COSTA-RICA

AGENTS ET CONCESSIONNAIRES

PEDRO J. MATHIEU, José M. PERALTA, calle Nueva,

17, à San Salvador.

FALSMINGER, Saq., apartado à S. José (Costa Rica).

MEXIQUE

MEXICO. — Bureau : Apartado, n° 408.

M. MONASTERIO, Ingénieur.

CONCESSIONNAIRES

J.-O. MONASTERIO, à Mexico.

Fernando GONZALEZ, à Mexico.

Fernando GONZALEZ, à Merida (Yucatan).

Antonio RIVAS MERCADO, à Mexico.

Nicolas MARINICAL, à Mexico.

José DECARO, à Mexico.

PEARSON et SON, Limited, à Mexico.

Miguel REBOLEDO, 114 calle de las Artes, n° 109,

à Mexico.

Samuel GAYZ, à Mexico.

Genaro ALEXOTTA, à Mexico.

M. DE OVAREZOL, Ingénieur civil, Mexico.

PANAMA-COLOMBIE

FELSMINGER, P. O. B., 164, Panama.

URUGUAY

MONTEVIDEO. — Bureau : calle Cer-

ceto, 158.

M. P. JUAN FABRI et M. MONTVERRE, Ingénieurs.

VENEZUELLA

CARACAS. — M. MARQUEZ (INGÉNIEUR)

Rysunek 14. Strona z listą przedstawicieli i firm z dodanym wskazaniem na M. Lutosławskiego; „LBA”, luty-marzec 1912, n° 165-166

W 1902 r. założył biuro techniczne, wprowadzając do polskiego budownictwa żelbetnictwo. Budował stropy żelbetowe w Warszawie, potem pierwszy dom o takiej

konstrukcji na Solcu, kościół św. Zbawiciela w Wilnie⁴³ i inne. W tej dziedzinie również prowadził wykłady i kursy. Na początku XX w. był znanym budowniczym mostów żelbetowych, wykonał przeprawy w Tuligłowach (DK 17⁴⁴ w kierunku na Zamość, za Krasnystawem; dziś nieistniejący), na Jeziorce pod Piasecznem a także na przedmieściach Lublina – na Kalinowszczyźnie oraz na Piaskach, tj. w ciągu ul. Zamojskiej.

Na rys. 13, na papierze firmowym biura M. Lutosławskiego, są widoczne dwa szkice ukazujące patenty F. Hennebique'a – żelbetowy strop ortotropowy monolitycznie połączony ze słupowymi podporami oraz maszyna do wbijania pali żelbetowych w grunt.

Na rys. 14 zamieszczono stronę z „LBA”, na której wymieniono przedstawicieli F. Hennebique'a w różnych krajach świata. Jest wśród nich inżynier M. Lutosławski.

W przypadku mostów zasadnicze znaczenie ma właściwe fundamentowanie. M. Lutosławski był w grupie inżynierów opracowujących koncepcję mostu Poniatowskiego w Warszawie⁴⁵. Przy tej okazji był wydelegowany do Francji celem zapoznania się z najnowszymi wówczas sposobami posadowienia na palach. W rezultacie napisał pracę o palach Compressol, które charakteryzowała wysoka ekonomika i łatwość wykonania. Wynalazcą technologii był Edgar F. de Luca, którą rozwijał w latach 80. XIX w. Wykonanie pala polegało na wbijaniu kafarem mechanicznym w grunt walca stalowego o średnicy ~0,8 m i wysokości 2,5 m do maksymalnej głębokości ~6 m. Podczas wbijania następowała silna konsolidacja pobocznicy otworu do stopnia gwarantującego blokowanie napływu wód gruntowych. W przypadku gruntów niespoistych należało dodatkowo wprowadzać np. glinę. Pale wykonywano z kamienia lub z betonu. Już w Warszawie przeprowadzono badania pali, rozpoznając ich strukturę przez odkopanie, a następnie wyznaczono nośność pala. Inną pracą M. Lutosławskiego jest ta dotycząca pali Simplex.

Aby budować konstrukcje żelbetowe, potrzebna jest stal zbrojeniowa i cement. O ile stal była relatywnie łatwo dostępna, to istniały problemy z cementem. M. Lutosławski zapoznał się z procesami fizykochemicznymi wytwarzania cementu i rozpoczął własną produkcję⁴⁶. Wytwarzanie betonu wiązało się ze sporządzeniem receptur oraz badaniem wytrzymałości betonu. To także stało się przedmiotem jego rozpoznania. Stąd, nie bez racji, uznaje się go za pioniera żelbetu.

Staranność prowadzenia prac budowlanych, światowy standard wiedzy technicznej spowodowały, że mógł zostać przedstawicielem systemu Hennebique'a.

Szczegóły życiorysu można znaleźć na stronie internetowej rodziny Lutosławskich⁴⁷.

⁴³ Ta informacja została zaczerpnięta ze strony internetowej Lutosławskich zatytułowanej Drozdowo, jednakże budzi wątpliwości. Kościoła św. Zbawiciela w Wilnie nie było i nie ma. Można natomiast odnaleźć zdjęcia z budowy innego kościoła wileńskiego, tj. Kościoła Najświętszego Serca Pana Jezusa, który nie został ukończony, a w 1964 r. go rozebrano. Ściany kościoła wykonano w szalunkach typowych przy stosowaniu żelbetu. Projektantem był krakowski architekt Antoni Wiwulski współpracujący z M. Lutosławskim.

⁴⁴ DK – droga krajowa.

⁴⁵ M. Czapski, A. Niemierko, J. Rymśza, *Warszawskie przeprawy mostowe przez Wisłę...*, 2012.

⁴⁶ L. Królikowski, *Marian Lutosławski*, „Przegląd techniczny – Innowacje”, 1975.

⁴⁷ <http://www.drozdowo.pl/> [dostęp: 15.03.2010].

2. Pierwszy most Mariana Lutosławskiego w Lublinie

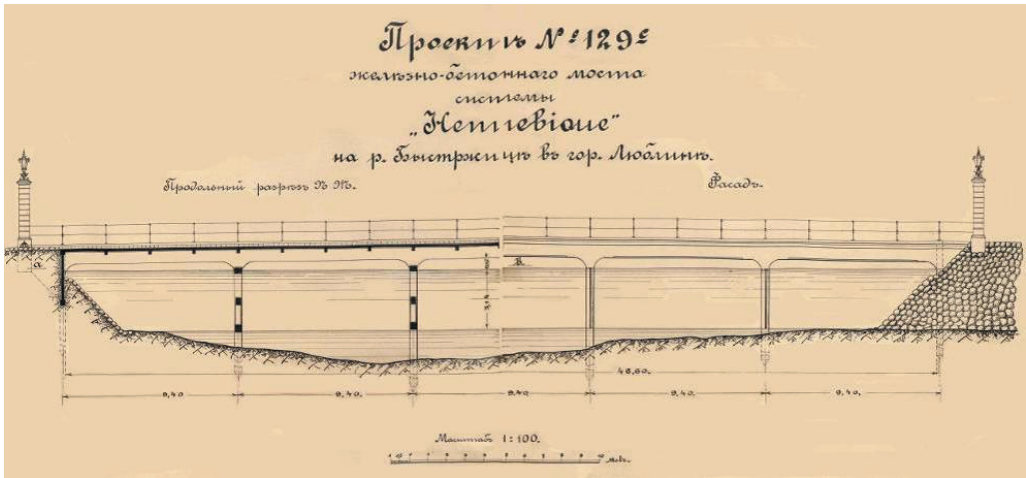
2.1. Most na Kalinowszczyźnie

O tym moście wiadomo bardzo mało. W Archiwum Państwowym Lublina (APL) znajduje się rysunek techniczny mostu – odpowiednik *Rysunku ogólnego* z kilkoma dodatkowymi zapisami naniesionymi ołówkiem. Poza rysunkiem są tylko szczątkowe dokumenty, które w sensie technicznym nie wnoszą praktycznie nic. Z racji usytuowania mostu poza miastem nie ma też artykułów czy choćby wzmianek w lokalnej prasie. Na pewno wiadomo jedynie to, że firma M. Lutosławskiego została wybrana na wykonawcę w drodze przetargu i ukończyła most w terminie po sześciu miesiącach budowy.

Zestawiając ilustracje, tj. rys. 15 i 16, zaobserwowano przesunięcie koryta rzeki w kierunku zachodnim. Obecnie przęsłem nurtowym jest przęsło drugie, jak pokazano na rys. 17.



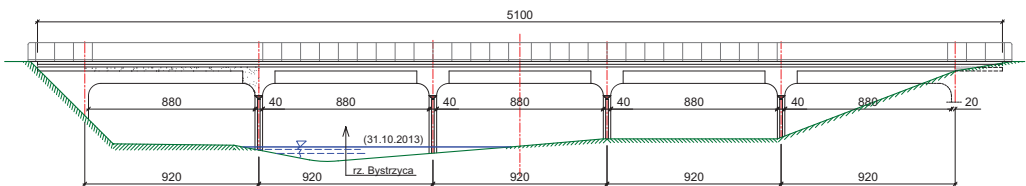
Rysunek 15. Widok mostu na Kalinowszczyźnie od napływu; stan – 2013 r.



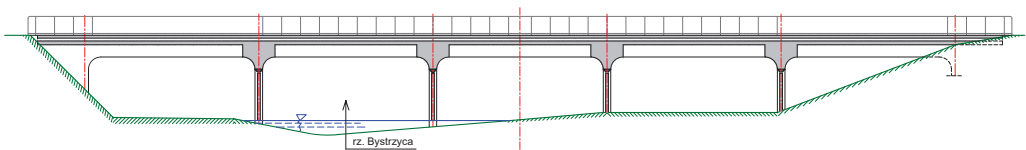
Rysunek 16. Fragment oryginału *Rysunku ogólnego* – przekrój podłużny i widok z boku [m]

W porównaniu z wybudowanym rok później mostem w ciągu ul. Zamojskiej obraz mostu jest o wiele skromniejszy choćby dlatego, że nie ma bogatej neogotyckiej balustrady. Niemniej most nie jest pozbawiony elementów zdobiących. Na powierzchniach bocznych wykształcono pilastry, dobrze widoczne nawet w pochmurne dni. W związku z tym istnieje możliwość, by ich efekt wizualny wzmacniać lub osłabiać przez nałożenie barwnych powłok (rys. 17–19). Linia górnego gzymsu (kapinosa) jest łamaną w formie połęgiego daszku, uniesioną w osi ku górze na 15 cm, co jest typowym zabiegiem znanym od czasów antycznych, zwiększającym wrażenie lekkości konstrukcji.

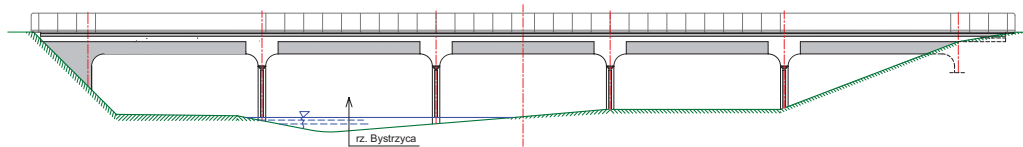
Wizualizacje te ukazują opcje ekspozycji mostu widoczne z boku. Dają pogląd o tym, jak w sposób nieingerujący w konstrukcję można podnieść lub zmienić atrakcyjność obrazu.



Rysunek 17. Widok z boku, wymiary mostu [cm]



Rysunek 18. Pilastrowanie

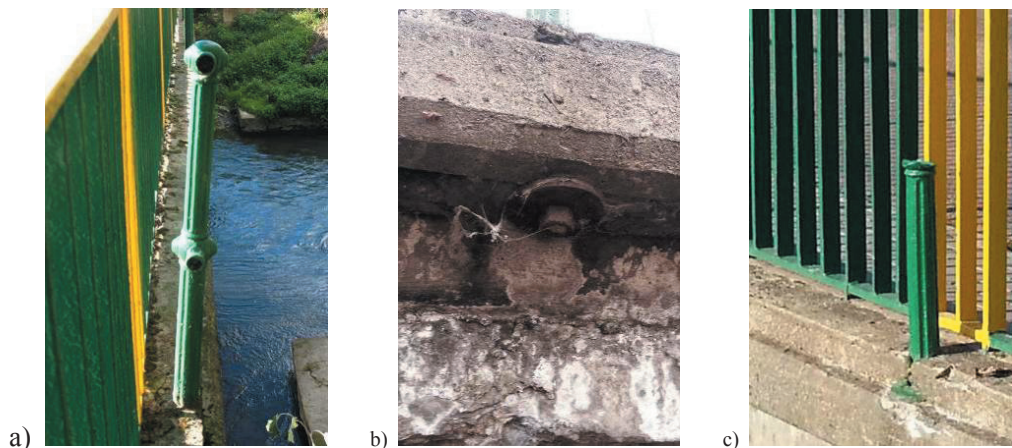


Rysunek 19. Antypilastrowanie

2.2. Wyposażenie mostu – balustrada, oświetlenie, nawierzchnia, stożki skarp

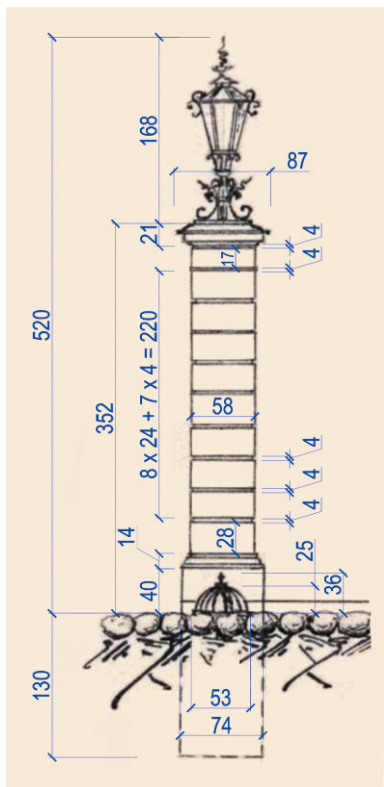
Z rysunku technicznego projektu mostu oraz zapisów w materiałach znajdujących się w APL wynika, że na moście była zainstalowana balustrada ze stali kutej, rozstaw słupków 2,35 m, wysokość 1 m, dwa przeciągi w rozstawie co 50 cm. Zakładając, że balustradę wykonano zgodnie z rysunkiem (rys. 16), należy uznać, że była skromna. Podczas zamierzonego remontu mostu trzeba dopuścić zmiany w porównaniu z oryginałem z podstawowej przyczyny, tj. bezpieczeństwa użytkowników. Odległości między przeciągami dziś byłyby za duże.

Na bardzo przeciętny obraz balustrady rzutowało peryferyjne usytuowanie. Do dziś zachowały się dwa słupki o pełnej wysokości i kilka dolnych połówek słupków. Wszystkie montowano w kapinosie w sposób pokazany na rys. 20.



Rysunek 20. Pozostałości oryginalnej balustrady: a) zachowany pełny słupek, b) kotwienie słupków w kapinosie, c) zachowana dolna część słupka

Istniejąca balustrada szczeblinkowa jest typowym współczesnym rozwiązaniem stosowanym na mostach. Jej wysokość wynosi 100 cm, co w świetle obowiązujących przepisów jest za mała. Ze względu na dopuszczenie do ruchu rowerzystów powinno to być 120 cm.



Rysunek 21. Kolumna wg projektu z naniesionym wymiarowaniem [cm]

Z rysunku technicznego z projektu (rys. 16) oraz z pisma M. Lutosławskiego do magistratu Lublina (rys. 13) wynika, że na moście miały być wykonane 4 kolumny oświetleniowe, po dwie na końcach mostu. Dziś jedynym świadectwem istnienia kolumn oświetleniowych jest zamieszczone dalej zdjęcie (rys. 26). Nie była to realizacja rozwiązania założonego w projekcie. Modyfikacja objęła lampy oświetleniowe, które zastąpiono niewielkimi pikami ozdobnymi. Redukcja projektowanej wysokości lamp, ~168 cm, przynajmniej o połowę sprawiła, że utracono zakładaną w projekcie harmonię i wyraz architektoniczny.

Dysponując współczesnymi narzędziami wspomagania komputerowego przy obróbce plików graficznych, udało się rozpoznać geometrię kolumn oświetleniowych (rys. 21). Na podstawie rysunku stwierdza się, że podstawy kolumn były kwadratowe o boku 70 cm, wysokość całkowita z latarnią – 5,20 m od poziomu jezdni, wysokość kolumny ~3,5 m oraz latarni ~1,7 m.

Kolumny oświetleniowe z projektu mostu bardzo przypominają te, które są w Bramie Kanadyjskiej do parku przy Pałacu Buckingham, są może delikatniejsze. Pomysł zastosowania iluzji przekraczania bramy parkowej był znakomity i powinien być podtrzymany, tym bardziej że obecnie i najprawdopodobniej w przyszłości most będzie funkcjonował

jako kładka dla pieszych w planowanym miniparku nadrzecznym. Zazwyczaj przecież brama parkowa jest początkiem ścieżki widokowej na przyrodę, a tak to właśnie mogło być w 1908 r., gdy budowano most, dodatkowo obecnie tereny wokół mostu dalej są oazą zieleni. Most z odbudowanymi kolumnami może być w dalszym ciągu iluzją wejścia do parku, a przy tym będzie to nawiązanie do stanu pierwotnego projektu.

Kontynuacją rozpoznania przestrzeni ruchu na moście jest analiza kolejnego fragmentu *Rysunku ogólnego* (rys. 22). Jest to widok z góry na nawierzchnie mostowe.

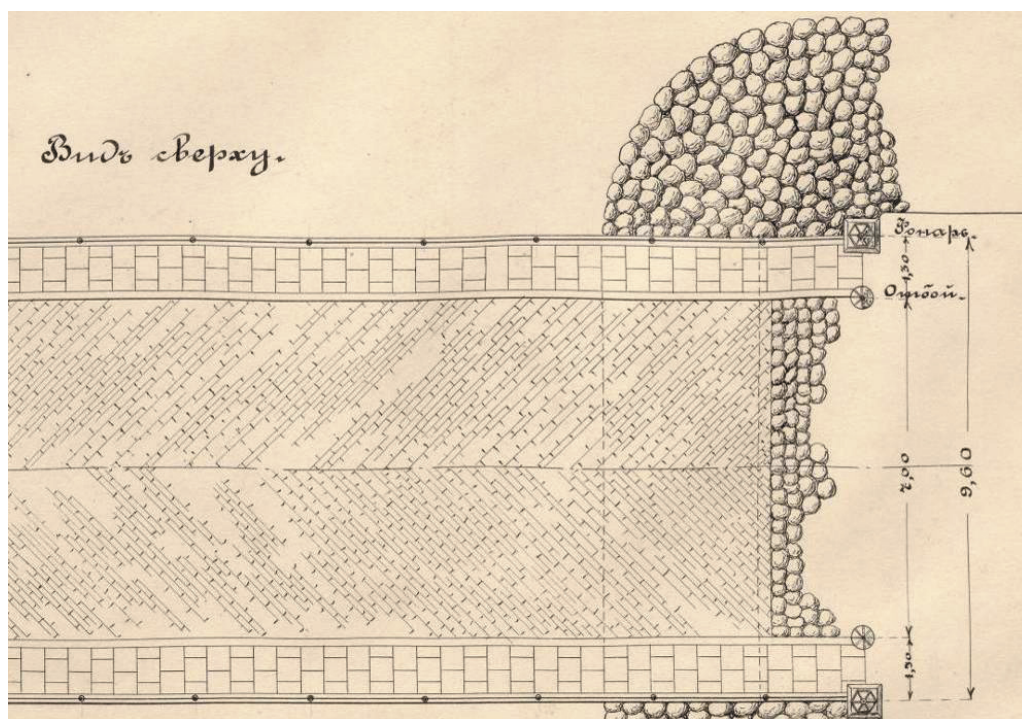
Nawierzchnia brukowa – kocie łby – była projektowana na dojazdach do mostu. Na samym moście przewidziano dwa rodzaje nawierzchni: na jezdni (7 m szerokości i 49,60 m długości) kostka w układzie w jodelkę, na chodnikach (2 × 1,3 m) płytki kwadratowe o boku ~47 cm i połówki płytek kamiennych, układane naprzemiennie na szerokości wynoszącej 95 cm między belką podporęczową a krawężnikiem. Szerokość krawężnika wynosiła 15 cm, a belki podporęczowej – 20 cm. Szerokość chodników przyjęto jako 1,3 m, przy czym na wejściach na most poza kolumnami oświetleniowymi zamontowano również odbojnice, zabezpieczając przechodniów od potencjalnych wjazdów taboru drogowego na chodniki. Odbojnice – czasze sferyczne ze zdobieniami – w widoku

na planie są o przekroju kołowym o średnicy 47 cm (w zaokrągleniu 50 cm). Uwzględniając kolumny oświetleniowe oraz odbojnice, szerokość skrajni ruchu pieszych przy wejściach na most wynosiła:

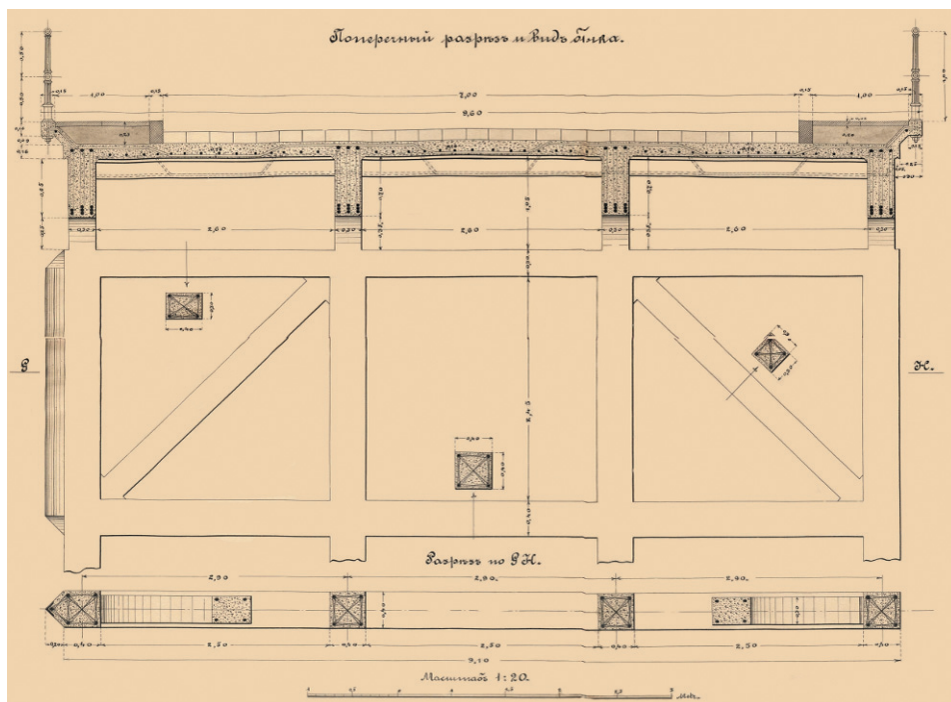
$$B_{chodn.}^{(użytkowe)} = 130 - 70 / 2 - 47 / 2 = 71,4 \text{ cm} \quad (1)$$

Obecnie minimalna szerokość skrajni ruchu pieszego jest przyjmowana jako 75 cm, dla dwóch pieszych jest to 150 cm. Mając to na względzie, należy uznać, że chodniki dla pieszych na moście były wąskie, a w dzisiejszym rozumieniu – za wąskie.

Rysunek 22 daje pogląd o zmianach wprowadzonych w czasie budowy i w konsekwencji o powstałych odstępstwach, które mogły także być wprowadzone podczas użytkowania obiektu. Jedną ze zmian w stosunku do treści rys. 22 jest zabezpieczenie stożków skarp nasypów. W projekcie przewidziano, że będzie zastosowane umocnienie nawierzchnią brukową. Obecnie nie ma śladu po tym elemencie, umocnienia mogło nie być od samego początku. Jeszcze w latach 70. XX w. skarpy stożków stabilizowano przez obsianie trawą lub ułożenie darniny. Zatem jest możliwe, że dokonano uzgodnionej zmiany w trakcie wznoszenia mostu. Dodajmy, że poza funkcją użytkową zastosowanie głazów kamiennych ma też silny walor wizualny i tym samym wpływa na obraz architektoniczny.



Rysunek 22. Fragment *Rysunku ogólnego* – widok z góry na nawierzchnie [m]



Rysunek 23. Przekrój poprzeczny mostu na Kalinowszczyźnie – fragment *Rysunku ogólnego* [m]

Kolejny fragment *Rysunku ogólnego* (rys. 23) wnosi szczegółowe wymiary projektowanych podpór pośrednich i ustroju nośnego. Na rysunkach przekrojów rygli, słupów i belek jest widoczne zbrojenie główne oraz strzemiona.

Podobnie jest w przekroju poprzecznym. Jest on poprowadzony w części przęsłowej, stąd główne zbrojenie jest wrysowane u dołu belki. Zbrojenie główne belek to trzykrotny pręt stalowy. Trzykrotny oznacza tu, że są to 3 pręty ułożone bezpośrednio jeden na drugim, bez przerwy między nimi na otulinę betonową. Każdy z takich trzykrotnych prętów jest objęty strzemieniem obejmującym także pręt konstrukcyjny w górnej, płytowej części belki.

Zarówno zbrojenie płyty, jak i poprzecznic wykonano przy stosowaniu odgięć prętów w miejscu około 1/4 rozpiętości między belkami w celu racjonalnego wykorzystania zbrojenia, ale może także ze względu na wiedzę o znaczeniu sił poprzecznych. Ten fragment *Rysunku ogólnego* wnosi bardzo dużo informacji o konstrukcji i w dalszej części na jego podstawie będzie przeprowadzona szacunkowa analiza nośności dźwigara. Niestety, na rysunku widnieje tylko przekrój przęsłowy, brak jest analogicznego rysunku w przekroju nad podporą pośrednią. Należy się jedynie domyślać, że ilość zbrojenia nad podporą jest nie mniejsza, przy czym przy dzisiejszej wiedzy powinna być dwa razy większa.

W czasie budowy mostu nie przywiązywano wagi do zabezpieczenia ustroju nośnego przed działaniem wód opadowych, stąd na rysunku nie ma hydroizolacji. Były to początki żelbetu w mostownictwie. Dzisiejszy stan wiedzy jest tu daleko szerszy. Dość powiedzieć,

że podstawową przyczyną złego stanu części polskich mostów nie jest ich przeciążanie, lecz niedostateczne zabezpieczenie przed działaniem wód opadowych.

W przekroju poprzecznym czytelne jest wprowadzenie – chociaż nieopisane – daszkowego spadku poprzecznego w zakresie poprzecznicy i płyty. Bezpośrednio na płycie żelbetowej w części jezdni na szerokości 7 m jest ułożona nawierzchnia z kamienia lub cegły, prawdopodobnie klinkierowej o wysokości bloczka równej w przybliżeniu połowie grubości płyty żelbetowej tj. ~8 cm. Także bezpośrednio na płycie żelbetowej ułożono krawężniki o wysokości ~30 cm i szerokości 15 cm. Chodniki dla pieszych kształtowano za pomocą tzw. niecki podchodnikowej, która od góry jest pokryta płytową nawierzchnią chodnikową. Szerokość chodnika mierzona od zewnętrznej strony krawężnika do balustrady wynosi 100 cm. Wysokość balustrady to również 100 cm. Jest czytelne i zwymiarowane kotwienie słupków balustrady do kapinosa.

Konkludując ten krótki opis, można stwierdzić, że wprowadzone w tamtych latach zasady kształtowania w mostownictwie co do meritum nie uległy zmianie.

2.3. Inwentaryzacja

Inwentaryzacja mostu M. Lutosławskiego na Kalinowszczyźnie była prowadzona jako działanie statutowe Katedry Dróg i Mostów Politechniki Lubelskiej. Nie była działaniem formalnym, stąd obejmowała jedynie obmiar dostępnych elementów bez prowadzenia odsłoneń nawierzchni na moście, wykopów do ustalenia stanu pali, bez pobierania próbek materiału konstrukcyjnego mostu i innych inwazyjnych działań pomiarowych¹.

Rysunek techniczny z projektu mostu jest odniesieniem do przeprowadzonych pomiarów, pozwala także rozpoznać zmiany wprowadzone podczas budowy. Ze względu na brak należytego dozoru nad mostem – obiekt nie był remontowany lub przebudowywany – pomija się w tym zakresie zamontowanie nowej bariery i ułożenie nawierzchni asfaltowej na jezdni. W tym sensie obiekt jest konstrukcją oryginalną w rozumieniu technicznym i historycznym.

Poniższy opis inwentaryzacyjny jest kompilacją zdjęć obiektu i rysunków z naniesionymi wymiarami konstrukcji rozpoznany w 2013 r. Ujęcia mostu na zdjęciach odpowiadają stosowanej współcześnie metodzie rozpoznania i archiwizowania stanu mostów w zakresie procedury przeglądu szczegółowego, jednakże bez skali ocen, która zbyt często uśrednia defekty błahe i istotne. Rozpoznanie mostów miało charakter wstępnie bardzo ogólny, przy czym rozwijało się wielowątkowo w zakresie szczegółowym².

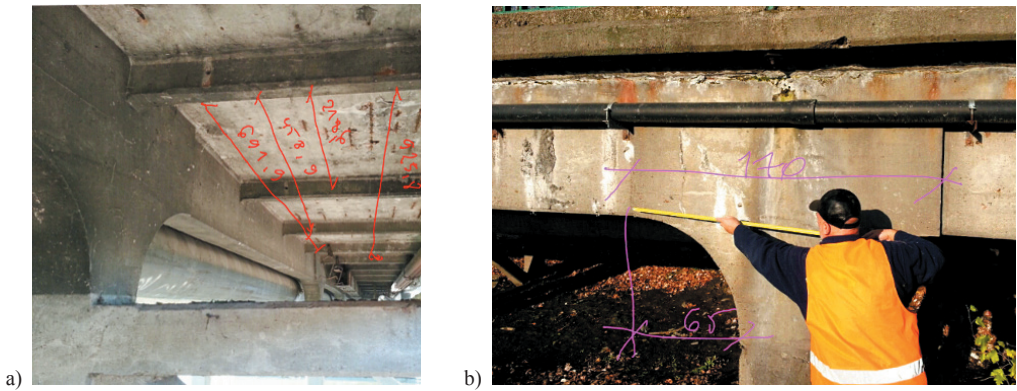
Na zamieszczonych zdjęciach są widoczne istniejące czynne bądź nieczynne rury instalacji prowadzących media. Te konstrukcje nie zostały uwzględnione na rysunkach.

Przeprowadzono inwentaryzację wymiarów mostu, które pokazano na rys. 17 oraz 25–27.

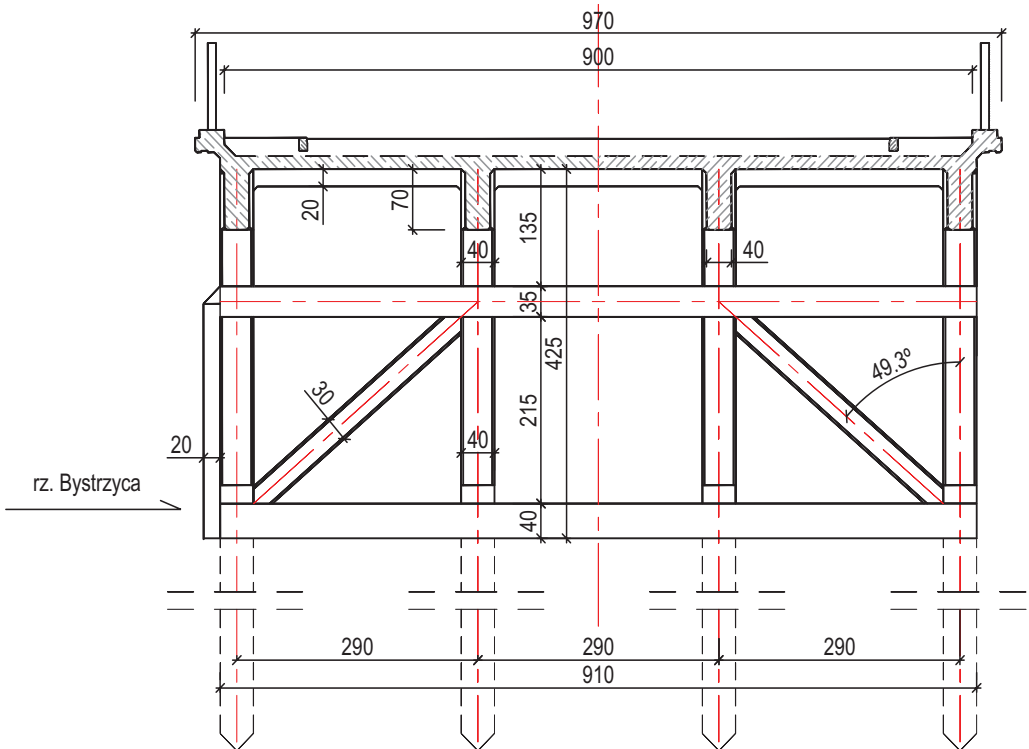
W przekroju poprzecznym most ma 4 rzędy słupów o przekroju kwadratowym o boku 40 cm z fazowanymi narożami na głębokość 2,5 cm.

¹ Ustawa z dnia 23 lipca 2003 r. o ochronie zabytków i opiece nad zabytkami, 2012.

² W. Radomski, *Bridge Rehabilitation*, 2002.



Rysunek 24. Pomiary inwentaryzacyjne [cm]: a) rozstaw poprzecznic, b) wymiary węzła ramy



Rysunek 25. Przekrój poprzeczny w osi mostu [cm]

Słupy są stężone poprzecznymi ramownicami z zastrzałami w skrajnych polach. Przekrój poprzeczny zastrzałów to kwadrat o boku 30 cm z fazowaniem na krawędziach o głębokości 2,5 cm. Rygiel dolny o przekroju kwadratu o boku 40 cm jest jednocześnie oczepem pali. Rygiel górny ma przekrój prostokątny 35×40 cm. Ramownica jest 65 cm

poniżej (miara w świetle elementów) spódów dźwigarów. Rygiel górny jest wyraźnie wydzielony, niezależny. Nad nim istnieje przestrzeń o świetle w pionie 135 cm do spodu płyty pomostu. Podkreśla się ten stan z tego względu, że w przypadku drugiego mostu M. Lutosałwskiego w ciągu ul. Zamojskiej zastosowano inne rozwiązanie. Tam górny rygiel jest zintegrowany z płytą ortotropową pomostu. Zatem w przypadku pierwszego mostu ortotropia płyty nie jest pełna.

Na rysunkach inwentaryzacyjnych wrysowano pale, pomimo że nie są rozpoznane ze względu na poziom wody w rzece, zakrywający elementy fundamentowania. Przez analogię do drugiego mostu M. Lutosałwskiego w ciągu ul. Zamojskiej założono, że są to pale żelbetowe Hennebique'a w rozstawie odpowiadającym rozstawowi słupów. Należy jednak pamiętać, że M. Lutosałwski, dosłownie kilka lat wcześniej, był propagatorem pali typu Compressol. Dlatego należy również dopuścić fundamentowanie na innych palach niż żelbetowe wbijane, a pale na rysunkach inwentaryzacyjnych traktować jako hipotezę.

Od strony napływu na zewnętrznych słupach filarów ukształtowano izbice betonowe, przy czym ich ostrza są wykonane z kątownika stalowego L100 × 100 i wysokości 270 cm. W przypadku izbic odnotowano niewielkie kilkucentymetrowe zmiany w porównaniu z projektem.

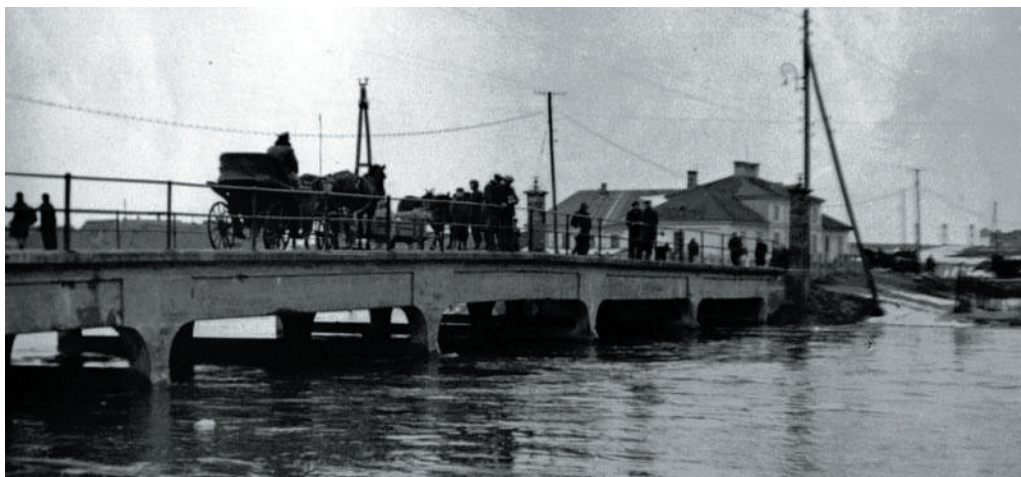
Niewielkie różnice między projektem a istniejącą konstrukcją oraz obecna wiedza o sposobie kształtowania przyczółków w przypadku drugiego mostu w ciągu ul. Zamojskiej nakazują ostrożność w zakresie opisu przyczółków analizowanego mostu na Kalinowszczyźnie. Na rys. 16 przyczółki są posadowione na pojedynczym rzędzie pali. Nie ma tam wrysowanej ściany oporowej. W tej sytuacji mogą być dwa równorzędne wyjścia:

- po pierwsze, przyczółki wykonano tak, jak to pokazano na rys. 16 lub
- po drugie, przyczółki wykonano podobnie, jak to jest w moście w ciągu ul. Zamojskiej i wówczas to by oznaczało dokonanie zmiany w projekcie.

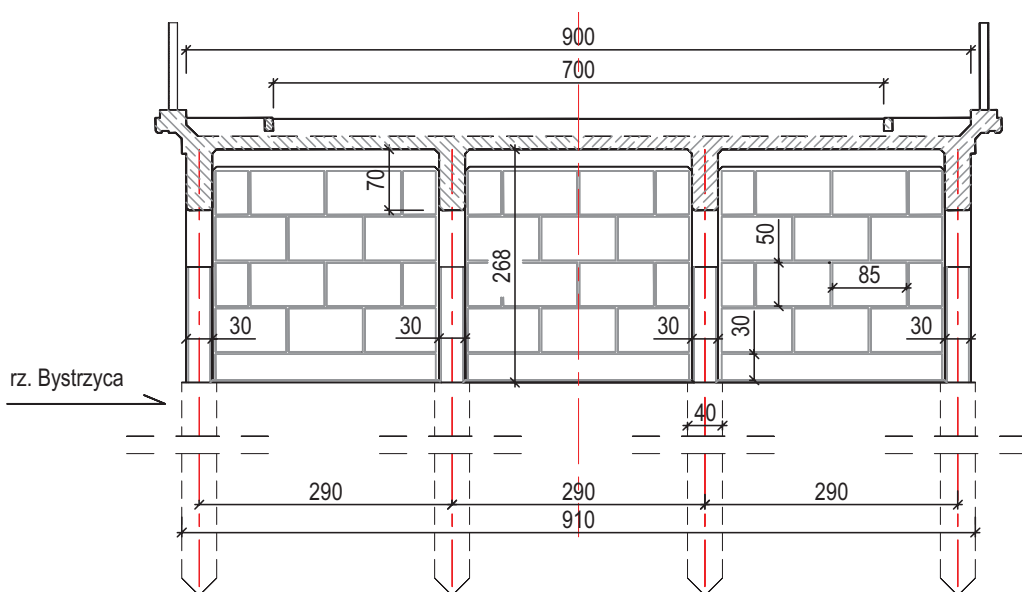
Teoretycznie jest możliwe rozpoznanie przez zastosowanie metod georadarowych, chociaż pewniejsza jest ocena przez lokalne odślonięcie przyczółka. W jednym i drugim przypadku musi to być badanie za zgodą właściwego urzędu konserwatorskiego.

Most nie był nigdy właściwie utrzymywany, dlatego na ścianach czołowych przyczółków są wyraźne osady po stanach wód wysokich sprzed wielu lat (rys. 26 i 30a). Odnosząc się do bardzo szczegółowych spostrzeżeń, odnotowano, że przyjęty w projekcie stan wody wysokiej spiętrzonyj (W.W.Sp. – projektowy stan miarodajny do wyznaczenia światła mostu) jest zgodny z poziomem wyznaczonym przez ślad osadów wody wysokiej. Jest to poziom o 65 cm poniżej spódów belek głównych (na rys. 16 z dokumentacji projektowej, przy oznaczeniu tego dystansu omyłkowo zapisano 0,35 m). Stąd ponownie na zasłużone słowa pochwały zasługują ówcześni projektanci, tym razem dotyczące właściwego projektowania mostu w zakresie analizy hydrauliczno-hydrologicznej.

Współcześnie obowiązuje ostrzejsze kryterium projektowania nowych mostów. Minimalna wysokość prześwitu między poziomem wody miarodajnej a spodem ustroju nośnego wynosi min. 1,0 m.



Rysunek 26. Wysoka woda w czasie powodzi w 1947 r.³



Rysunek 27. Przekrój poprzeczny z widokiem na ścianę przyczółka [cm]

W przypadku mostów w Lublinie nie ma zagrożenia wysokimi splywami wód, przy czym przez wysoki rozumie się tu poziom porównywalny do tego odnotowanego na moście

³ Zdjęcie zamieszczono dzięki zgodzie ośrodka Brama Grodzka Teatr NN; http://biblioteka.teatrnn.pl/dlibra/Content/14778/200810062153280.905.007.jpg?handler=mono-jpg_js [dostęp: 10.02.2014].

na Kalinowszczyźnie. Poziom miarodajny w rzece Bystrzycy jest niższy, odpowiada prawdopodobieństwu o wartości $p = 2\%$ wystąpienia wody wysokiej, czyli maksymalnemu poziomowi wody z interwału czasu 50 lat. Obniżone kryterium prawdopodobieństwa p na rzece Bystrzycy wynika z regulacji wypływu wody ze zbiornika w Zemborzycach, oczywiście przy założeniu, że zbiornik wodny funkcjonuje prawidłowo.

Podczas omawiania przyczółków niezbędne jest kolejne odniesienie do mostu w ciągu ul. Zamojskiej. Tam czołowa ściana przyczółka jest skromniejsza – to gładka ściana o wysokości zbliżonej do wysokości filarów, mierzonej od poziomu lustra wody w rzece. Tymczasem w moście na Kalinowszczyźnie ściana czołowa jest znacznie niższa (268 cm) w porównaniu z filarem (425 cm). Zamiast płaskiej powierzchni ściany czołowej zastosowano boniowanie o podstawowym module 85×50 cm (rys. 27).

Dalej zamieszczono zdjęcia fragmentów mostu wykonane w październiku 2013 r., ukazujące szczegóły rzeczywistego stanu obiektu. Obraz mostu widziany z poziomu rzeki (od spodu) przypomina kadry z filmu Johna Carpentera *Ucieczka z Nowego Jorku*⁴ (rys. 28).



Rysunek 28. Widok od spodu: a) w stronę rzeki, b) w stronę przyczółka od wschodu

Powierzchnie elementów konstrukcyjnych są zanieczyszczone, wszechobecny brud jest potęgowany przez porzewiałe rury czynnych i nieczynnych mediów miejskich. Pomimo to można dostrzec estetykę wywołaną regularnym i pieczołowitym kształtowaniem elementów. Płaskość powierzchni, równe fazowania krawędzi, pion i poziomy – ładnie zbiegające się w perspektywie – powodują odczucie harmonii, a nawet relaksu.

W przypadku tego obiektu zejście pod most rodzi stan dialektyczny – z jednej strony fizyczny stan lękowy, powodowany świadomością obcowania z upadkiem, i jednocześnie odczucie synergii rozwijającej się wraz z dostrzeganiem dokładności, regularności i prostokreślności (rys. 29).

Odnotowano relatywnie stabilny stan wcześniej rozpoznanych (2008) ubytków otuliny betonowej (rys. 31), przy czym w przypadku pokazanym na rys. 31a widoczny jest postęp korozji zbrojenia.

⁴ *Escape from New York*, film science fiction z 1981 r., reżyser i scenarzysta – John Carpenter.



Rysunek 29. Filary mostu na Kalinowszczyźnie – perspektywa



a)



b)

Rysunek 30. Widoki na spód mostu, inwentaryzacja szczegółów architektonicznych: a) boniowanie oraz ślad wody miarodajnej, b) fazowanie krawędzi



a)



b)

Rysunek 31. Ubytki otuliny betonowej: a) skrajne dźwigary od napływu, b) elementy filarów

2.4. Korozja mostu

Nawierzchnia na moście została wykonana z asfaltu lanego, który jest w znacznym stopniu powłoką szczelną. Niemniej korozja betonu, może nieco wolniej, postępuje systematycznie. Widoczne są odsłonięcia zbrojenia głównego na belkach skrajnych z obu stron mostu. Jesienią 2013 r. zaobserwowano jej znaczne postępy. Na terenie pod mostem można znaleźć odspojone na skutek korozji prętów zbrojeniowych mniejsze i większe fragmenty otuliny. Najdłuższy miał długość ~ 1 m (rys. 32). W tych miejscach postępuje wzmożona korozja odsłoniętego zbrojenia głównego i strzemion. Pojawiły się także powierzchniowe odspojenia betonu. Jak zwykle w przypadku mostów betonowych zniszczenia korozyjne powstają w obszarze belki gzymsowej, na kapinosie.

W obszarach odsłonień pomierzono średnice prętów gładkich zbrojenia, które wynoszą 28 mm. W konstrukcjach Hennebique'a jako strzemię stosowano blachę bednarke o przekroju poprzecznym 30×3 mm.



Rysunek 32. Odsłonięcia prętów zbrojenia głównego belki skrajnej, powstałe w 2013 r.



a)



b)

Rysunek 33. Korozja żelbetu belek i płyty pomostu: a) przęsło skrajne od strony Kalinowszczyzny, b) przeciwległe przęsło skrajne

Za sprawą korozji, widocznych na zdjęciach, wyraźnie widać pręty zbrojenia głównego belek. W belkach skrajnych w kilku częściach przęsłowych pręty są całkowicie odspojone od betonu i zbrojenie pracuje jako ściąg lub nie pracuje wcale. Eksploatacyjnie jest to stan graniczny, a w sensie normowym żelbet przestał funkcjonować. Dzięki temu jest pewność, że założony w projekcie sposób zbrojenia został zrealizowany i na pewno mamy trzykrotne pręty zbrojenia głównego.

2.5. Analiza schematu statycznego mostu

Schemat statyczny mostu nie jest optymalny, a zatem trudny. Początek XX w. to okres, kiedy powszechne było stosowanie metod graficznych analizy konstrukcji, w tym w szczególności była to metoda Ch. O. Mohra (1835–1918). Jak wyznaczano siły wewnętrzne do projektu mostu na Kalinowszczyźnie – nie wiadomo. Na pewno nie był to schemat przestrzenny, raczej ramownica płaska, a może nawet tylko belka ciągła.

Jak dalej będzie wykazane, lubelskie mosty Hennebique'a były powieleniem technologii i konstrukcji mostów drewnianych. W takim wariacie stosowanie równych rozpiętości przęseł ustroju nośnego było powszechne, a wyteżenia w nich wszystkich były z dobrym przybliżeniem sobie równe, co wynikało z domyślnego schematu belki swobodnie podpartej w każdym z przęseł.

Poniższa analiza nie prowadzi do wyznaczenia sił wewnętrznych w schemacie statycznym mostu, nie jest to zatem analiza ilościowa. Celem jest jakościowa ocena różnic momentów zginających i ich dystrybucji, spowodowanych przez porównanie schematu rzeczywistego ze schematem, który dzisiaj uznaje się za optymalny, tj. taki, w którym elementy konstrukcji są w przybliżeniu wyteżone tak samo.

W modelach konstrukcji uwzględniono istnienie zmiennej wysokości dźwigara, przy czym zwiększona ilość materiału nad filarami powoduje redukcję rozpiętości przęsłowej, co zostało uwzględnione przez zastosowanie dodatkowych zastrzałów przegubowych, modelujących rzeczywisty rozkład materiału w belce.

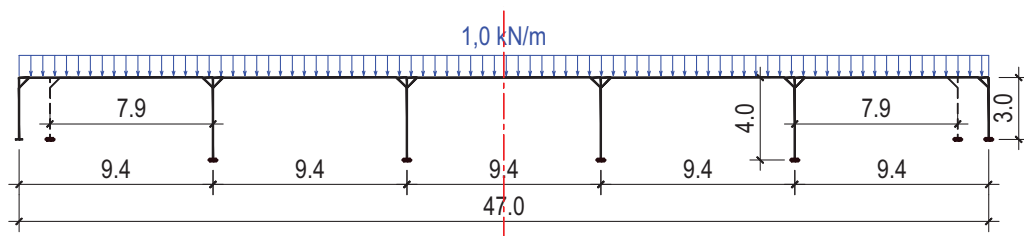
Efekt fundamentowania na palach sprowadzono do utwierdzenia w poziomie terenu. Wymiary słupów i belek przyjęto na podstawie wyników inwentaryzacji.

Poniżej zamieszczono kilka przypadków modelu płaskiego z podaniem wykresów momentów zginających w celu wykazania relatywnej złożoności ocen wyteżeń przy różnych – choć najprostszych – schematach mostu.

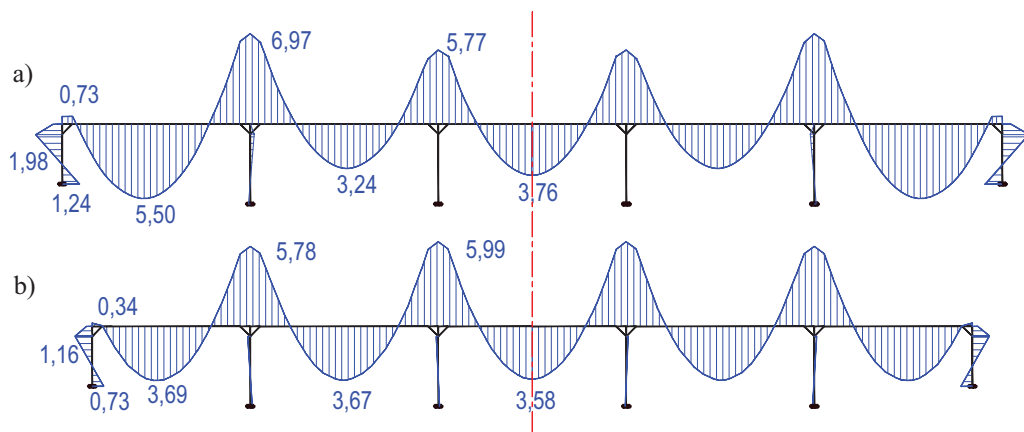
Przyjęto, że obciążenie jest charakterystyczne, odcinkami równomierne o wartości 1,0 kN/m. Rozpatrzono dwa sposoby obciążenia:

- I. obciążenie równomierne na całej długości ramy, co może odpowiadać oddziaływaniu ciężaru własnego;
- II. obciążenie występuje w przęśle skrajnym i środkowym – jest to schemat wywołujący ekstremum momentu zginającego w przęśle skrajnym.

Schemat I jest w swych efektach zbliżony do stanu ekstremalnego momentów nad filarami. W przypadku schematu II przyłożenie obciążeń w przęsłach przyskrajnych wywołuje w nich ekstremalne momenty przęsłowe o wartościach zbliżonych do momentu zginającego w przęśle pierwszym przypadku I.



Rysunek 34.1. Obciążenie I – równomierna gęstość liniowa na całym ryglu ramownicy [m]



Rysunek 34.2. Obciążenie I – wykresy momentów zginających [kNm]: a) ramownica mostu, b) ramownica ze zredukowanymi rozpiętościami przęseł skrajnych

Aby wykazać brak optymalizacji w przyjęciu rozpiętości przęseł, zamieszczono również przykład, w którym rozpiętość skrajnego przęsła jest zredukowana w stosunku do przęseł wewnętrznych do:

$$L_{skr.}^{(zred)} = 9,4 \cdot 0,84 = 7,9 \text{ m.} \quad (2)$$

Na skutek założenia, że analiza ma charakter jakościowy, pomija się to, że schemat statyczny mostu referencyjnego – ze zredukowaną długością przęseł skrajnych – jest krótszy od schematu mostu rzeczywistego. Wnioski dotyczące rozpatrywanej ramy dotyczą także ustroju belkowego ciągłego.

Porównując dystrybucje momentów zginających z rys. 34.2a i 34.2b, stwierdza się:

ad rys. 34.2a

- występuje przeciążenie przęsła skrajnego w odniesieniu do przęsła sąsiedniego. Jest to:

$$\delta_{1(1)} = \frac{5,50}{3,24} = 1,7; \quad (3)$$

- jest czytelne przeciążenie momentu nad filarem pierwszym do momentu na filarze sąsiednim w wymiarze:

$$\delta_{1(2)} = \frac{6,97}{5,77} = 1,2; \quad (4)$$

ad rys. 34.2b

- rozpatruje się analogiczne miary, które odpowiednio wynoszą:

$$\delta_{2(1)} = \frac{3,69}{3,67} = 1,006, \quad (5)$$

$$\delta_{2(2)} = \frac{5,78}{5,99} = 0,965. \quad (6)$$

Zalety stosowania zredukowanych przęseł skrajnych nie wymagają komentarza. Jest jeszcze jeden istotny szczegół, a mianowicie przy porównywaniu wartości momentów zginających w skrajnym słupie (przyczółku) występuje redukcja wartości o około 60%, tj.:

$$\delta_{1-2(3)} = \frac{1,16}{1,98} \approx \frac{0,73}{1,24} \approx 0,59. \quad (7)$$

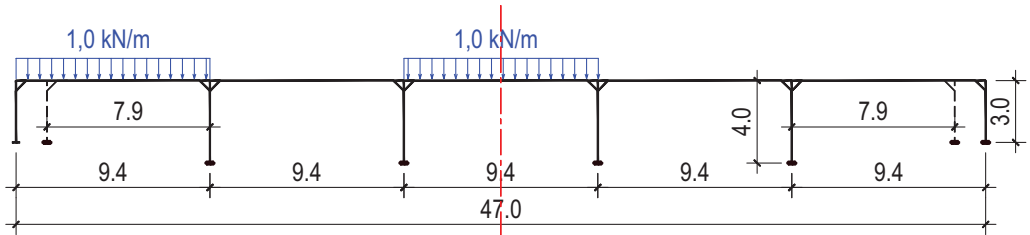
Wyznaczono dystrybucje momentów zginających wg schematu II, ponownie rozpatrując ramę o równych rozpiętościach rygli i jako porównawczy wariant, gdy skrajne rozpiętości są zredukowane.

W tym przypadku, stosując analogiczne proporcje, wystarczy bezpośrednie porównanie wartości momentów zginających, występujących w skrajnych przęsłach oraz na skrajnych słupach, które odpowiednio przyjmują wartości:

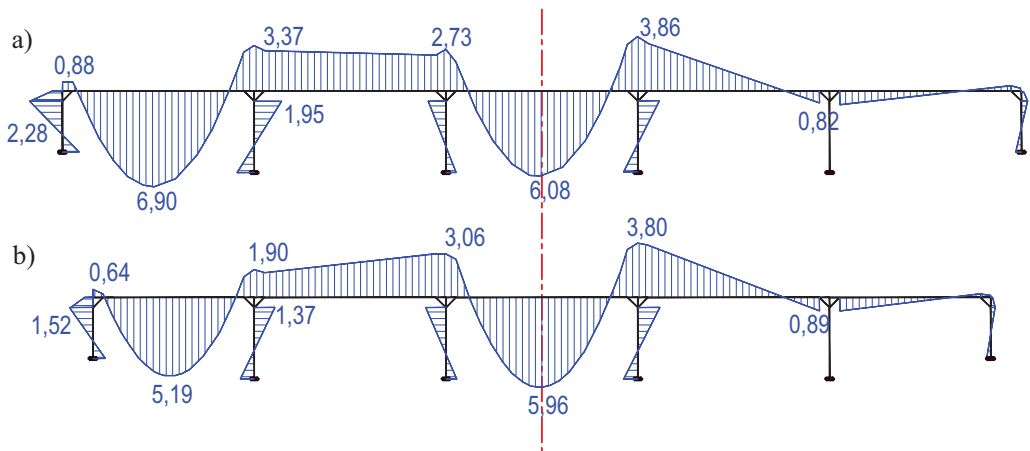
$$\delta_{1-2(4)} = \frac{5,19}{6,90} = 0,75, \quad (8)$$

$$\delta_{1-2(5)} = \frac{1,52}{2,28} \approx \frac{0,81}{1,21} \approx 0,67. \quad (9)$$

Reasumując – przeprowadzona analiza wykazuje, że zastosowany w moście na Kalinowszczyźnie, ale także i w ciągu ul. Zamojskiej, schemat jest we współczesnych kategoriach nieoptymalny.



Rysunek 35.1. Obciążenie II – równomiernie obciążone skrajny i środkowy rygiel ramownicy [m]



Rysunek 35.2. Obciążenie II – wykresy momentów zginających [kNm]: a) ramownica mostu, b) ramownica ze zredukowanymi rozpiętościami przęseł skrajnych

2.6. Nośność przęsłowa belki teowej

Dysponując fragmentem *Rysunku ogólnego*, który pokazuje przekrój poprzeczny mostu ze zbrojeniem (rys. 23), można wyznaczyć nośność dźwigara teowego w strefie przęsłowej. Nośność będzie obliczona wg zasady naprężeń liniowych (NL). Budownictwo mostowe jest w tym zakresie słusznie konserwatywną gałęzią budownictwa. Metoda NL w przypadku przekroju pojedynczo zbrojonego zakłada, że rozkład naprężeń normalnych w strefie ściskanego przekroju belki jest liniowy – trójkątny, podczas gdy rozciąganie jest przenoszone przez zbrojenie. Jest to metoda wywodząca się od Neumana, Coigneta, Tedesco (ok. 1900 r.) (rys. 6).

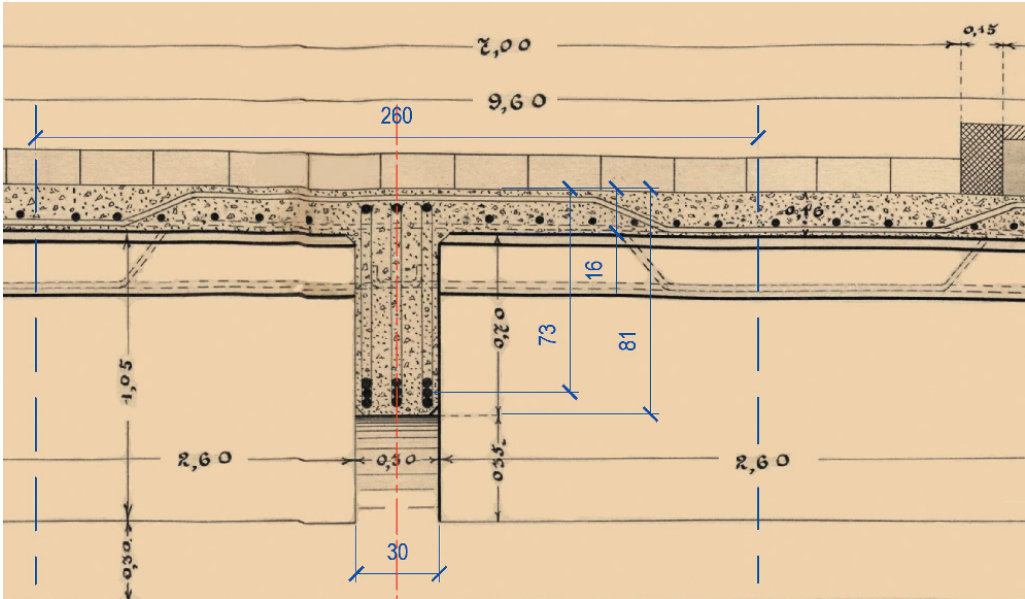
Do obliczeń przyjęto wartości charakterystyczne wg PN-EN 1992-1-1:

- beton klasy C16/20 – $f_{ck} = 16$ MPa, $E_{cm} = 29$ GPa,
- stal klasy S235 – $f_{yk} = 235$ MPa, $E_s = 210$ GPa, $A_s = 9\varphi 28 = 0,00554$ m².

Stąd

$$n = \frac{E_s}{E_{cm}} = 7,24 \approx 7. \quad (10)$$

Wstępnie przyjęto szerokość współpracującą i zastosowano regułę z okresu projektowania mostu, tj. równą rozstawowi dźwigarów. Pozostałe wymiary wynikają z geometrii pokazanej na rys. 36.



Rysunek 36. Wymiary dźwigara teowego mostu na Kalinowszczyźnie; oryginalne [m], dopisane [cm]

Przyjęte wartości do obliczeń:

- $b_{eff.} = 2,6 \text{ m}$,
- $b = 0,3 \text{ m}$,
- $t = 0,16 \text{ m}$,
- $d = 0,73 \text{ m}$.

Stosując wzory metody NL, wyznaczono:⁵

- wysokość strefy ściskania betonu:

$$x_0 = 0,135 \text{ m} < t = 0,16 \text{ m}, \quad (11)$$

⁵ Patrz np. Załącznik 1 do normy PN-91/S-10042.

stąd wnioskujemy, że przekrój jest pozornie teowy i należy go wymiarować jako prostokątny o szerokości $b = b_{eff}$. Stosując odpowiednie wzory, znajdujemy:

$$x_1 = 0,133 \text{ m,}$$

nośność ze względu na beton przy założeniu wystąpienia w skrajnych włóknach betonu naprężeń granicznych f_{ck} wynosi:

$$M_c = 3,805 \text{ MNm,}$$

nośność ze względu na stal przy założeniu wystąpienia w osi przechodzącej przez środek masy stali naprężeń granicznych f_{yk} :

$$M_s = 0,893 \text{ MNm.}$$

Nośność wyznacza się jako:

$$M_{Rk}^* = \min \{M_c ; M_s\} = 0,893 \text{ MNm.} \quad (12)$$

W rzeczywistości o stanie granicznym nośności decyduje naprężenie f_{yk} , występujące we włóknach dolnych stali (nie w środku masy stali). Stosując zasadę płaskich przekrojów obowiązującą w przypadku metody NL, znajdujemy w przybliżeniu wartość naprężenia miarodajnego w środku masy stali równą:

$$\sigma_s = 222,22 \text{ MPa,}$$

a stąd:

$$M_{Rk} = M_s \frac{\sigma_s}{f_{yk}} = 0,844 \text{ MNm.} \quad (13)$$

Przechodząc do wartości obliczeniowych, szacujemy wartość obliczeniowego momentu granicznego, stosując dzielenie przez materiałowy częściowy współczynnik bezpieczeństwa $\gamma_s = 1,15^6$, uzyskując:

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma_s} = \frac{0,844}{1,15} = 0,73 \text{ MNm.} \quad (14)$$

W uzupełnieniu, uwzględniając współczesne metody wymiarowania, wyznaczono szerokość współpracującą na podstawie PN-EN 1992-1-1 (wzór 5.7). Szerokość współpracująca jest uzależniona od usytuowania przęsła w moście, w przypadku przęsła skrajnych $l_0 = 0,85l_{skr}$, przy przęsłach pośrednich $l_0 = 0,7l_{post}$. Stąd uzyskano:

$$\begin{aligned} b_{eff}^{PN-EN} &= b_w + \sum b_{eff,i} = b_w + \sum (0,2b_i + 0,1l_0) = \\ &= \min \left\{ 0,3 + 2 \left(0,2 \cdot 2,6 + 0,1 \left[\begin{array}{l} 0,85 \\ 0,7 \end{array} \right] 9,4 \right) \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,93 \\ 2,66 \end{array} \right\} > b_{eff} = 2,6 \text{ m,} \end{aligned} \quad (15)$$

a to oznacza, że wyznaczona wartość nośności charakterystycznej (13) jest prawidłowa.

⁶ PN-EN 1992-1-1, Tablica 2.1N.

Jak już wcześniej zapisano, podobnie jak obecnie w przypadku mostów, każdy pręt zbrojenia głównego został objęty strzemieniem. Natomiast nie dostrzeżono strzemienia obwodowego całości zbrojenia. Na rys. 23 w belkach skrajnych, w ich zewnętrznych częściach, zastosowano zredukowaną liczbę prętów zbrojeniowych, jest ich tam 2 szt. (pręt dwukrotny), co odpowiada płaskiej interpretacji ustroju nośnego, polegającej na przyjęciu, że podstawowe ciężary występujące na jezdni mostu przede wszystkim obciążają belki usytuowane pod jezdnią, natomiast belki skrajne są niedociążone. Tak może być w przypadku mostów bez odpowiednio sztywnych poprzecznic. Z drugiej strony efekt sztywności tarczowej ustroju nośnego powoduje redystrybucję obciążenia w przekroju poprzecznym, zgodną z koncepcją J. Courbona⁷, wg której uznaje się obecnie, że przeciążone są dźwigary skrajne.

2.7. Uspołecznienie mostu

W opracowaniach dotyczących mostów funkcjonuje niesformalizowana teza, że most powinien być konstrukcją żywą, potrzebną społeczeństwu. Jeśli występuje stan przeciwny, most określa się jako martwy.

Pierwszy most M. Lutosławskiego w Lublinie jest konstrukcją użyteczną dla mieszkańców Kalinowszczyzny. Zaobserwowano, że jest wykorzystywany jako ciąg pieszy na trasie do usytuowanego w sąsiedztwie osiedla kompleksu handlowo-usługowego.



a)



b)

Rysunek 37. Nowa rola transportowa mostu – kładka pieszo-rowerowa: a) widok w kierunku centrum handlowego, b) w kierunku osiedla Kalinowszczyzna

W ostatnich latach władze miasta, ze względu na zatłoczenie ulic ruchem samochodowym, przywiązują dużą wagę do rozdzielania form transportu. Jedną z nich jest ruch rowerowy, który dodatkowo ma walor rekreacyjny. Przez most biegnie ścieżka rowerowa, która jest arterią wzdłuż rzeki Bystrzycy na kierunku S-N w granicach miasta. W celu zapewnienia bezpieczeństwa uczestników ruchu pieszego i rowerowego na moście oraz jego dojazdach wprowadzono segregację tych form ruchu.

⁷ J. Courbon, *Calcul des ponts à poutres multiples solidarisées par des entretoises*, 1940. Patrz też: J. Grycz, *Metody analizy statycznej układów utworzonych z płyt i belek*, 1973; S. Karaś, *O metodzie J. Courbona*, 2011.

3. Drugi most Mariana Lutosławskiego w Lublinie

3.1. Most w ciągu ulicy Zamojskiej

17.07.1909 r. ukończono budowę mostu w ciągu ul. Zamojskiej, po czym oddano go do użytkowania. Został wpisany na listę zabytków pod oznaczeniem A/956 z datą 31.12.1987 r. Oba mosty M. Lutosławskiego są zabytkami o historycznej wartości, niemniej formalne przypisanie mostu z ul. Zamojskiej uchroniło go przed rozbiórką w końcu lat 80. XX w. Jego historia jest lepiej udokumentowana w porównaniu z losami mostu z 1908 r., jednakże i tu występują liczne braki. Najbardziej dotkliwe są braki dokumentacji technicznej mostu z czasu wznoszenia obiektu, w szczególności projektowych rysunków technicznych. Z czasów przedwojennych zachowały się pojedyncze zdjęcia i wzmianki z prasy lubelskiej. W zakresie szczątkowym zachowała się dokumentacja z prowadzonych badań, napraw i remontów w od lat 60. do 90. XX w. W zaistniałej sytuacji wytworzenie danych technicznych o moście było jednym z celów działań na rzecz restauracji obiektu. Ich efekty pokazano na rys. 38.



Rysunek 38. Most w ciągu ul. Zamojskiej, stan z 2004 r.

Podczas ponownego otwarcia mostu – po renowacji w lipcu 2013 r. – mostowi w ciągu ul. Zamojskiej nadano imię Mariana Lutosławskiego.

Jego lokalizacja ma charakter nieprzypadkowy. Pierwszy udokumentowany historycznie i kartograficznie most w ciągu traktu zamojskiego datowany jest na drugą połowę XVIII w. w tym samym miejscu, co most istniejący obecnie. Miejsce to od zarania dziejów spełniało rolę przeprawy przez dolinę Bystrzycy w formie brodu czy mostu. Jeszcze w pierwszej połowie XX w. stosowano zasady właściwej lokalizacji przepraw mostowych¹, tj. uwzględniano m.in.:

- zwartości przekroju koryta rzeki, co decydowało w dużym stopniu o optymalnej długości mostu;
- sytuowanie na prostoliniowym odcinku cieku, tj. tam, gdzie profil koryta jest stabilny, a rozmycia niewielkie;
- zasadę, by proporcja między kosztami budowy podpór a kosztami budowy ustroju nośnego oscylowała wokół jedności.

Wraz z rozwojem technologii budowlanych i stosowaniem specjalistycznych maszyn te kryteria znacząco osłabły, a dziś obserwujemy nawet rodzaj wyścigu, gdzie forma mostu jest znacząco oderwana od jego funkcji, dochodząc czasem do stanów i kształtów utrudniających użytkowanie obiektów².

W maju 1908 r. nie było dyskusji co do położenia planowanego mostu żelbetowego. Było to miejsce, w którym wcześniej istniał most drewniany³. Komisje Gubernialna i Magistratu Lubelskiego oceniły aktualny stan istniejącego mostu przez Bystrycę. Opinia brzmiała: *z powodu ognicia belek dębowych oraz kompletnego zrujnowania drewnianych wiązań most grozi katastrofą*⁴. Uznano, że nie należy już ulepszać starego mostu, lecz wybudować nowy.

Całościowy koszt remontu w 1903 r. wyniósł 6053 rb. 61 kop., w tym 5370 rb. za koszty i wynagrodzenie dla głównego wykonawcy. Suma wszystkich remontów i reperacji przeprowadzonych do 1908 r. wynosiła 17 067 rb. 87 kop., co przewyższało koszt budowy (14 917 rb. 18 kop.). W owych latach most żelbetowy był uznawany „za niewymagający remontów”.

¹ H. Czudek, W. Radomski, *Podstawy mostownictwa*, 1974.

² Przykłady: Ponte della Costituzione w Wenecji, Puente Barra Maldonado w Urugwaju, łukowa kładka dla pieszych w Lublinie nad ul. Filaretów.

³ *О постройке вместо деревянного железного моста на р.Быстрице и...*, APL, nr kat. 6501.

⁴ *Об осмотре и ремонте моста на р. Быстрице по Замойской улице в г. Люблине 1903–1904*, Archiwum Państwowe Lublina, nr kat. 6513.

3.2. Przetarg na budowę mostu

Łącznie wpłynęły trzy oferty: dwie przygotowane przez biura inżynierów Grabowskiego, Trzycińskiego i Wróbla o kosztach odpowiednio 26 000 rb. i 40 000 rb. oraz trzecia M. Lutosławskiego wyceniona na 32 000 rb. Przetarg wygrał Lutosławski. Jednym z argumentów za wyborem nie najtańszej oferty była dobra marka, jaką sobie wyrobiła firma M. Lutosławskiego podczas budowy sprzed roku mostu na Kalinowszczyźnie.

Kontrakt między inżynierem M. Lutosławskim a magistratem zawarto 11.07.1908 r., składał się z 20 punktów. Skracając nieco listę elementów kontraktu, Lutosławski zobowiązał się w nim – oprócz wykonania obiektu według projektu i kosztorysu – m.in. do następujących prac:

- położenia klinkieru na przejezdnej części mostu i pokrycia trotuarów betonowymi płytami;
- wykonania podjazdów z obu stron mostu, wyłożenia nasypów i podjazdów kamieniem, który dostarczy urząd miasta;
- utworzenia tymczasowego mostu z materiałów pochodzących ze starych mostów w ciągu ul. Zamojskiej i na przedmieściach Kalinowszczyzny, a także, że zrobi objazdową drogę, wyłożoną z kamienia dostarczonego przez urząd miasta;
- rozpoczęcia robót na 14 dni po zawarciu kontraktu i wykonanie wszystkich prac w ciągu 6 miesięcy;
- sfinansowania, w razie gdy zajdzie taka konieczność, dodatkowych materiałów i prac, które nie były przewidziane w kosztorysie;
- używania takich materiałów do prac, których jakość jest potwierdzona przez komisję albo przez osobę wyznaczoną przez magistrat miasta Lublina,
- naprawienia wszelkich usterek, będących skutkiem wykorzystania nieodpowiednich materiałów bądź powstałych z winy pracowników lub innych przyczyn;
- kierowania się normami technicznymi i następującymi wytycznymi (zmianami w projekcie Lutosławskiego, które zostały naniesione przez techników), dotyczący zmiany wysokości balustrady (z 0,95 m na 1,05 m); zbudowania podjazdu ze strony dworca – wykonanie tymczasowego mostu, który powinien być odpowiedniej szerokości, mieć przejścia dla pieszych i ogrodzenie od miejsca pracy budowy.

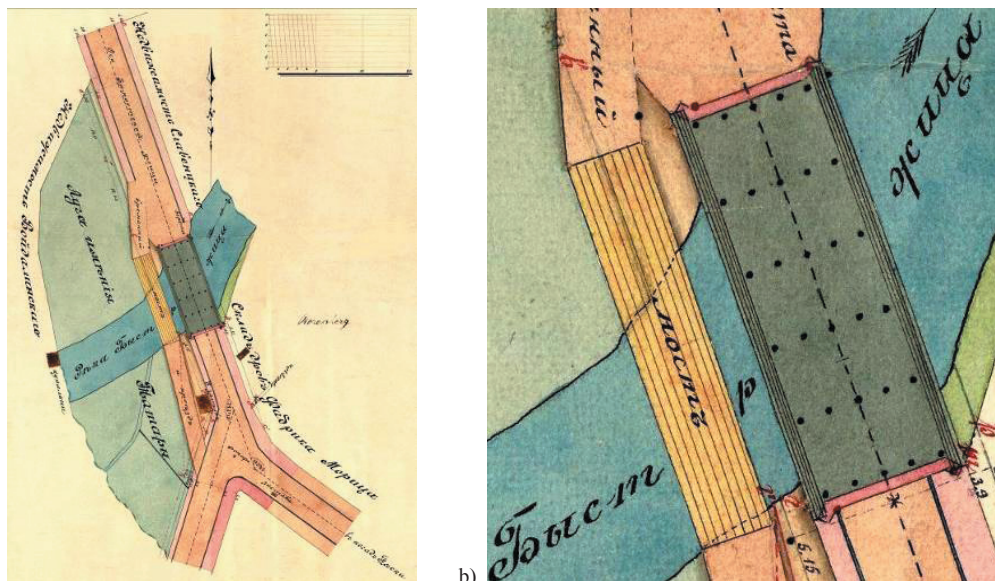
Podsumowując, co do treści i formy kontraktu istnieje wyraźna zbieżność z zakresem i strukturą obecnie stosowanego *Prawa budowlanego* i *ustawy Prawo zamówień publicznych*⁵.

⁵ Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo budowlane; Ustawa z dnia 29 stycznia 2004 r. Prawo zamówień publicznych.

3.3. Budowa mostu

Na rys. 39 zamieszczono obraz inwentaryzacji i plan sytuacyjny z czasu budowy, wykonany z natury w dniach 6–9.07.1908 r. przez miejskiego geodetę M. Jemielianowicza.

W 1908 r. w miejskiej kasie było 94 817 rb. 45 kop., w tym gotówki 16 617 rb. Dlatego magistrat miasta postanowił wziąć pożyczkę na całą kwotę kosztorysową mostu, tj. 32 000 rb., i spłatę rozłożyć na 15 lat z oprocentowaniem 4%.



Rysunek 39. a) plan sytuacyjny mostu w ciągu ul. Zamojskiej, 1908 r., b) powiększenie

Budowę można podzielić na 4 etapy w zależności od rodzaju prac:

- Do 19.08.1908 r. – wykonanie i udostępnienie drogi objazdowej, zakończenie organizacji placu budowy, rozpoczęcie wznoszenia przyczółków.
- Do 27.09.1908 r. – zakończenie drugiego etapu związane z wizytacją komisji na budowie, w trakcie której stwierdzono zakończenie wbijania pali i wybudowanie jednego przyczółka.
- 8.12.1908 r. – po kolejnym, trzecim, etapie nastąpiła wypłata 10 000 rb.
- 11–16.03.1909 r. – zamknięcie etapu czwartego i oddanie mostu stałego, poprzedzone próbami wytrzymałościowymi.

Według opisu z 19.11.1908 r. – *ubijanie betonu na pomoście i trotuarach było zakończone, betonowanie pomostu odbywało się bez przerw technologicznych i podjęte zostały odpowiednie środki w razie obniżenia temperatury otoczenia*. Niskie temperatury spowodowały, że zmniejszono liczbę strażników do ochrony nocą na budowie do dwóch.

Czterem zlecono rozbijanie kry lodowej. Mrozy nie trwały długo, nastąpiło ocieplenie i wystąpił wysoki stan wody w rzece, zagrażający mostowi tymczasowemu. Most tymczasowy ocalał pomimo okresowego zalania obu dojazdów.

9.02.1909 r. architekt miasta zasugerował, aby przeprowadzić próby wytrzymałościowe konstrukcji.

Lutosławski w korespondencji z dnia 17.02.1909 r. uznał konieczność rozbiórki mostu tymczasowego i przeprowadzenia prób. Napisał także: [...] *jeśli zaś most zostałby otwarty przed zezwoleniem na użytkowanie wydanym przez komisję to on może ręczyć za uszkodzenia, które mogłyby być następstwem złej jakości pracy.*

3.4. Obciążenia próbne

W *Akcie prób* jest mowa o przejazdach walca parowego o ciężarze 1000 pudów (1 pud ros. = 160,69 kN) i statycznym ciężarze odpowiadającym obliczeniom. Przejazdy miały miejsce – przy krawężniku, wzdłuż osi mostu i wzdłuż belki, pod którą był przymocowany aparat pomiarowy.

Kolejne odczyty rejestrowały maksymalne wartości przemieszczeń równe odpowiednio w centymetrach: 0,2; 0,3; 0,45.

Na obciążenie statyczne składały się ciężary: w środku przeszła walec parowy, a po bokach na całej szerokości mostu kamienie i betonowe płyty. Wartość momentu zginającego przeszło w przeliczeniu wyznaczono na:

$$M_{projekt} = 16800000 \text{ kGcm (кигр.сант.)} \approx 1,68 \text{ MNm.}$$

Po 1,5 godziny trwania obciążenia, samopiszący aparat pokazał ugięcie mostu 0,9 cm przy dopuszczalnym 1,6 cm. Przeprowadzono oględziny płyty pomostu i belek. Nie stwierdzono żadnych rys.

3.5. Odbiór mostu

Ostateczny odbiór robót nastąpił 17.07.1909 r. Ustalono, że: *podjazdy zostały wykonane prawidłowo, tymczasowy most rozebrany, miejsce po placu budowy posprzątane*⁶.

Prasa lubelska entuzjastycznie przyjęła nowe udogodnienie komunikacyjne. W czasopiśmie „Ziemia Lubelska”, w artykule zatytułowanym: *Most na ulicy Zamojskiej*⁷, czytamy: *Miasto nasze pozyskało monumentalną budowlę stanowiącą i upiększenie i udogodnienie, jest to przytem nakład bardzo ekonomiczny, bo cały most ze wszystkimi robotami dodatkowymi kosztował 32 tysiące rubli, a remont konstrukcji żelazo-betonowej jako zbyteczny nic nie kosztuje. Upiększenie budowli nadaje głównie balustrada oparta na motywach wzorowanych na balustradzie w kościele St.-Séverin w Paryżu.*

⁶ Patrz *Prawo budowlane*, art. 59a., p. 5.

⁷ *Most na ulicy Zamojskiej* [w:] „Ziemia Lubelska”, nr 130, 1909, Lublin.



Rysunek 40. Karta pocztowa z panoramą Lublina od mostu w ciągu ul Zamojskiej⁸

W październiku 1916 r. decyzją magistratu nawierzchnię mostu zabrukowano kostką dębową o wymiarach: $12,5 \times 7,5 \times 15 \div 25$ cm. Każda kostka miała mieć 2 podłużne pasy 3 lub 4 cm szerokości przy cenie 219 koron 82,5 halerzy⁹ za 1 m³ kostki.

Most był intensywnie użytkowany i z czasem tracił swój pierwotny wygląd. Kolejno ulegały wykruszeniu „szyszki” na filarach balustrad mostu. Około 1937 r. rozebrano obeliski-fiale z latarniami, umieszczone na cokołach od strony obu wjazdów na most. Na przełomie lat 1936–1937 nawierzchnia z kostki drewnianej została zastąpiona kostką klinkierową.

3.6. Potyczka

Na moście nastąpiło militarne zdarzenie, wpływające na losy kształtowania się państwowości polskiej. W listopadzie 1918 r. most stał się pozycją obronną dla oddziału dowodzonego przez Rydza Śmigłego, broniącego rezydujący w Lublinie Tymczasowy Rząd Ludowy Ignacego Daszyńskiego. Przeciw nim występowały, właśnie dowieszone kolejną, jednostki Polnische Wehrmacht (PSZ). Starcie było bezkrwawe, a Rydz Śmigły pozycję utrzymał.

⁸ Zaczepnięto ze zbiorów dra L. Gazdy.

⁹ W 1916 r. Lublin został zajęty przez wojska austriackie.

3.7. Czasy po II wojnie światowej

Most szczęśliwie przetrwał II wojnę światową. W latach powojennych przeprowadzono drobne prowizoryczne naprawy: zastąpiono uszkodzone segmenty balustrady murem z cegły ceramicznej, na kostkę klinkierową ułożono nawierzchnię asfaltową.



Rysunek 41. Most w ciągu ul. Zamojskiej, stan z 2008 r.

W 1974 r. stwierdzono znaczne pogorszenie stanu mostu (pismo z 19.12.1974 r. prof. J. Grycza do MZDiM). W styczniu 1975 r. Instytut Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej WSI w Lublinie przedłożył *Analizę statyczno-wytrzymałościową* wykazującą, że największe dopuszczalne obciążenie nie może przekroczyć 8 T/oś pojazdu przy maksymalnej prędkości na moście 10 km/h. W opisie stanu technicznego czytamy: *Jezdnie pomostu zniszczone. Ubytki w nawierzchni uzupełnione asfaltem. Brak właściwej izolacji jezdni jest powodem zacieków i wykwitów solowych w betonie. Największe uszkodzenia wykazuje belka skrajna od strony zachodniej z widocznymi warstwami zbrojenia. Zbrojenie skorodowane z powierzchniowym łuszczeniem stali. Ubytki w betonie, w poprzecznicy z widoczną korozją stali. Wsporniki żelbetowe chodników popękane z licznymi ubytkami betonu. Rysy występują również w jednym prześle płyty.*

Na podstawie *Analizy...* przeglądu technicznego z 2.05.1975 r. i badań makroskopowych elementów mostu z 3.05.1975 r. mgr inż. J. Borkowski – biegły sądowy – opracował ekspertyzę, w której jednoznacznie wskazywał na rozbiórkę mostu i budowę nowego. Wzmocnienie zniszczonych elementów oraz rekonstrukcję brakujących części balustrad i latarni uznał za nieuzasadnione, tym bardziej że pomimo *walorów architektonicznych i osiągnięć technicznych z początku XX wieku most posiada wadę techniczną w postaci przesunięcia osiowości słupów żelbetowych w czasie betonowania.*



Rysunek 42. Mimośrodowe połączenia pala ze słupem filara: a) rozmiar mimośrodów [cm], b) widok na mimośrodę po remoncie

Do czasu wyłączenia mostu z ruchu w opinii zostały zawarte zalecenia:

- wyłączyć z ruchu skrajny pas jezdni o szerokości 1,5 m po stronie od napływu;
- ograniczyć szybkość przejazdu do 10 km/h;
- ograniczyć maksymalne obciążenie osi pojazdu do 15 T.

W przypadku używania mostu przez rok 1976 należało (4.01.1975 r. – doc. E. Olędzki, PL) spełnić warunki:

- ograniczyć największe dopuszczalne obciążenie do 8 T/oś;
- zmniejszyć szerokość jezdni do 1 pasa ruchu w każdym kierunku, wyłączając jednocześnie z ruchu środkową część mostu o szerokości 1,5 m.

W okresie letnim 1975 r. wykonano czasowe wzmocnienie i zabezpieczenie mostu, polegające na ułożeniu na istniejącej konstrukcji pomostu płyty żelbetowej zbrojonej dwukierunkowo. Płyta wzmacniająca miała grubość 10 cm i była zbrojona krzyżowo prętami $\Phi 12$ co 10 cm. Dostosowano się do ograniczenia prędkości i obciążenia.

We wrześniu 1978 r. ponownie przeprowadzono badania. Na ich podstawie dopuszczono:

- zwiększenie ciężaru pojazdów do 20 T,
- podniesienie dopuszczalnej prędkości do 50 km/h.

3.8. Zamknięcie mostu

Dnia 11.02.1985 r. następuje zamknięcie mostu dla ruchu kołowego. Zalecenia rozbiórki mostu nie można było zrealizować z racji wpisu obiektu do rejestru zabytków (A/956, 31.12.1987 r.).



Rysunek 43. Widoki fragmentów mostu, obraz korozji betonu i stali zbrojeniowej: a) tymczasowe wypełnienie balustrady, b) balustrada dla pieszych pozbawiona osłony poręczy i szyszaków, c) odsłonięte zbrojenie główne belki, d) widoczne stalaktydy w miejscach przecieków w pomoście, e) wykruszenie betonu z prefabrykatów balustrady, f) odspojenia betonu, odsłaniające zbrojenie wsporników chodnikowych (2009)

W tej sytuacji MZDiM wystąpił o wykreślenie obiektu z ewidencji zabytków i uzyskał taką (!) decyzję¹⁰. Ostatecznie decyzję o rozbiórce cofnięto.

W kolejnych latach prowadzono naprawy doraźne. Dopiero oddanie do użytku trasy N-S i wybudowanie w sąsiedztwie nowego mostu pozwoliło na ponowne podjęcie tematu zabytkowej konstrukcji.

Powstała kolejna ekspertyza (25.11.1985 r.), wydana przez doc. J. Teligę z Politechniki Warszawskiej. W opinii J. Teliga podkreślił, iż *obiekt badań zasługuje na szczególną uwagę i troskę, należy bowiem do pierwszych polskich obiektów budownictwa żelbetowego*. Ustalono wytrzymałość betonu belek głównych i płyty pomostu na B15, wsporników podchodnikowych zaś na B10¹¹. Przeprowadzone obliczenia wykazały, że most może spełniać funkcję kładki dla pieszych.

Następna ekspertyza została opracowana przez konserwatora mgr. Wojciecha Koziejowskiego w listopadzie 1989 r.¹² Powstały zalecenia odtworzenia stanu pierwotnego, łącznie z brukiem z kostki dębowej. Opracowanie Koziejowskiego zawierało kompletną analizę historyczną i przestrzenną, charakteryzowało się postrzeganiem mostu w perspektywie, którą dziś określa się *zrównoważonym rozwojem*. Koncepcje Koziejowskiego stały się podstawą przy działaniach prowadzących do remontu mostu.

Ostatecznie uznano, że obiekt wymaga kapitalnego remontu – odnowy, a do czasu jego przeprowadzenia może być eksploatowany jako kładka dla pieszych, przy czym remont mostu powinien być wykonany nie później niż do 2003 r. Zdjęcia na rysunkach 43a do 43f przedstawiają zakres korozji i zaniedbań utrzymaniowych mostu.

3.9. Prace diagnostyczne prowadzone przez Katedrę Dróg i Mostów Politechniki Lubelskiej¹³

3.9.1. Zakres badań

Z tej racji, że most z 1909 r. jest zabytkiem, biorąc pod uwagę wartość historyczną obiektu, nie prowadzono badań inwazyjnych, a tylko te, które nie naruszały oryginalnego materiału. Prace prowadzono w latach 2003 i 2004, a zamieszczone poniżej wyniki dostosowano do obowiązujących norm. W zakres badań wchodziły tylko inwentaryzacja oraz badania sklerometryczne. W szczególności nie pobierano próbek materiału skorodowanego ani dobrego. Inwentaryzacja obejmowała wizję lokalną i rozpoznanie obszarów korozji i pomiary niwelacyjne. W dalszej kolejności analizę statyczną konstrukcji, mającą na celu ustalenie klasy nośności mostu.

¹⁰ B. Szmygin, *Most Herkules*, 1987.

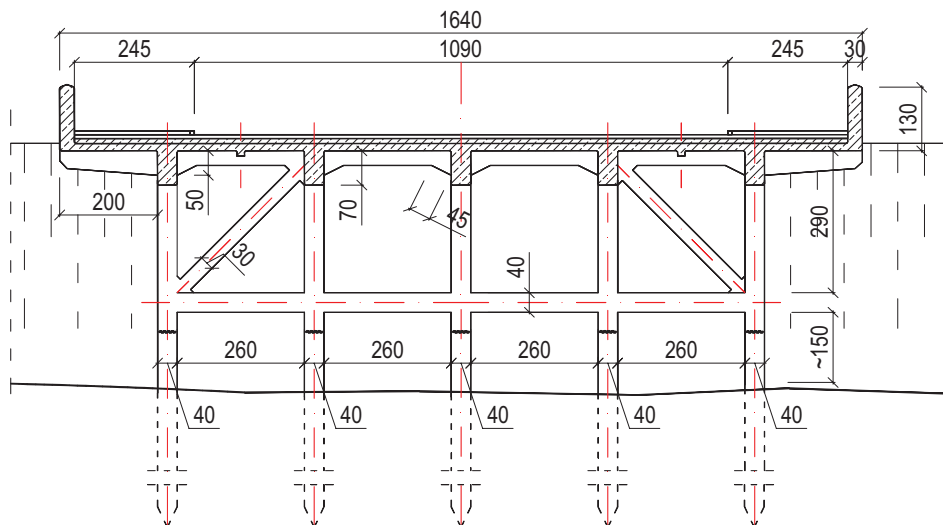
¹¹ Obecnie odpowiednio C12/15 oraz C 8/10.

¹² W. Koziejowski, *Badania historyczne i koncepcja architektoniczna rekonstrukcji wystroju z wytycznymi konserwatorskimi. Lublin – most na Bystrzycy*, 1989.

¹³ Wcześniejsza nazwa katedry to Katedra Budowy Dróg.

3.9.2. Inwentaryzacja

W wyniku inwentaryzacji powstały rysunki techniczne mostu¹⁴. W szczególności ukazano na nich zlokalizowane i rozpoznane formy korozji betonu i stali. Paradoksalnie rozwinięty stan korozji betonu umożliwił pomiar grubości prętów zbrojeniowych oraz rozpoznanie kruszywa zastosowanego w betonach różnych elementów.

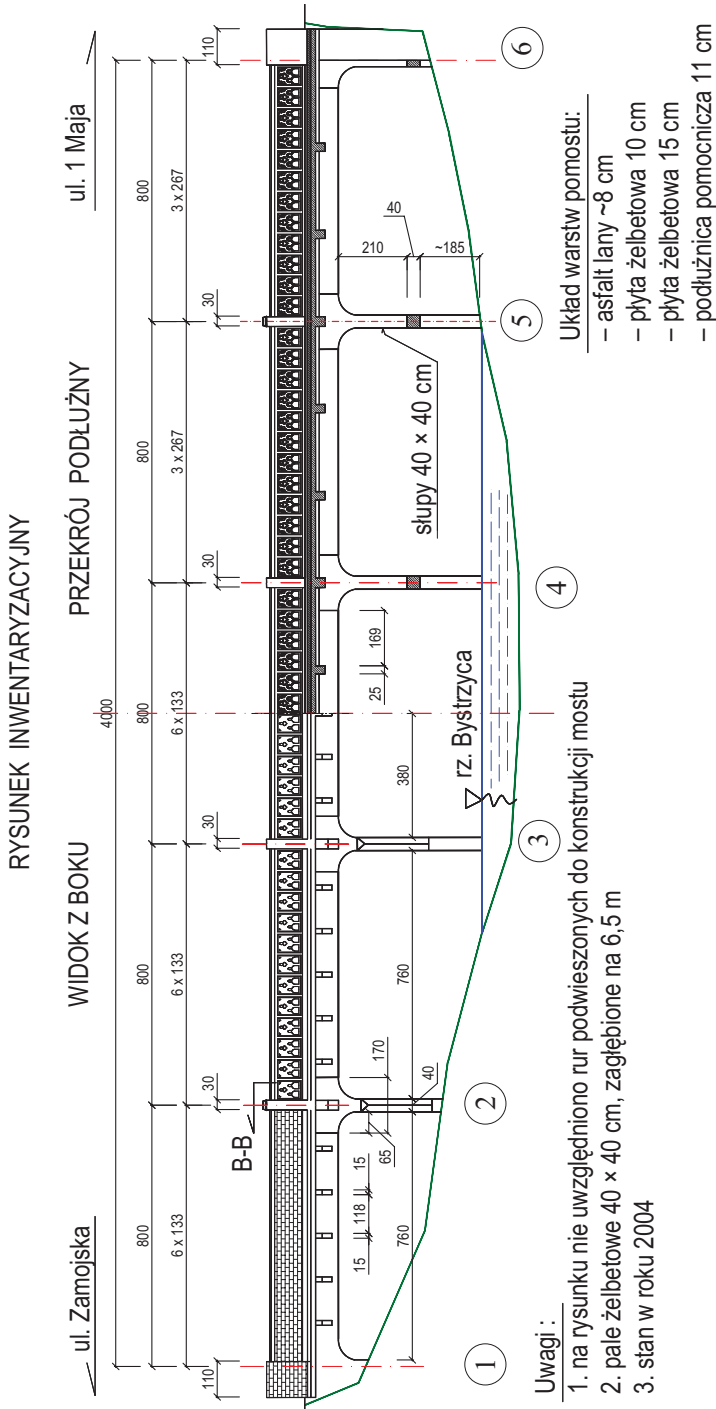


Rysunek 44. Przekrój poprzeczny mostu z wymiarami elementów konstrukcyjnych

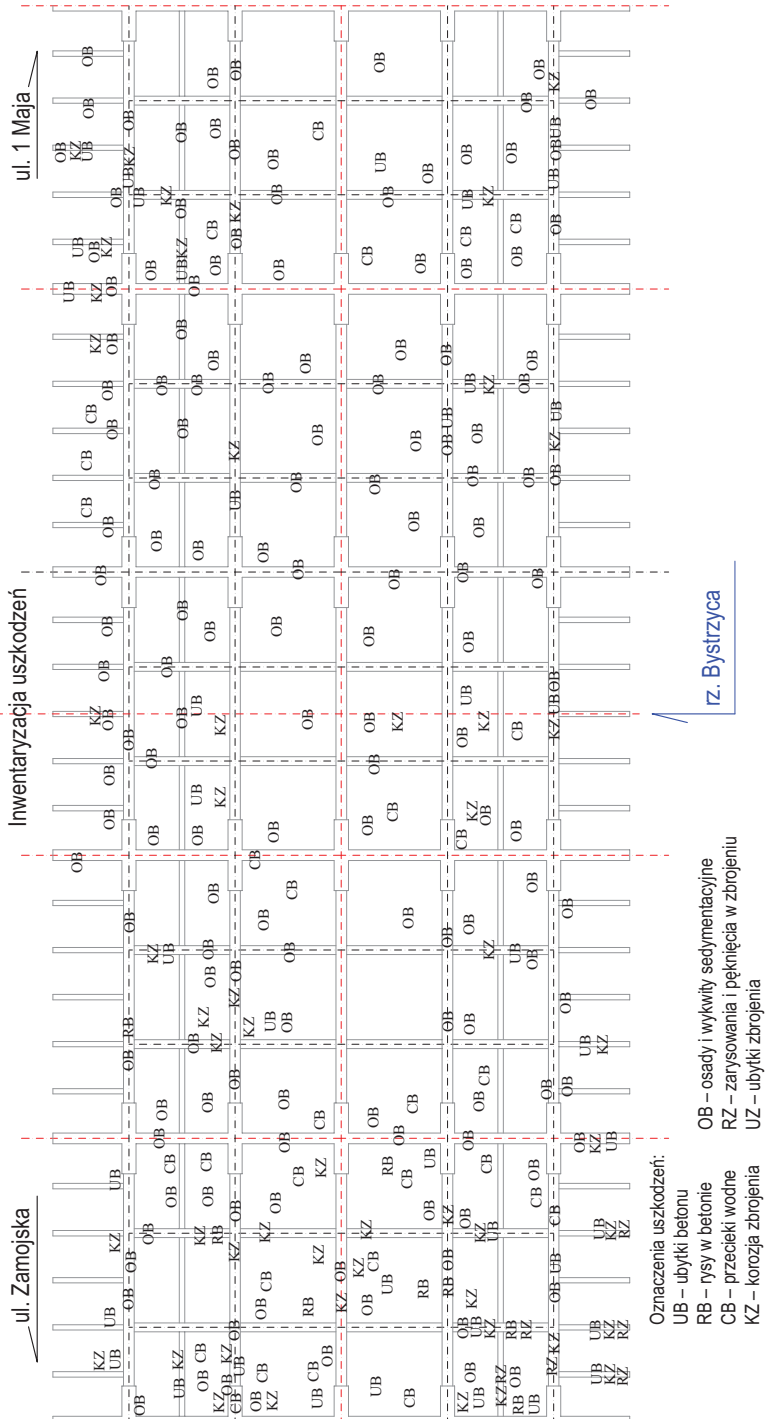
Na podstawie pomiarów stwierdzono, co następuje:

- W elementach nośnych, tj. w palach, słupach, zastrzałach, belkach głównych i pośrednich oraz płycie, zastosowano kruszywo o frakcji grubej, o dominującym maksymalnym wymiarze 20 mm.
- Beton balustrad i dostępnych ścian przyczółków zawiera pospółkę o dominującej frakcji ziarna 10 mm.
- Zbrojenie główne i rozdzielcze tworzą pręty gładkie, przy czym zbrojenie główne w belkach to pręty $\varphi = 32$ mm oraz $\varphi = 20$ mm, a w płycie rozdzielcze $\varphi = 14$ mm – wszystkie pręty ze stali gładkiej.
- Zastosowano strzemiona z blachy bednarki o szerokości 40 mm i grubości 4 mm.
- Od strony napływu na skrajnych słupach filarów – izbice – z kątownika $\perp 80/80/12$ o długości 196 cm. Niwelacja i pomiary liniowe przedstawiono na poniższych rysunkach.
- Wyniesienie mostu – odwrotna strzałka ugięcia – mierzona od cięciwy wynosi ~ 15 cm, co stanowi w przybliżeniu $1/250$ długości mostu.
- Wymiary są zbieżne z wartościami podanymi w innych opracowaniach (Teliga, Koziejowski).

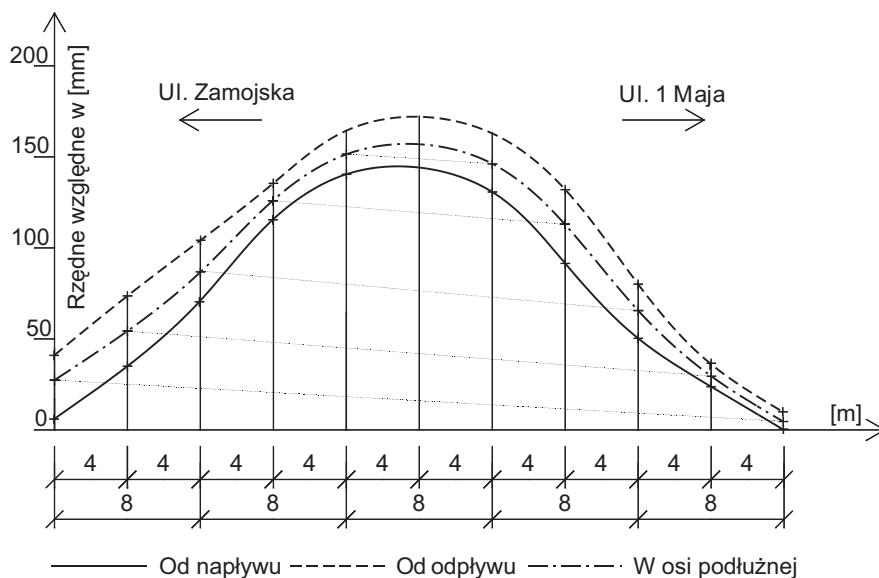
¹⁴ E. Szewczyk, *Koncepcja użytkowania historycznego mostu w ciągu ulicy Zamojskiej...*, 2002.



Rysunek 45. Widok z boku od napływu i przekrój podłużny mostu w ciągu ul. Zamojskiej, 2004 r. [cm]



Rysunek 46. Widok pomostu od spodu – rozpoznane formy korozji stali i betonu, 2004 r.



Rysunek 47. Rezultaty pomiarów niwelacyjnych krawędzi i w osi mostu

3.9.3. Badania sklerometryczne

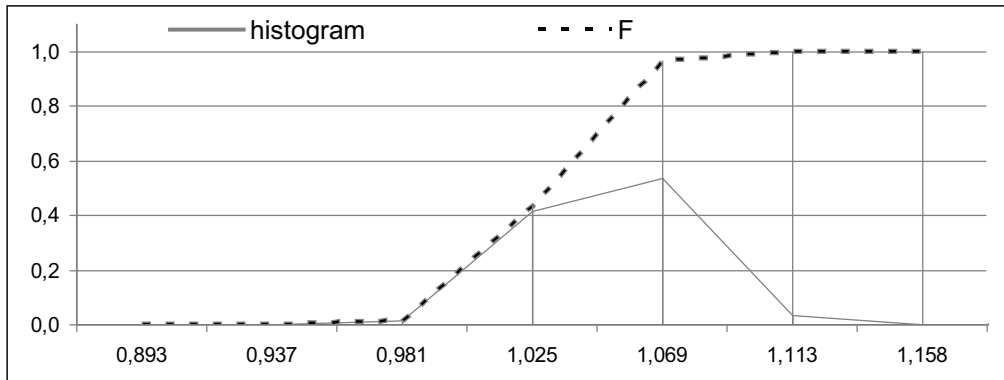
Sklerometria opiera się na zależności między twardością powierzchni betonu a jego wytrzymałością na ściskanie. Odległość odbicia młotka od powierzchni nazywa się liczbą odbicia. Pomiar jest wykonywany za pomocą znormalizowanych młotków Shmidta różnych typów. W przypadku omawianych tu pomiarów był to najpopularniejszy instrument, tj. młotek normalny o symbolu N. Reguły prowadzenia pomiaru liczb można znaleźć w wielu podręcznikach lub normach¹⁵.

W prowadzonych badaniach uwzględniono tylko gładkie i nieuszkodzone powierzchnie betonu. Na rys. 48 przedstawiono częstości występowania wartości liczb odbicia, stosując rozkład normalny Gaussa przez dwie sprzężone wzajemnie charakterystyki: histogram i dystrybuantę.

W wyniku analizy statystycznej uzyskanych wartości liczb odbicia i przy stosowaniu krzywej korelacji między liczbami odbicia a wytrzymałością wyznaczono średnią wytrzymałość betonu na ściskanie w dniu badania, tj. po ~34 220 dniach procesu starzenia się betonu równą:

$$f_{cm} = 37,27 \text{ MPa.}$$

¹⁵ L. Brunarski, L. Runkiewicz, *Podstawy i przykłady stosowania metod nieniszczących...*, 1983. PN-EN 12504-2:2002: Badania betonu w konstrukcjach.

Rysunek 48. Histogram i dystrybuanta względnych (do średniej) liczb odbicia¹⁶

Starzenie betonu jest procesem reologicznym, polegającym na rozwoju krystalizacji w zaprawie cementowej. W wyniku prawidłowego starzenia, tj. niezakłóconego np. korozją lub nadmiernymi zarysowaniami, beton zwiększa swą wytrzymałość i twardość.

W wyniku badania różnych betonów w różnym wieku otrzymuje się niejednakowe rezultaty. W celu ujednoczenia ocen betonów stosuje się klasę wytrzymałości betonu, która jest określana w teście ściskania na próbkach znormalizowanych sześciennych o boku $a = 15$ cm lub walcach o średnicy 15 cm i wysokości 30 cm po 28 dniach dojrzewania w warunkach pielęgnacji próbek. Obecnie stosuje się oznaczenie klasy wytrzymałości betonu jako:

$$C f_{c,cylin} / f_{c,cube}$$

gdzie:

C – jest skrótem od nazwy – klasa wytrzymałości betonu,

$f_{c,cylin}$ – wytrzymałość na ściskanie na próbkach walcowych w MPa,

$f_{c,cube}$ – wytrzymałość na próbkach sześciennych w MPa.

W przypadku zwykłych betonów występuje relacja:

$$f_{c,cylin} \cong 0,8 f_{c,cube} \quad (16)$$

Podana wytrzymałość średnia f_{cm} w chwili badania jest nazywana wytrzymałością doraźną lub faktyczną, patrz PN-EN 13791¹⁷. Znając wartość f_{cm} w chwili badania oraz wiek betonu, można na drodze wykładniczej relacji analitycznej sprowadzić ją do wytrzymałości po 28 dniach, która w warunkach prawidłowo biegnącego procesu starzenia będzie wartością niższą.

¹⁶ Histogram – graficzne, słupkowe przedstawienie liczebności obserwacji w zadanych przedziałach zmiennej. Dystrybuanta – rozkład prawdopodobieństwa.

¹⁷ PN-EN 13791 Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanym...

Klasa wytrzymałości betonu jest zatem jak metryka dla człowieka, sięga do samego początku. Przez odniesienie do klasy wytrzymałości jest możliwa ocena *życia betonu* – tj. pozwala dać odpowiedź na pytanie, czy proces starzenia był prawidłowy czy niewłaściwy? W przypadku nieprawidłowego procesu objawem będzie stagnacja wytrzymałości lub nawet jej obniżenie.

Ponadto na wartości charakteryzujące klasę betonu nakłada się redukcja wynikająca z niejednorodności betonu, wyrażonej współczynnikiem zmienności, przy czym przez współczynnik zmienności – oznaczany na ogół przez v – rozumie się wartość odchylenia standardowego δ ze zbioru charakterystyk badanych elementów betonowych, która jest odniesiona do wartości średniej z tego zbioru:

$$v = \frac{\delta}{f_{cm}} \quad (17)$$

Przy wyznaczaniu wartości wytrzymałości w sensie klasy betonu stosuje się rozkład Gaussa, który uwzględnia statystycznie wpływ niejednorodności w ten sposób, że wyznacza się wartość najniższą z przewyższeniem 5% wg prostego wzoru:

$$C = f_{cm} (1 - 1,54 v) \quad (18.1)$$

lub

$$C = f_{cm} (1 - 1,48 v), \quad (18.2)$$

przy czym 1,54 jest estymatorem stosowanym przed wprowadzeniem norm europejskich, a wartość 1,48 została wprowadzona w normie PN-EN 13791.

O meandrach szacowania klasy betonu, powodowanych różnymi interpretacjami matematycznymi i normowymi, można także przeczytać w licznych artykułach¹⁸.

W analizowanym tu przypadku betonu w konstrukcji mostu w ciągu ul. Zamojskiej rozpoznano beton klasy:

C 16/20,

a to oznacza, że proces starzenia betonu nieskorodowanego biegł prawidłowo. Wzrost wytrzymałości od czasu budowy mostu wyniósł w przybliżeniu:

$$\delta_{94 \text{ lata}} = \frac{37,27}{20} \approx 1,86; (86\%). \quad (19)$$

Na zakończenie opisu rezultatu badań sklerometrycznych ponownie przypomina się, że badane były tylko nieskorodowane powierzchnie elementów mostu, a podany opis jest skrótem pełnej analizy.

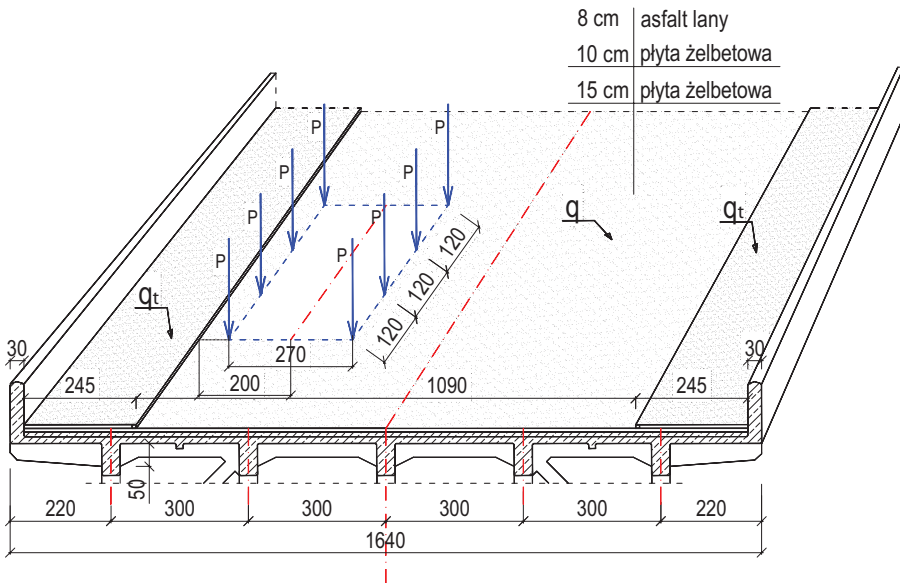
¹⁸ S. Karaś, R. Miśkiewicz, *Ocena wytrzymałości betonu według normy PN-EN 13791*, 2011; A. Moczko, *Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach na podstawie badania odwiertów rdzeniowych w świetle nowej normy europejskiej EN-13791*, 2008.

3.9.4. Analiza statyczna – MES

Zamieszczone poniżej obliczenia przeprowadzono w 2004 r. Od tego czasu wiele się zmieniło w zakresie norm i metod obliczeniowych, jednakże uniwersalność uzyskanych wówczas rezultatów sprawia, że końcowe wnioski są aktualne także dzisiaj.

Ciężary własne konstrukcji i wyposażenia przyjęto na podstawie wymiarów podczas inwentaryzacji. Ciężary te stosowano jako obciążenie stałe.

W 2004 r. obowiązywała norma obciążeń mostowych PN-85/S-10030¹⁹, w której obciążenia mostów drogowych były sprowadzone do obciążenia jezdni za pomocą ośmiokółowego ciągnika oznaczonego literą K, o nacisku koła przy najwyższej klasie obciążenia A równym $P = 100 \text{ kN}$, jako wartość charakterystyczna. Dodatkowo poza ciągnikiem na całej powierzchni jezdni występowało równomierne obciążenie o wartości $q = 4,0 \text{ kN/m}^2$, także jako wartość charakterystyczna. Na chodnikach tłumowi przechodniów odpowiadała wartość charakterystyczna $q_t = 2,5 \text{ kN/m}^2$. Na rys. 49 pokazano w sposób schematyczny obciążenie K, q, q_t które przy różnych ustawieniach ciągnika K na moście prowadzi do obwiedni sił wewnętrznych w elementach mostu.



Rysunek 49. Schemat ustawienia obciążeń K, q, q_t wg PN-85/S-10030 [cm]

Klasa obciążenia A była klasą najwyższą. Po obiekcie zaprojektowanym na klasę A w ruchu zwykłym mogły poruszać się pojazdy o ciężarze max. 50 T. W normie PN-85/S-10030 istniało 5 klas obciążeń mostowych, a ich wzajemne uporządkowanie sprowadzało się do prostego mnożnika, co zaprezentowano w tabeli 2.

¹⁹ PN-85/S-10030 *Obiekty mostowe. Obciążenia.*

Tabela 2. Klasy mostów, obciążenie K-q

Klasa	Mnożnik	P [kN]	K=8P [kN]	q [kN/m ²]	Max ciężar pojazdu [kN]
A	1,0	100	800	4,0	500
B	0,75	75	600	3,0	400
C	0,5	50	400	2,0	300
D	0,4	40	320	1,6	240
E	0,3	30	240	1,2	150

Źródło: opracowanie na podstawie normy obciążeń mostowych PN-85/S-10030.

W normie PN występują dwa stany graniczne. Stan graniczny nośności jest poszukiwaniem ekstremalnej sytuacji ze względu na naprężenia przy częściowych współczynnikach bezpieczeństwa odpowiednio równych:

- przy ciężarach stałych (ciężar konstrukcji i wyposażenie) $\gamma_f = 1,2$,
- obciążenie K, q $\gamma_f = 1,5 / 0,0$,
- obciążenie tłumem $\gamma_f = 1,3 / 0,0$,

gdzie zera oznaczają pominięcie obciążenia lub jego części, jeśli wywołują odciążenie.

Drugim stanem granicznym jest stan użyteczności. W nim poszukiwane są m.in. ekstremalne charakterystyki geometryczne, jak np. ugięcia. W stanie granicznym użyteczności operuje się wartościami charakterystycznymi, tj. przy częściowych współczynnikach bezpieczeństwa równych jedności – $\gamma_f = 1,0$.

Obecnie formalnie obowiązują normy europejskie – Eurokody, dalej będą oznaczane jako PN-EN. W rzeczywistości z różnych względów²⁰ nieformalnie nadal są stosowane stare normy polskie, oznaczane tu przez symbol PN. Normą opisującą obciążenia mostów drogowych jest PN-EN 1991-2²¹, która jest silnie sprzężona z normą ogólniejszą PN-EN 1990²². W normie PN-EN 1991-2 model obciążenia mostów drogowych jest oznaczany jako LM1²³, jest znacznie ostrzejszy w sensie generowanych sił wewnętrznych niż model ze starej normy PN. Wprowadzony model składa się z pojazdów zredukowanych do oddziaływania osi kół samochodowych, występujących na trzech umownych pasach ruchu na moście. Łączne obciążenie charakterystyczne wynosi:

$$Q_k = \alpha_q (600 + 400 + 200) \text{ kN}, \quad (19)$$

przy czym α_q jest współczynnikiem dostosowawczym, przyjmującym wartość z przedziału $\langle 0,8 ; 1,0 \rangle$. Współczynnik dostosowawczy – wbrew treści jego nazwy – służy do określania klasy obciążenia. Podobnie się ma w przypadku obciążenia pasów ciężarami równomiernie rozłożonymi. Na umownym pasie pierwszym występuje obciążenie $q_k^{(1)} = \alpha_q 9,0 \text{ kN/m}^2$,

²⁰ S. Karaś, *Eurokody mostowe a mechanika*, 2013.

²¹ PN-EN 1991-2 *Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów*.

²² PN-EN 1990 *Podstawy projektowania konstrukcji*.

²³ Load Model One (1).

podczas gdy na pozostałej części jezdni mamy $q_k^{(poz.)} = \alpha_q 2,5 \text{ kN/m}^2$. W tym przypadku $\alpha_q \geq 1,0$.

Eurokod PN-EN 1991-2 różni się znacznie od normy PN-85/S-10030, jednakże jeśli spojrzymy na wprowadzony nowy model obciążenia, odnajdujemy duże podobieństwo do wcześniejszej polskiej normy obciążeń mostowych z 1966 r., oznaczonej jako PN-66/B02015²⁴.

Istotną zmianą wprowadzoną w PN-EN jest włączenie efektów dynamicznych w mostach drogowych do integralnie rozumianych efektów obciążeń LM1. W normie PN-85/S-10030 współczynnik dynamiczny występował explicite, miał formę zależności liniowej w funkcji rozpiętości ustroju nośnego:

$$\phi = 1,35 - 0,005 L_t, \quad (20)$$

a w przypadku omawianego mostu będzie to:

$$\phi(L_{sr.} = 8,0 \text{ m}) = 1,35 - 0,005 \cdot 8,0 = 1,31. \quad (20.1)$$

W Eurokodzie PN-EN wyróżnia się 4 podstawowe stany graniczne nośności. Każdemu stanowi odpowiada inny zestaw częściowych współczynników bezpieczeństwa i współczynników kombinacji obciążeń oznaczanych przez $\psi_{(.)}$.

Praktycznie od 2010 r., kiedy wprowadzono Eurokody, trwa dyskusja o sposobie przeliczania klas obciążeń, czytelnie zdefiniowanych w normie PN na mniej czytelne klasy obciążeń wg Eurokodu²⁵. Jest to o tyle ważne, że każdemu mostowi w Polsce jest przyporządkowana – na podstawie normy PN-85/S-10030 – jego klasa nośności, a w podejściu eurokodowym analogicznych klas nie ma. Ponadto duża część z istniejących obiektów zostanie oceniona jako nienormatywna. Na podstawie dotychczasowych publikacji w literaturze technicznej rodzi się wniosek, że nie ma możliwości wprowadzenia analogicznej systematyki do tej w PN. W tym zakresie Eurokody okazują się jałowe. Mając również na względzie wiadomości dochodzące z CEN²⁶, informacje o tym, że od 2014 r. na nowo będą podjęte prace redakcyjne nad opracowaniem norm europejskich, zdecydowano tutaj podać wyniki powstałe przy stosowaniu normy PN-85/S-10030 jako normy o głębszej treści i bardziej w tym zakresie systematycznej w porównaniu z Eurokodem. Cytowane już publikacje dają szacunki, na podstawie których można uznać za zbieżne wyniki analiz statycznych wg norm PN i PN-EN, gdy długość mostu drogowego o typowej geometrii jest mniejsza niż 20 m. Zatem przyjęty sposób oceny mostu M. Lutosławskiego z 1909 r. jest dostatecznie ogólny.

Na podstawie przeprowadzonej inwentaryzacji ustalono wymiary w przekroju poprzecznym ustroju nośnego. Na podstawie wyników badań sklerometrycznych oszacowano klasę

²⁴ PN-66/B02015 *Mosty, wiadukty i przepusty. Obciążenia i oddziaływania*.

²⁵ J. Rymśza, *Analiza nośności normowej drogowych obiektów mostowych, wyznaczonej według PN-85/S-10030 i PN-EN 1991-2*, 2010. S. Karaś, T. Dul, *O porównaniu efektów obciążeń mostów drogowych wg PN-85/S-10030 i PN-EN-1991-2*, 2011. M. Kulpa, T. Siwowski, *Propozycja współczynników dostosowawczych α_{qi}/α_{qi} wg PN-EN 1991-2 dla pewnej klasy mostów drogowych*, 2011.

²⁶ CEN – Comité Européen de Normalisation.

wytrzymałości betonu. Korzystając z istniejących odsłoneń zbrojenia głównego, wyznaczono jego ilość i średnice prętów. Na tej podstawie i przy korzystaniu z metody naprężeń liniowych (NL) ustalono nośność na zginanie dźwigarów głównych i pozostałych belek przy założeniu przekroju teowego, która, co do wartości, odpowiada nośności belki teowej mostu na Kalinowszczyźnie, wzór (14), $M_{Rd} = 0,73 \text{ MNm}$.

Z drugiej strony, pamiętając o podanej w sprawozdaniu z obciążeń próbnych wartości nośności równej 1680 kNm, należało rozpatrzyć inny niż obecnie stosowany opis sztywności elementów. Uznano, że właściwe będzie założenie o interpretacji dźwigara nie jako belki T-owej, lecz belki o przekroju prostokątnym, o wysokości obejmującej również grubość płyty betonowej.

Sporządzono model MES, uwzględniając wszystkie rozpoznane podczas inwentaryzacji wymiary elementów mostu (rys. 50a). W modelu pale, słupy i belki to elementy prętowe – 1D, podczas gdy płyta pomostu to elementy powłokowe – 3D.

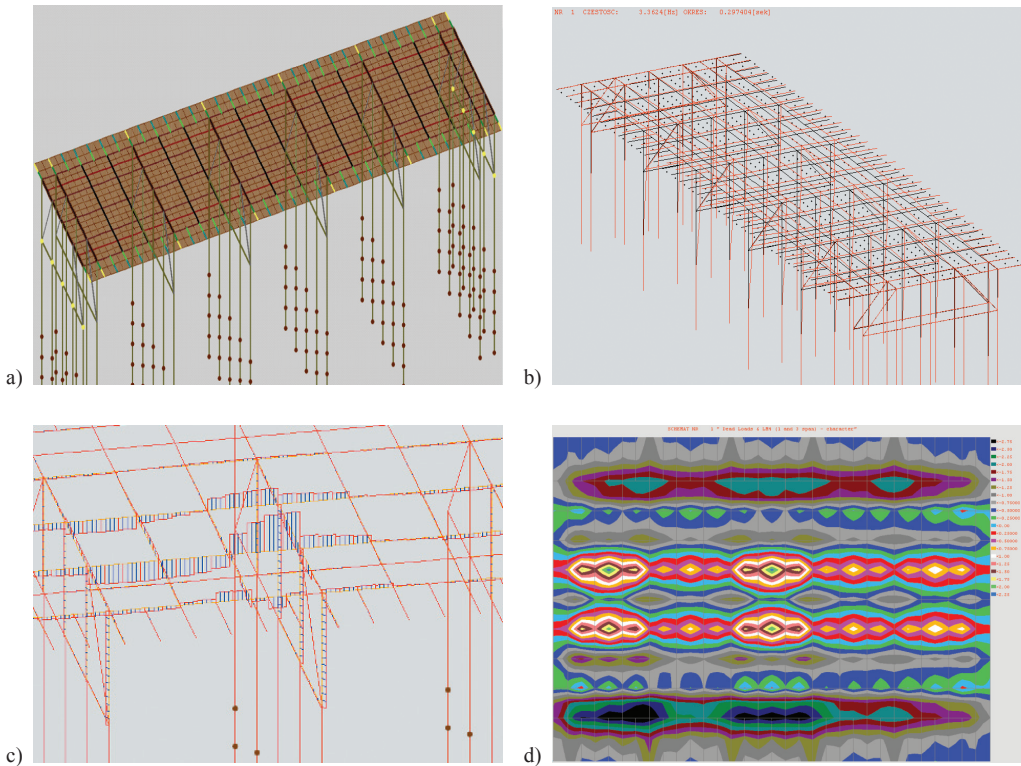
Wykonanie modelu cyfrowego z uwzględnieniem mas elementów konstrukcyjnych jest etapem, na którym można wyznaczyć charakterystykę dynamiczną konstrukcji, jakimi są postacie i częstotliwości drgań własnych. Przypomina się, że te charakterystyki są konsekwencją powszechnie stosowanej analizy harmonicznej, która przy rozwiązaniu jednorodnych równań ruchu prowadzi do wyznaczenia wartości własnych i sprzężonych z nimi funkcji własnych²⁷. Funkcje własne tworzą zbiór zupełny ortogonalny, który może być wykorzystywany do uściśnionej dalszej analizy, znanej jako analiza modalna. Szczególnie korzystna jest sytuacja, jeśli funkcje własne zawierają w sobie cechy, wynikające z warunków brzegowych problemu. W zakresie eksperymentalnym postacie i częstotliwości własne nie są możliwe do wyznaczenia w sposób ścisły. Zamiast tego bada się przebieg fali tłumionej drgań odkształceń lub przemieszczeń występujących bezpośrednio po odciążeniu konstrukcji, które są związane z teoretycznymi częstotliwościami własnymi.

W zakresie inżynierskim istotne jest rozpoznanie pierwszej wartości własnej i jej postaci własnej²⁸. W przypadku mostu w ciągu ul. Zamojskiej obraz pierwszej postaci drgań własnych wyznaczono z równania ruchu przy stosowaniu modelu MES. Schematyczny obraz pierwszej postaci drgań własnych zamieszczono na rys. 50b. Widoczna tam postać deformacji odpowiada poziomemu przemieszczeniu o wektorze prostopadłym do podłużnej osi mostu. To można interpretować jako zbyt małą sztywność filarów w tym kierunku. Wartość pierwszej częstotliwości własnej wynosi $n_1 = 3,3624 \text{ Hz}$.

W 2004 r. nie była znana konstrukcja przyczółków. Założono wówczas, że jest to podwójny rząd pali-słupów. Obecnie jest wiadomo, że zamiast drugiego rzędu pali występuje ściana żelbetowa. Jest to element o sztywności zbliżonej do drugiego rzędu pali-słupów. Występująca różnica sztywności ma wpływ na siły wewnętrzne i deformacje w przęsłach skrajnych. Przy rozpatrywaniu rezultatów obliczeń w przęsłach środkowych wpływ sztywności przyczółków jest mały.

²⁷ Pojęcia wartości własnych i funkcji własnych powstały w literaturze niemieckojęzycznej jako rozwiązanie (1904) Dawida Hilberta w przestrzeni nazywanej od jego nazwiska. Nawet do tej pory stosuje się nazwy Eigenwerten, Eigenfunktionen lub nieco zmienione w języku angielskim odpowiednio *eigenvalues* i *eigenfunctions*.

²⁸ PN-EN 1991-2 *Obciążenia ruchome mostów*, patrz np. pkt 6.4.4.



Rysunek 50. Most w ciągu ul. Zamojskiej: a) model MES, b) pierwsza postać drgań własnych przy $n_1 = 3,3624$ Hz, c) dystrybucja momentu zginającego M_y w prętach, d) mapa momentów M_y w płycie pomostu od obciążenia LM4 z uwzględnieniem przeciężenia

Wzajemne oddziaływanie między gruntem a palami zrealizowano przez wprowadzenie skupionych podpór sprężystych o charakterystykach odporu ustalonych wg PN-83/B-02482²⁹.

W wymienionych ekspertyzach powtarzał się zarzut o wadze konstrukcji, wynikającej z mimośrodowego połączenia niektórych pali z ramą słupów i zastrzałów, przy czym wartość mimośrodu jest w granicach ~ 5 cm³⁰ przy wymiarze słupa i pala 40×40 cm. Dlatego poza wyznaczeniem rozkładów sił wewnętrznych i deformacji w rezultacie analiz odczytano istotną rolę ramokratownicy stężenia poprzecznego filarów. Jak widać na rys. 50c stężenie poprzeczne – przez swą znaczną sztywność – do minimum redukuje wartości momentów zginających, a także skręcających, przekazywanych na pale. Podobnie następuje redukcja sił poprzecznych. W rezultacie efekt działania w palach dominujących sił osiowych i skutek mimośródów między palami a słupami objętymi ramokratownicą jest pomijalnie mały.

²⁹ PN-83/B-02482 Nośność pali i fundamentów palowych – obecnie odpowiednikiem tej normy jest Eurokod PN-EN *Projektowanie geotechniczne Część 1: Zasady ogólne*

³⁰ W jednym miejscu pomierzono mimośród o wartości 8 cm, co jest pojedynczą maksymalną wielkością.

Wyznaczono nośność konstrukcji przy korzystaniu z normy PN-85/S-10030³¹. Mieści się ona między najniższą klasą obciążenia mostowego E a nośnością kładki dla pieszych. Klasa E oznacza, że do ruchu drogowego są dopuszczane pojazdy o maksymalnym ciężarze 15T, obciążenie kładki dla pieszych zakłada obciążenie równomierne o gęstości powierzchniowej 4 kN/m².

Wnioskuje się zatem, że most, przenosząc typowy ruch miejski, pracował w stanie granicznym nośności oraz w stanach obciążeń wyjątkowych.

W przypadku belki głównej w przęśle nośność przekroju wynosi:

$$R_{d(\text{prz.})} = M_{(\text{prz.})} = 329,26 \text{ kNm},$$

natomiast nośność nad filarem jest wyższa i wynosi:

$$R_{d(\text{podp.})} = M_{(\text{podp.})} = 439,01 \text{ kN}.$$

W już przywoływanym *Akcie prób* zapisano, że nośność przekroju poprzecznego mostu szacowano w projekcie na:

$$M_{\text{projekt}} = 1680 \text{ kNm}.$$

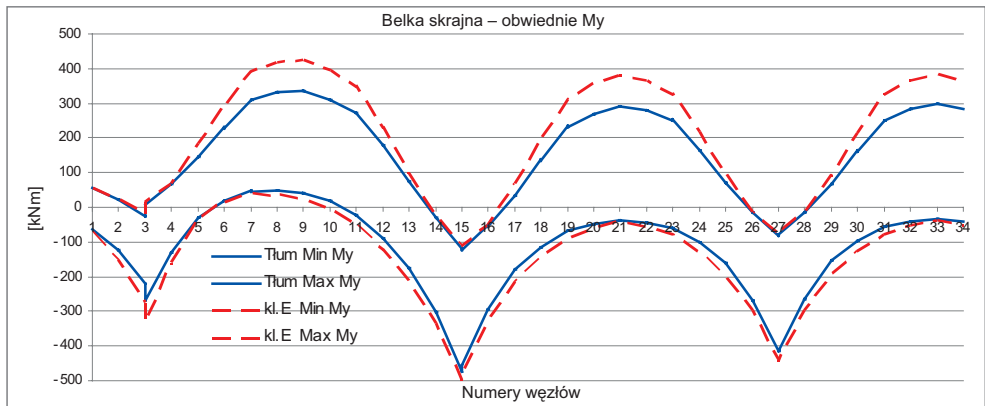
Przy braku archiwalnej dokumentacji projektowej trudno stwierdzać na pewno o sposobie obliczeń, jednakże jest wielce prawdopodobne, że most był analizowany jako ramownica płaska. Jeszcze w latach 50. i 60. XX w. mosty w Polsce sprawdzano statycznie jako zadania płaskie, w przypadku ram lub belek ciągłych wykorzystywano metodę iteracyjną Crossa. Idąc tym śladem, wyznaczono część momentu przypadającą na pojedynczy dźwigar jako wartość średnią i otrzymano:

$$M_{\text{projekt}}^{(\text{dźwig.})} = \frac{1680}{5} = 336,0 \text{ kNm}. \quad (21)$$

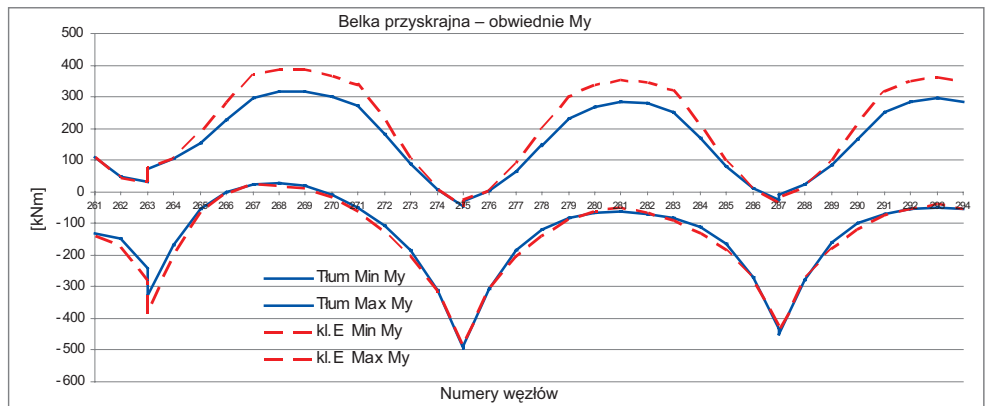
Zagadką konstrukcyjną było zastosowanie w polach skrajnych między dźwigarami głównymi dodatkowych niewielkich żeber podłużnych. Wiadomo, że jeśli zastosujemy np. metodę J. Courbona lub inną, to okaże się, że najbardziej wyteżony jest skrajny element mostu, skrajny dźwigar. Znany jest także sposób polegający na zmniejszeniu rozstawu dźwigarów skrajnego i przyskrajnego przy jednoczesnym pozostawieniu pozostałych belek w rozstawie stałym, większym. Przeprowadzono próbę rozpoznania tej sytuacji przez wyznaczenie obwiedni sił wewnętrznych dźwigara skrajnego, dodatkowego żebra podłużnego oraz dźwigara przyskrajnego.

Zamieszczono wykresy obwiedni momentów zginających w przypadku najniższej klasy obciążenia E oraz obciążenia mostu tłumem pieszych jako kładki dla pieszych wg PN-58/S-10030 (rys. 51–53).

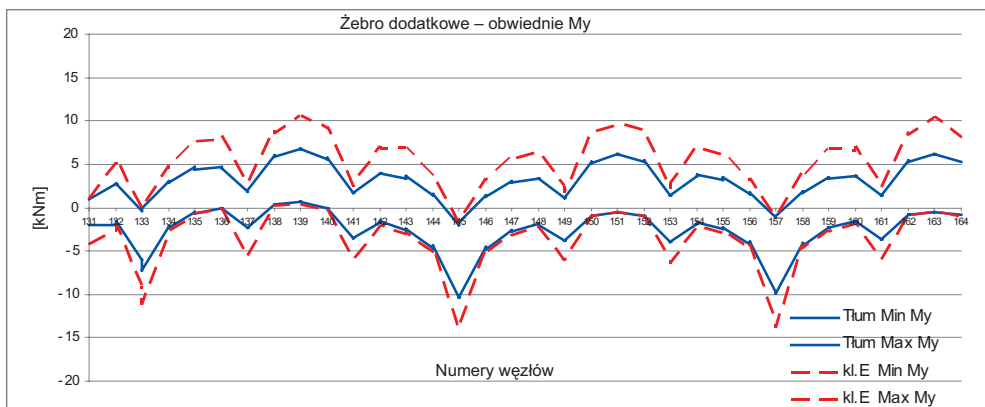
³¹ Obecnie obowiązujący Eurokod PN-EN 1991-2 nie definiuje w sposób uporządkowany klas obciążeń mostowych, dlatego zdecydowano się na odwołanie do dokumentu starszego.



Rysunek 51. Obwiednie momentów zginających w belce skrajnej



Rysunek 52. Obwiednie momentów zginających w belce przyskrajnej



Rysunek 53. Obwiednie momentów zginających w belce podłużnicy – żebro dodatkowym

Jak zapisano, rola dodatkowej podłużnicy była zagadkowa i taka pozostaje dalej. W początku XX w. prowadzono wiele prób kształtowania konstrukcji żelbetowych na zasadzie intuicji projektantów. Można jedynie domniemywać, że tak było również w przypadku omawianej dodatkowej podłużnicy. Jej udział w przenoszeniu momentów zginających charakteryzuje proporcja wartości momentów przedstawionych na rys. 53–55, jest to w przybliżeniu:

$$\delta_{podło} = \frac{11}{400} = \frac{-13}{-500} \approx 0,027 \rightarrow 3\%, \quad (22)$$

co jednoznacznie ukazuje, że nie był istotny.

Przeprowadzone obliczenia przy założeniu klasy wytrzymałości betonu C16/20 przy klasie obciążeń E prowadzą odpowiednio do wartości ekstremalnych momentów zginających w prześle i nad podporą pośrednią równych:

$$M_{przesło}^E = 425,01 \text{ kNm},$$

$$M_{nad\ podp.}^E = 504,00 \text{ kNm}.$$

W przypadku obciążenia mostu tłumem pieszych znajdujemy:

$$M_{przesło}^{tłum} = 284,74 \text{ kNm},$$

$$M_{nad\ podp.}^E = 410,30 \text{ kNm}.$$

Korzystając z rezultatu (18), uzyskujemy:

$$M_{przesło}^{tłum} = 284,74 \text{ kNm} < M_{proj.}^{(dzwigar)} = 336,0 \text{ kNm} < M_{przesło}^E = 425,01 \text{ kNm}. \quad (23)$$

Nasuwa się wniosek, że w latach 70. XX w. obiekt był obciążany ponadnormatywnie.

3.9.5. Nośność pala

Nośność pala ustalono wg PN-83/B-02482. Długość pala ustalono na podstawie kosztorysu przechowywanego w zbiorach APL. Układ warstwy gruntu przyjęto na podstawie mapy geologicznej następująco:

- 3,0 m namuł o $I_L = 0,75$ oraz
- 3,5 m piasek średnio zagęszczony o $I_D = 0,5$.

Z obliczeń uzyskano wartość nośności:

$$N_t = 712,38 \cdot 1,3 = 926,09 \text{ kN}, \quad (24)$$

przy czym uwzględniono wzrost nośności o 30%, spowodowany wieloletnią konsolidacją gruntu.

Biorąc pod uwagę: ciężary własne, obciążenie zgodne z klasą E i alternatywnie obciążenie tłumem pieszych, wyznaczono ekstremalne reakcje R^E i R^{lum} . Przyjmując N_t – wzór (24) – jako wielkość odniesienia, znajdujemy miary przeciążenia odpowiednio równe:

$$R^E = 926,99 \text{ kN} \rightarrow \delta^E = R^E / N_t = 1,00, \quad (25)$$

$$R^{lum} = 955,67 \text{ kN} \rightarrow \delta^{lum} = R^{lum} / N_t = 1,03 \rightarrow 3\%. \quad (26)$$

Wnioskuje się zatem, że został osiągnięty stan graniczny nośności.

3.10. Renowacja mostu

W 2008 r. Prezydent Miasta Lublina, dr inż. Adam Wasilewski, wystąpił z wnioskiem o przygotowanie projektu remontu mostu w ciągu ul. Zamojskiej. Postawiono wysokie wymagania potencjalnemu projektantowi. Zgłosił się tylko jeden zespół – Biuro Projektowo-Badawcze Promost z Wrocławia – który przygotował dokumentację techniczną remontu. Już na etapie końcowym prac projektowych pojawiły się wątpliwości w postrzeganiu zabytkowości mostu. Z przeprowadzonej analizy statycznej, wykonanej wg współczesnych norm Eurokodów, wynikał niedobór nośności na ścinanie belek głównych mostu, w konsekwencji przyjęto, że belki mostu będą wzmocnione. Zaproponowano pozostawienie wprowadzonej w latach 70. XX w. dodatkowej płyty żelbetowej, krzyżowo zbrojonej, ułożonej na oryginalnym pomoście. Prace projektowe podjęto bez szczegółowej inwentaryzacji przyczółków mostu. Po roku prac projektowych projekt trafił do biura Wojewódzkiego Konserwatora Zabytków w Lublinie, który poprosił o konsultacje pracowników Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Lubelskiej. W rezultacie powstała lista około 40 szczegółowych pytań i uwag do projektu. Wszystkie wątpliwości sprowadzały się do interpretacji zabytkowości mostu. Zasadniczym zaleceniem było uwzględnienie tzw. opcji zerowej, tj. zachowania oryginalnego materiału i schematu konstrukcji mostu. Po spotkaniu z konserwatorami ten punkt widzenia stał się także popieranym wariantem remontu przez Wojewódzkiego Konserwatora Zabytków. Uznano wówczas, że konieczna ze względów poznawczych inwentaryzacja posadowienia i konstrukcji przyczółków będzie przeprowadzona w trakcie budowy.

W 2010 r. ratusz przeznaczył na remont jeden milion zł, jednak nie znalazł chętnego do renowacji obiektu. W następnym roku przetarg na remont mostu wygrała firma INTOP Tarnobrzeg, specjalizująca się w budowie i remontach konstrukcji mostowych.

Budowę prowadzono bardzo sprawnie. Kierownikiem budowy był mgr inż. Ryszard Kosior. Podstawowe prace zakończono w grudniu 2011 r.

Podczas budowy doszło do szokującej sytuacji. Okazało się, że formułowane wcześniej zalecenia o dążeniu do maksymalnego zachowania zabytku w stanie pierwotnym nie są realizowane. Wykonawca, zgodnie z niezmienionym projektem, wykonał wzmocnienie belek mostu na ścinanie. Na rys. 54 są widoczne pionowe bruzdy na powierzchniach bocznych belek, w które wprowadzono dodatkowe strzemiona ze stalowych prętów zbrojeniowych. Wykonanie samych bruzd stwarzało niewielkie, ale jednak zagrożenie funkcjonowania konstrukcji.



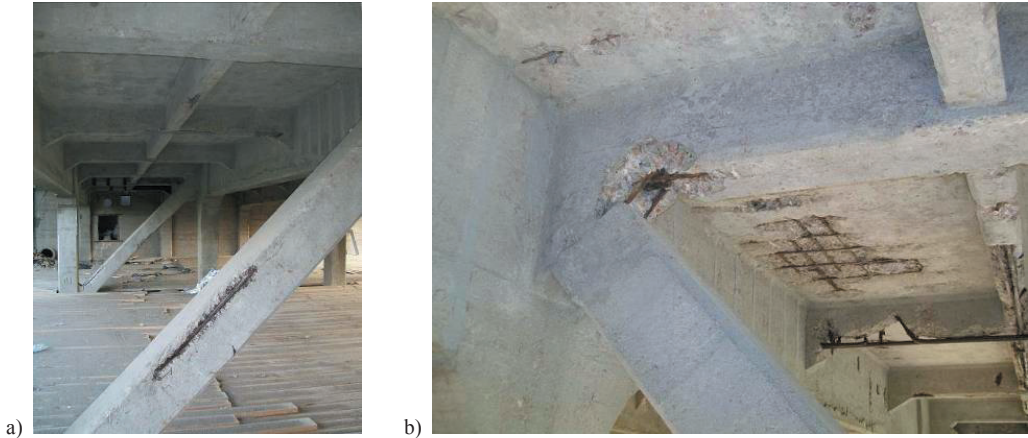
Rysunek 54. Pionowe bruzdy w belkach głównych

Wymiarowanie przekrojów mostowych na siły poprzeczne jest znanym problemem, polegającym na nieadekwatności reguł normowych do pracy, konstrukcji w zakresie odkształceń postaciowych. Każdy z projektantów o dłuższym stażu miał okazję zetknąć się z tym dylematem, szczególnie eksponowanym przy projektowaniu zmian w istniejących konstrukcjach betonowych. Tu przypomina się, że podczas analizy większości płytowych ustrojów nośnych, wykonanych na początku drugiej połowy XX w., po sprawdzeniu ich nośności na ścinanie okazywało się, że wg współczesnych norm nie zostało spełnione kryterium przy istniejącym zbrojeniu. Z drugiej strony, obserwacja konstrukcji funkcjonującej przez dziesiątki lat nie notuje istnienia charakterystycznych ukośnych rys, biegnących pod kątem zbliżonym do $\pi/4$ w bezpośrednim sąsiedztwie podpór. Ukośne rysy powstają na skutek przekroczenia nośności na ścinanie. Trzeba pamiętać, że po lubelskim moście jeździły ciężkie pojazdy bojowe Wehrmachtu i Armii Czerwonej, a także zwykły transport miejski przez cały okres PRL-u. Działające przez te lata obciążenia powodowały różne uszkodzenia, ale nie było znamion przeciążenia na skutek ścinania. Pomimo to projektant renowacji zdecydował o wzmocnieniu mostu na ścinanie, przyjmując za podstawę wyniki przeprowadzonych obliczeń za pomocą procedur komputerowych, stosowanych do projektowania współczesnych, nowych mostów.

Poza aspektem technicznym nastąpiła niepotrzebna zmiana oryginalnej konstrukcji F. Hennebiquea i M. Lutosławskiego w zabytku technicznym.

Most w ciągu ul. Zamojskiej przez cały swój okres służby obył się bez pełnego remontu. To niemal idealna sytuacja, gdy konstrukcja funkcjonuje bez istotnych prac utrzymaniowych. Opisane wcześniej prace naprawcze i wzmocnienie płyty pomostu były działaniami doraźnymi i lokalnymi. W trakcie tych zmian nie wykonano dostatecznie dobrej hydroizolacji. Pokazany na rys. 43 stan korozji był spowodowany nieszczelnością nawierzchni i wspomnianym brakiem właściwie funkcjonującej izolacji.

Beton to chemicznie i fizycznie złożona struktura. Penetracja wód opadowych połączona z ubocznymi efektami stosowania soli, głównie NaCl, jako środków odladzających wywoływała liczne wykwitwy, a nawet miejscami powstawanie stalaktytów.



Rysunek 55. Przygotowanie do reprofiliacji oczyszczonych powierzchni betonu: a) zastrzał, b) węzeł, belka i spód płyty

Skorodowane powierzchnie spodu ustroju nośnego, słupów i pali oczyszczono przez piaskowanie (rys. 55). Jest to powszechnie stosowana metoda. Nie jest to jedyny i najdelikatniejszy sposób usuwania zabrudzonych i skorodowanych powierzchni betonu. Inne metody, jak np. *lanca wodna*, dają podobny efekt i niestety też są w niewielkim stopniu agresywne.

Usuwanie zdegradowanego betonu łączono z oczyszczeniem odsłoniętej stali zbrojeniowej. Istotą konserwacji stali zbrojeniowej jest jej odsłonięcie na całym obwodzie pręta. Stosowano jednocześnie powłoki ochronne na prętach stalowych. W praktyce używa się dwóch powłok: gruntującej i ochronnej. W celu rozróżnienia powłok każda z nich jest innej barwy. Tak przygotowany żelbet można reprofiliować do zamierzonego kształtu elementów. Oczyszczone powierzchnie betonu pokryto także dwoma powłokami, przy czym pierwsza z nich jest nazywana pielęgnującą, a druga ochronną. Wszystkie stosowane podczas budowy preparaty charakteryzowały się wysoką jakością, wynikającą z wieloletniego doświadczenia firm produkujących tzw. chemię budowlaną.

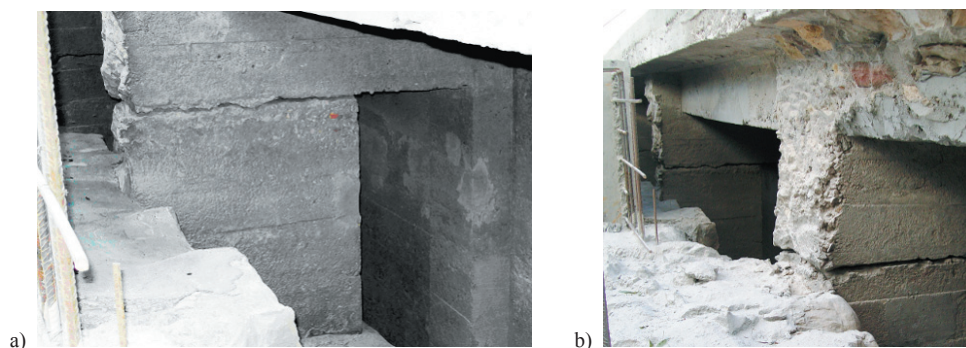
Pomimo dużej staranności prac nie uniknięto błędów, jednak błąd był spowodowany przeoczeniem w dokumentacji projektowej. Podczas piaskowania powierzchni betonu te straciły swą gładkość. Zaniknął jeden z atutów, które wytworzył M. Lutosławski. Gładkie powierzchnie były efektem dopieszczenia mostu, podkreślały linie fazowań naroży słupów i belek. Dziś są dalej widoczne, chociaż ich czytelność jest znacznie niższa. Gładkość powierzchni u M. Lutosławskiego miała również formę ochronną, zmniejszała ekspozycję konstrukcji na oddziaływania środowiskowe. Obecnie po remoncie tę rolę pełnią powłoki ochronne.



Rysunek 56. Konstrukcja przyczółków mostu: a) od strony ul. 1 Maja, b) od ul. Zamojskiej

Remont mostu miał dać odpowiedź na pytanie – jak są skonstruowane przyczółki. Nastąpiło ich częściowe odsłonięcie. Wówczas okazało się (rys. 56), że jest to konstrukcja dwuelementowa zgodna ze szkicem zamieszczonym na rys. 39b. Elementem wewnętrznym – w kierunku rzeki – jest ściana fundowana na palach przechodzących w słupy. Przestrzeń między słupami wypełniono przeponą żelbetową o grubości ~ 10 cm na kruszywie ceglany grubym, o dominującej frakcji ~ 4 cm. Tu należy przypomnieć, że w przypadku mostu M. Lutosałwskiego na Kalinowszczyźnie ściany czołowe przyczółków są boniowane, a te na ul. Zamojskiej gładkie. Druga zewnętrzna ściana przyczółka jest w części murowana z cegły klinkierowej żółtej, częściowo betonowa. W widoku w planie ma kształt linii łamanej, przez co uzyskano zwiększenie jej sztywności na zginanie, koniecznej do przeniesienia parcia czynnego gruntu przy naziomie obciążonym. Podwójne ściany sugerowały myśl, że mosty w Lublinie są rozwinięciem sposobu konstruowania mostów drewnianych, co będzie przedmiotem dyskusji w kolejnych rozdziałach.

Częściowa rozbiórka przyczółków ukazała również przegub, redukujący efekty oddziaływań termicznych (rys. 57). Został on usytuowany od strony ul. Zamojskiej. Jak widać na pokazanym zdjęciu, końce dźwigarów są ułożone na wystających z zewnętrznej ściany przyczółka ścianowych podporach żelbetowych.



Rysunek 57. Przegub na przesuw spowodowany efektami termicznymi: a) widok z boku, b) widok od czoła

Nominalna długość mostu betonowego (40 m) ulega niewielkim wydłużeniom lub skróceniom na skutek zmian temperatury. Efekt termiczny jest powodowany w dwóch przypadkach:

1. podczas występowania różnych wartości temperatury na powierzchni górnej i dolnej elementu nośnego;
2. w przypadku jednorodnej zmiany temperatury otoczenia występującej np. w różnych porach roku względem temperatury stanu montażu.

Pokazany na rys. 57 przegub redukuje efekty naprężeń i w konsekwencji odkształceń w przypadku 2. Wartość przesunięcia można oszacować od góry. Przyjmując, że od temperatury bazowej – zazwyczaj przyjmowanej jako 10°C – nastąpi ochłodzenie lub ogrzanie o 30°C, wówczas otrzymujemy:

$$\Delta L(t) = 40 \cdot 0,00001 \cdot \pm 30 = \pm 0,012 \text{ m.} \quad (27)$$

Zakładając, że wydłużenie termiczne dotyczy przede wszystkim pomostu, z dobrym przybliżeniem można wyznaczyć wartość wypadkowej siły normalnej działającej na pomost, przyjmując pole przekroju poprzecznego wyznaczone z inwentaryzacji:

$$A_{\text{pomostu}} = 6,2 \text{ m}^2$$

oraz przyjmując moduł sprężystości liniowej³² równy:

$$E_c = 36 \text{ GPa}$$

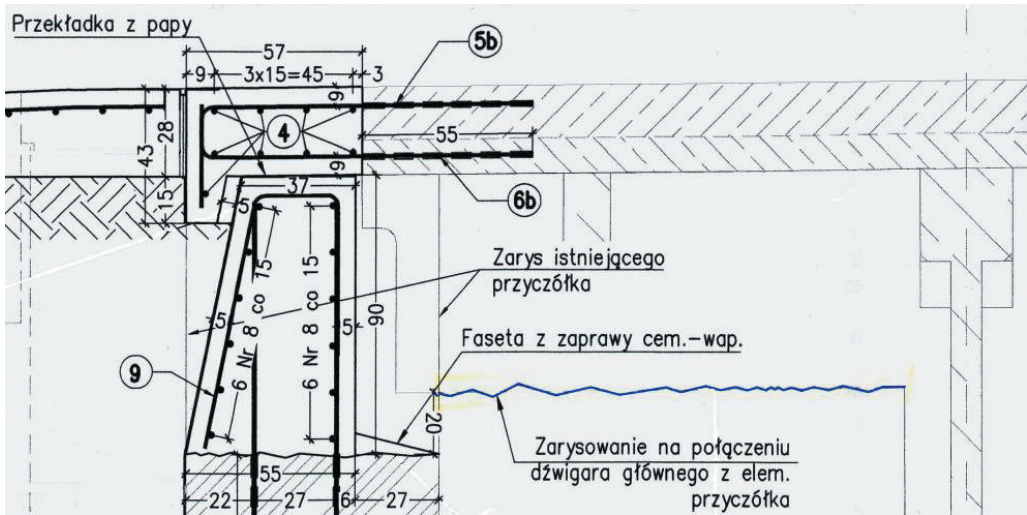
otrzymujemy wartość siły normalnej równą:

$$N = \frac{\Delta L(t)}{L} \cdot A_{\text{pomostu}} \cdot E_c \approx 67 \text{ MN} = 6,7 \text{ kT.} \quad (28)$$

Jak widać, siły spowodowane efektami termicznymi są znaczne, a stosowanie przegubu zasadne. Na rysunku technicznym, sporządzonym dla komisji odbiorczej (rys. 58), odnotowano istnienie przegubu, który nazwano *zarysowaniem*.

Odkrycie przyczółków umożliwiło ich techniczną identyfikację. Niestety nierozpoznano posadowienia. W szczególności nie jest do końca pewne, czy zapis w inwentaryzacji powykonawczej remontu o posadowieniu bezpośrednim zewnętrznej ściany przyczółka jest zapisem prawidłowym. Ponownie odnieśmy się do rysunku geodety miejskiego M. Jemielianorewicz z 1909 r. (rys. 39). Pale filarów i wewnętrznych ścian na tym rysunku są oznaczone jako pogrubione punkty. Co do tego nie ma żadnych wątpliwości lub zastrzeżeń. Natomiast w miejscu zewnętrznych ścian, na ich końcach, także widnieją pogrubione punkty. Przez analogię można domniemywać, że zewnętrzne ściany mogą być stabilizowane palami na swych końcowych krawędziach. Rozwiązanie wątpliwości nastąpi przez dodatkowe badania, np. georadarowe, przy użyciu aparatu odbierającego sygnał ukierunkowany pod kątem.

³² A. Hellebois, *Theoretical and experimental studies on early reinforced concrete structures. Contribution to the analysis of the bearing capacity of the Hennebique System*, 2012.



Rysunek 58. Fragment rysunku z inwentaryzacją powykonawczą [cm]

Końcowe prace budowlane były prowadzone w grudniu 2011 r. przy niskich temperaturach. Ze względu na wrażliwość wiązania podlewki betonowej z płytkami klinkierowymi wybudowano namiot, w którym utrzymywano podwyższoną temperaturę (rys. 59).

Kosmetyczne prace trwały jeszcze w styczniu 2012 r. Ogółem można je było podsumować jako sprawne, wykonane w terminie i bez przekroczenia wstępnie założonych kosztów. Most był dostępny dla pieszych przez cały czas remontu, przy uzasadnionych ograniczeniach szerokości przejść. Całkowity koszt prac remontowych wyniósł prawie 8 mln zł. Zaraz po uporządkowaniu terenu po budowie most był dostępny w całości.

Na moście ponownie pojawiły się tablice informacyjne o budowniczym mostu, zamontowano prefabrykowane repliki szyszaków i fiali, na których umocowano gustowne latarnie (rys. 60).



a)



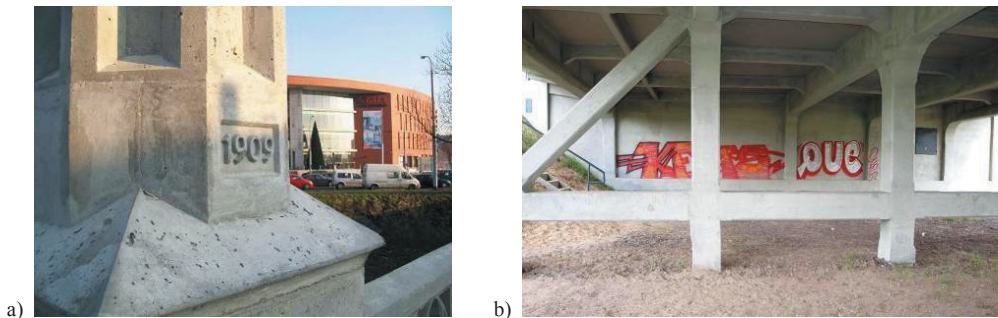
b)

Rysunek 59. Układanie nawierzchni na moście przy niskich temperaturach: a) widok z boku, b) wnętrze namiotu



Rysunek 60. Ponownie zainstalowane elementy wyposażenia mostu: a) tablica informacyjna o budownictwie mostu, b) latarnie na fialach

Jeszcze trwały prace pielęgnacyjne, polegające na zacieraniu porów na powierzchniach prefabrykatów wyposażenia balustrad (rys. 61), gdy już się pojawiły znaki świadczące o pozytywnym odbiorze odnowionego obiektu przez najczęściej anonimowych autorów murali, o awangardowej i progresywnej postawie w eksponowaniu swej twórczości.



Rysunek 61. a) prefabrykowane betonowe repliki wyposażenia mostu, b) graffiti jako znak akceptacji w procesie uspołecznienia mostu

Na twórców graffiti można patrzeć dwojako. Z jednej strony efekt ich działalności śmiało można klasyfikować jako wandalizm, nieliczenie się z ze stratami spowodowanymi ich malarstwem, nie zawsze interesujący efekt pasji w naprawianiu świata. Graffiti to agresywny i niekontrolowany sposób silnie zmieniający zaplanowane wcześniej obrazy miasta czy elementy zabudowy. Z drugiej strony jest to ruch podziemny, będący protestem i sygnałem o niedostosowaniu społecznym artysty – co jest wpisane w definicję każdego prawdziwego twórcy. Bardzo wąskie środowisko, uprawiające ten rodzaj wypowiedzi, prowadzi walkę przeciw utartym schematom akceptowanej sztuki i jest na ogół niezrozumiane, prześladowane przez swe otoczenie, które nie potrafi docenić innej kultury niż salonowa³³.

³³ *Salon de Paris, Salon des Refusés* – salony malarstwa w Paryżu w XIX w.

Bardzo często mosty są ofiarami czy – jak kto woli – wystawami graffiti. Znany jest casus bratysławskiego mostu Lafranconiego przez Dunaj³⁴. Jest to betonowy most, oddany do użytku w 1991 r., wykonany z prefabrykatów poprzecznych, łączonych przez sprężanie kablami. Od wschodniej lewej strony most ma przęsła nad rozległymi terenami zalewowymi o łagodnej zmienności, które tworzą naturalny teren rekreacyjny. Szerokie, betonowe ściany filarów i przyczółka stały się wyzwaniem rzuconym słowackim środowiskom graficyarzy. Ich sprawność organizacyjna i płodność przewyższyły możliwości obrony obywatelskiej. Wobec totalnej porażki różnych działań prewencyjnych, karnych i penitencjarnych władze miasta podjęły negocjacje. Pod mostem powstał niezależny salon graffiti, kierowany i rządony przez artystów. Dziś jest to po prostu jedna z bratysławskich galerii chętnie nawiedzana przez wędkarzy, rodziny piknikujące nad Dunajem i ludzi kultury.

Graffiti widoczne na rys. 61b zostało łatwo zmyte. Zastosowane powłoki ochronne na powierzchniach mostu w ciągu ul. Zamojskiej mają tę właściwość, że stosowane przez graffitiarzy farby sprejowe są usuwalne.

3.11. Badania próbek betonu pobranych z mostu w ciągu ulicy Zamojskiej

Remont mostu w ciągu ul. Zamojskiej w 2011 r. umożliwił pobranie do badań bloków betonu. Pamiętając o tym, że most jest wpisany na listę zabytków, Urząd Wojewódzkiego Konserwatora Zabytków ściśle przestrzegał surowego prawa konserwatorskiego³⁵. Projekt renowacji zakładał jednak częściową wymianę elementów wyposażenia, a nawet konstrukcji mostu. Podczas realizacji założonego programu prac powstały duże bloki betonu z różnych miejsc mostu (rys. 62), w tym z ustroju nośnego, przyczółków, elementów dekoracyjnych, drugorzędnych elementów typu ściana maskująca w przyczółku oraz zaprawy cementowej.

Na skutek uprawnionej decyzji konserwatora nadzorującego remont mostu część materiału z prowadzonej lokalnie rozbiórki została zakwalifikowana do wywiezienia na śmietnik. Dzięki nieformalnym kontaktom z kierownikiem budowy niektóre z odspojonych bloków betonowych, przy jednoczesnym pełnym rozpoznaniu ich roli konstrukcyjnej, zostały zabrane. Bloki przewieziono do Laboratorium Budownictwa WBiA PL. Tu, na specjalnie skonstruowanym stanowisku, pobrano rdzenie o średnicy 10 cm, które następnie docięto do wysokości równej 10 cm, co odpowiada kształtowi normowych³⁶ próbek rdzeniowych na ściskanie (rys. 63).

Dysponując tak cennym materiałem badawczym, jakim był beton w wieku 102 lat i w tak odgraniczonej ilości, przebadano go w pierwszej kolejności metodami nieniszczącymi, tj. stosując betonoskopię, sklerometrię, wyznaczenie stężeń jonów, ocenę cech fizycznych, a następnie wykonano testy zniszczeniowe na ściskanie (rys. 64).

³⁴ S. Karaś, *Mosty Bratysławy i wiadukty k. Považská Bystrica*, 2006.

³⁵ *Ustawa z dnia 23 lipca 2003 r. o ochronie zabytków i opiece nad zabytkami*.

³⁶ PN-EN 13791 Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych.



Rysunek 62. Odpady betonowe z różnych fragmentów mostu w ciągu ul. Zamojskiej



a)



b)

Rysunek 63. a) pobieranie rdzeni betonowych z bloków betonu z mostu, b) pobrane rdzenie



a)



b)

Rysunek 64. a) badania betonoskopem, b) stanowisko ściskania próbek



Rysunek 65. Faktury złomów próbek betonu pobranego z: a) ustroju nośnego, b) przyczółka, c) z elementów prefabrykowanych balustrady, d) ze skrzydeł – beton piaskowy, e) zaprawy cementowej

Badania nieniszczące wykazały podobieństwo betonu do betonów stosowanych w końcu XX w. oraz współczesnych. W tej sytuacji najważniejsze były wyniki testów na ściskanie, które prowadzono wg wskazań zawartych w Eurokodach. W badaniach brali udział studenci Wydziału Budownictwa i Architektury PL.

Nie ma bardziej prozaicznej procedury jak badanie betonu na ściskanie. Jednakże w tym przypadku było inaczej. Świadomość sięgania poza horyzont czasowy, odpowiadający trzem pokoleniom, udzieliła się pracownikom laboratorium, studentom i piszącemu

te słowa. Bloki betonu pobranego z miejsca remontu pochodziły z różnych elementów mostu. Po przygotowaniu próbek okazało się, że M. Lutosławski stosował różne betony do budowy różnych elementów mostu. Wyodrębniono 5 różnych typów betonu. Każdy z nich różnił się pod względem zastosowanego kruszywa, niektóre pod względem ilości porów w stwardniałej mieszance betonowej. Te różnice są dostrzegalne na zdjęciach złomów z próby ściskania (rys. 65).

W każdym przypadku betonu przebadano min. 5 próbek. Następnie wyznaczono wartość średnią σ_m oraz współczynnik zmienności v w każdej grupie badanych próbek. Korzystając z normy PN-EN 13791, wykorzystano zmodyfikowany, w stosunku do klasycznej teorii rozkładu normalnego Gaussa³⁷, wzór w celu wyznaczenia wartości minimalnej z przewyższeniem o 5%, oznaczoną w tab. 3 jako $\sigma_{95\%}$. Korzystając ze wzoru zawartego w PN-EN 1992-1-1³⁸, dokonano analitycznego sprowadzenia do wytrzymałości betonu po 28 dniach – σ_{28} , na podstawie której oszacowano klasę wytrzymałości betonu³⁹. Tabela 3 zawiera rezultaty badań wytrzymałości różnych betonów pobranych z mostu w ciągu ul. Zamojskiej.

Tabela 3. Wyniki ściskania próbek rdzeniowych betonu

Nr	Element mostu / rodzaj materiału	σ_m [N/mm ²]	v [1]	$\sigma_{95\%}$ [N/mm ²]	σ_{28} [N/mm ²]	Klasa [N/mm ²]
1	Ustrój nośny	52,62	0,12	42,53	37,36	C30/37
2	Przyczółek	39,27	0,02	37,78	33,19	C25/30
3	Prefabrykaty balustrady	33,30	0,11	27,19	23,88	C20/25
4	Beton piaskowy	35,75	0,19	24,86	21,84	C16/20
5	Zaprawa	12,10	0,24	8,71	6,50	-

Źródło: opracowanie własne.

W prowadzonych niemal równolegle badaniach, chociaż w sposób zupełnie niezależny, betonu wiaduktu Colo-Hugues pod Waterloo uzyskano zbliżone wyniki podane w pracy Armande Hellebois⁴⁰ (s. 129), które tu zamieszczono w oryginalnej postaci w tab. 4, bez szczegółowego opisu zamieszczonych wyników. Zainteresowanych zachęca się do zapoznania z artykułami autorów z uniwersytetu w Brukseli⁴¹, w których podano dalsze szczegółowe wyniki badań betonu i stali zbrojeniowej.

³⁷ PN-EN 13791, wzory (1) i (2).

³⁸ PN-EN 1992-1-1, wzory (3.1) i (3.2).

³⁹ PN-EN 1992-1-1, tab. 3.1.

⁴⁰ A. Hellebois, *Theoretical and experimental studies on early reinforced concrete structures. Contribution to the analysis of the bearing capacity of the Hennebique System*, 2012.

⁴¹ B. Espion, A. Hellebois, *Empirical, elastic and plastic design methods of reinforced concrete beams* (1890–1930), 2012; A. Hellebois, B. Espion, *Test up to failure of a typical RC Hennebique T-beam*, 2013; A. Hellebois et al., *100-year-old Hennebique concrete, from composition to performance*, 2013.

Tabela 4. Wyniki badań betonu z wiaduktu Colo-Huges

Nr	Element	f_{cm} [N/mm ²]	$f_{cm,28}$ [N/mm ²]	$f_{cm,RN}$ [N/mm ²]	$f_{cm,RN^{near}}$ [N/mm ²]	$f_{ek,isEC}$ [N/mm ²]	$f_{ek,isEN}$ [N/mm ²]
1	Płyta	54,2 ($\sigma_x=7$)	32,6	49,0	45,5	42,1	47,2
2	Belka	34,6 ($\sigma_x=8$)	20,8	45,3	41,5	21,4	27,6
3	Słup	19,7 ($\sigma_x=2$)	11,8	24,7	15,6	17,0	12,7

Źródło: replika tabeli 2-7 z pracy A. Hellebois, *Theoretical and experimental studies on early reinforced concrete structures* ..., 2012.

Pamiętając o tym, że M. Lutosławski sam produkował cement do swych potrzeb, nasuwa się wniosek, że osiągnął najwyższy wówczas europejski standard. Jednocześnie, biorąc pod uwagę obecne wymagania wytrzymałościowe betonu w budownictwie mostowym przy korzystaniu z uniwersalnego narzędzia, którym jest klasa wytrzymałości betonu, wniosek należy rozszerzyć i stwierdzić, że betony M. Lutosławskiego odpowiadają współczesnym kryteriom⁴².

Obecnie coraz częściej w pracach zamieszcza się i analizuje zdjęcia mikroskopowe SEM⁴³ minerałów lub stwardniałej zaprawy, lub raczej stwardziałego zaczynu cementowego. Bez wątplenia zdjęcia o powiększeniu przy mierze liniowej $0,1 \div 10 \mu m$ dają możliwość rozpoznania i oceny rozwoju kryształów związków budujących beton oraz oszacowania ilości i wielkości mikrorys⁴⁴. Jednakże do tej pory nie powstały – nazwijmy to roboczo – krzywe korelacji między rozwojem struktury krystalicznej a makroskopową wytrzymałością betonu. Czynnione są liczne próby budujące postęp w tej dziedzinie, który może być skuteczny w bardzo wąskich zagadnieniach naukowych, lecz na pewno nie ma przełożenia na tradycyjne normowe problemy inżynierskie⁴⁵.

Pokazano dwie pary zdjęć⁴⁶ (rys. 66 i 67) ze skaningowego mikroskopu elektronowego, które ukazują zmienność obrazu wraz z dwukrotną zmianą liniową wymiaru skanowanego fragmentu spoiwa cementowego. Na obrazach przedstawiono mikrostruktury powierzchni przełomów spoiwa cementowego dwóch różnych próbek. Widoczne są strefy występowania kryształów i rysy w bezpośrednim ich sąsiedztwie. Po szczegółowym rozpoznaniu analizą

⁴² S. Karaś, *Ścieżki powstawania technologii F. Hennebique'a*, 2013; S. Karaś, *Unique Hennebique Bridges in Lublin, Poland*, 2013.

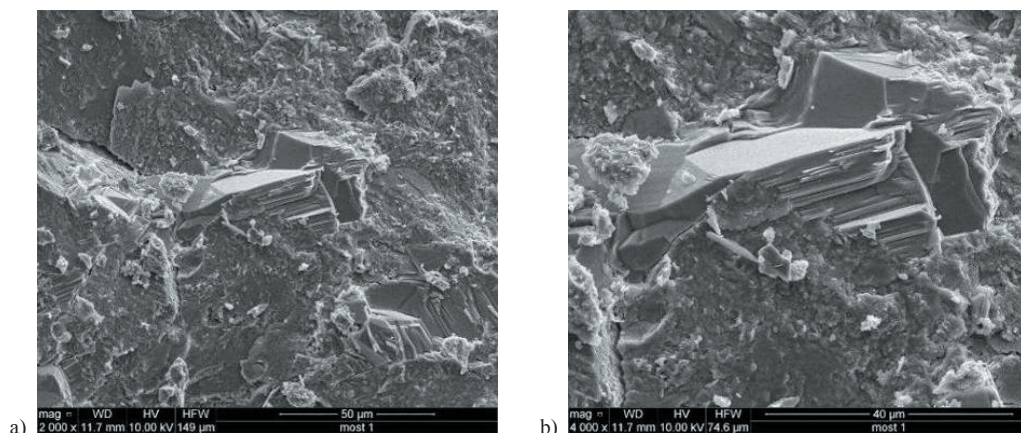
⁴³ SEM – Scanning electron microscope – badanie mikroskopem elektronowym.

⁴⁴ Walsh D. et al., *Study of Portland cement fracture surfaces by scanning electron microscopy techniques*, 1974; G. L. Golewski, T. Sadowski, *An analysis of shear fracture toughness K_{Ic} and microstructure in concretes containing fly-ash*, 2014.

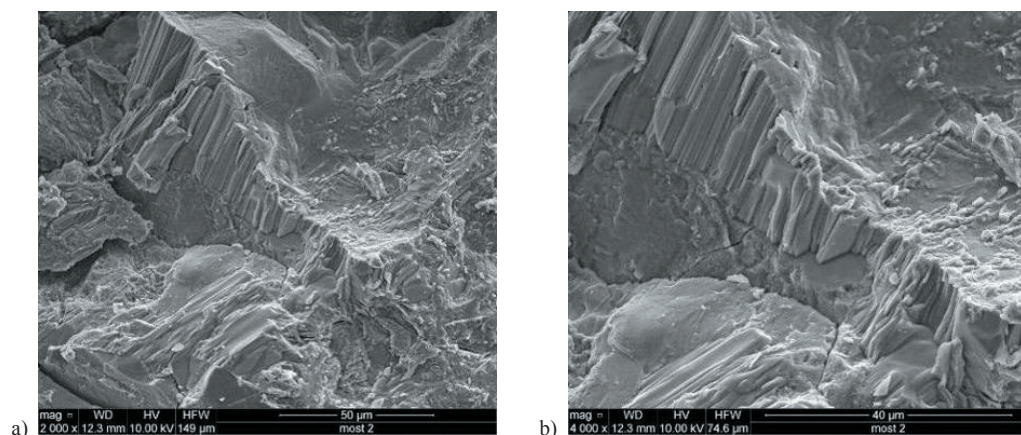
⁴⁵ B. Klimek, W. Franus, *Skład i budowa dekoracji sztukatorskiej w kolegiacie p.w. Św. Józefa w Klimontowie*, 2005.

⁴⁶ SEM – Scanning electron microscope – badanie mikroskopem elektronowym.

EDS⁴⁷ stwierdza się występowanie morfologicznych związków uwodnionych krzemianów wapnia i wodorotlenku wapnia.



Rysunek 66. Mikroobraz SEM pierwszej próbki: a) powiększenie 2000x, b) powiększenie 4000x



Rysunek 67. Mikroobraz SEM drugiej próbki: a) powiększenie 2000x, b) powiększenie 4000x

Połączenie rozpoznania za pomocą obrazu SEM z analizą chemiczną EDS i analizą kryształów z dyfraktogramów rentgenowskich prowadzi do dobrej oceny jakościowej, jednakże nie ma jasnego przełożenia na skalę makro.

⁴⁷ EDS – Energy-dispersive X-ray spectroscopy – spektroskopia z dyspersją energii promieniowania X.

3.12. Sukces odbudowy – wnioski na przyszłość

Przeprowadzona odbudowa jest sukcesem, którego wymiar dotyczy dziedzin urbanistyki, kultury, także lepszego poznania konstrukcji Hennebique’a⁴⁸. Usunięto tymczasowe uzupełnienia z czerwonej cegły, nieczynne rury po niegdysiejszych mediach, skorodowane elementy. Most przeszedł transformację od obrazu upadku do elementu zdobiącego otoczenie.

Mając na uwadze konieczność przeprowadzenia remontu także pierwszego mostu M. Lutosławskiego, przeanalizowano niedostatki procesu budowlanego po to, by podobnych błędów uniknąć przy kolejnej renowacji⁴⁹.



Rysunek 68. Uspołecznienie mostu⁵⁰

W trakcie projektowania zastosowano bezkrytycznie typowe współczesne procedury wymiarowania betonu. W rezultacie uznano, że nie ma dostatecznej sztywności belek na ścinanie i wprowadzono dodatkowe strzemiona, zmieniając tym samym oryginalną konstrukcję.

Utracono oryginalne powierzchnie elementów żelbetowych, wykonane z charakterystycznym dla M. Lutosławskiego pietyzmem. Utrwalono natomiast efekty doraźnych napraw w postaci pofałdowań powierzchni elementów kapinosa.

Pomimo wnioskowania przez KDiMPL o stosowanie się do koncepcji W. Koziejowskiego i wykonanie nawierzchni jezdni z kostki klinkierowej lub drewnianej wykonano nawierzchnię

⁴⁸ N. Nosaliuk, S. Karaś, *The bridges fate*, Rivne, 2012.

⁴⁹ J. Gieroba, S. Karaś, E. Przesmycka, *Po remoncie zabytkowego mostu w Lublinie*, 2012.

⁵⁰ Autor zdjęcia: Piotr Jaruga, zamieszczono za uprzejmą zgodą autora.

z płytek, która z dzisiejszej perspektywy jest jednak obca, a kompromis w tym względzie należy uznać za błąd. Podobnie wymieniono oryginalne riolitowe krawężniki chodników na nowe granitowe, które też są ładne, lecz nieoryginalne.

Przyczyn wymienionych niedociągnięć można upatrywać również poza projektem, a są to:

- traktowanie mostu zabytkowego jak zwykłego mostu,
- sprawowanie nadzoru konserwatorskiego w sposób co najwyżej zwykły,
- przepuszczenie przez nadzór budowlany kilku niewielkich błędów wykonawczych,
- brak nadzoru architektonicznego.

W owym czasie dopiero powstawało lubelskie Forum Kultury Przestrzeni (FKP) – grono intelektualistów dyskutujące mailowo na temat problemów Lublina, następnie finalizujące wymianę poglądów w formie wniosków do władz miasta. Brak takiego forum dyskusyjnego wcześniej sprawił, że nie było dostatecznej społecznej kontroli, szczególnie przy ustalaniu założeń i celu remontu.

Niebagatelną sprawą jest uspołecznienie mostu⁵¹. W nowej formie został zaakceptowany przez mieszkańców i środowiska kulturotwórcze miasta (rys. 68). Jest miejscem spotkań i wystaw. Tak więc inwestowanie w dziedzictwo kulturowe – tu techniczne – stało się pierwszym ogniwiem dalszych inspiracji.

3.13. Chrzest mostu w ciągu ulicy Zamojskiej

Jak już wcześniej napisano, od momentu ukończenia remontu potrzebny był jeszcze jeden rok, by mostowi nadano imię M. Lutosławskiego.

Środowiska inżynierskie proponowały, by most miał imię budowniczego mostu w brzmieniu Most inż. Mariana Lutosławskiego. W międzyczasie biegły formalności urzędowe w związku z nadaniem imienia mostowi. Proces wymagał urzędowo przewidzianego czasu z tej racji, że terytorialnie most jest położony na granicy dwóch dzielnic miasta i konieczne było uzyskanie dwóch aprobat. Już po roku, bo 8.06.2013 r. po południu podczas trwania miejskiego festynu kultury, mostowi nadano imię w nieco zredukowanej formie: Most Mariana Lutosławskiego.

Z punktu widzenia ludzi techniki jest niesłychanie ważne, by wysłużony obiekt mostowy miał swoją nową formę życia społecznego, by nie był martwą konstrukcją. Tak się stało z mostem w ciągu ul. Zamojskiej. Przypisano mu rolę początku ścieżki kultury wiodącej przez Lublin podczas corocznej Nocy kultury. Powstała zatem cenna wartość dodana do zwykłej funkcji, tj. kładki dla pieszych i rowerzystów. 10 lat różnych starań sprawiło, że dziś w dużej mierze jest jasne, co znaczy most (a nawet mosty) M. Lutosławskiego, i w tym kontekście pominięcie tytułu technicznego inżyniera w nazwie mostu może być usprawiedliwione. W publikatorach lubelskich nadano mostowi również drugie imię – Most Kultury.

⁵¹ S. Karaś, G. Kossowski, *Nasunięcie przęsła Vierendeel'a w Lublinie*, 2013.

Zaangażowanie kreatorów życia kulturalnego w mieście, a w szczególności dyr. Grzegorza Rzepeckiego sprawiło, że na moście odbył się performance, ściągający mieszkańców Lublina. Te wydarzenia zostały odnotowane przez prasę, radio, telewizję i media elektroniczne.



a)



b)

Rysunek 69. a) wywiad dla Radia Lublin⁵², b) Prezydent Miasta Lublina Krzysztof Żuk ogłasza nadanie imienia Mariana Lutosławskiego mostowi w ciągu ul. Zamojskiej⁵³

Obecnie coraz mocniej funkcjonuje zasada *sustain development*, która w przypadku budownictwa zakłada trwałość użyteczną efektów działań budowlanych przy ich nieagresywności środowiskowej. W szerszym rozumieniu wnosi do myślenia perspektywę niekompromisowych działań w kontekście przyszłych pokoleń⁵⁴. W tym ogólniejszym sformułowaniu mieści się kryterium unikania zaniechania działań budowlanych, które może uszczuplać potencjał dziedzictwa dla przyszłych pokoleń. Znajomość znaczenia unikalnych zabytków technicznych w postaci dwóch mostów M. Lutosławskiego sprawiła, że most w ciągu ul. Zamojskiej pozostanie w formie materialnej – przynajmniej dla następnego pokolenia – i nie będzie usunięty ze świadomości o dziedzictwie technicznym oraz szerzej kulturowym. Można zatem uznać, że w tym kontekście – szczegółowo i w sposób ogólny – wypełnione zostały kryteria zrównoważonego rozwoju, w tym zrównoważonego budownictwa.

⁵² Redaktor Magdzie Grydniewskiej z Radia Lublin wywiadu udziela matka chrzestna mostu Krystyna Zalewska, dalej na zdjęciu utrwalono obecność dziekana WBiA PL prof. Ewę Błazik-Borową i wnuka Mariana Lutosławskiego Olgerda Witkowskiego.

⁵³ W lewej części zdjęcia – mgr inż. Ewa Jabłońska z rodziną.

⁵⁴ S. Karaś, O. Skoczylas, *Pierwszy most M. Lutosławskiego w Lublinie*, VI Międzynarodowa Konferencja Ochrony Środowiska i Estetyki w Budownictwie Komunikacyjnym, Kazimierz Dolny, 23–25 kwietnia 2014 r.

4. O architekturze mostów Lutosławskiego

W książce *Mosty na pocztówkach*¹ (s. 69) zamieszczono kopię kartki pocztowej z mostem M. Lutosławskiego w ciągu ul. Zamojskiej. Układ książki wynika z różnej systematyzacji mostów, lubelski most zakwalifikowano do rozdziału *Mosty eklektyczne*. Podobnie jak ten sposób przypisania symptomatyczny jest tytuł artykułu Katarzyny Kowalskiej – *Most i Bizancjum*², opisującego ten sam most przed remontem i po nim. Trudno się oprzeć wrażeniu, że nie chodzi tu o Bizancjum, ale raczej o *bizancjum*, tj. termin określający nadmierne przerosł zdobniczej formy nad treścią.

Bardzo rzadko zdarza się, by piękno konstrukcji w rozumieniu mechaniki budowli stało się pięknem ogólnym, tj. wywołującym silne wrażenie w przeciętnym odczuwaniu. Także i w przypadku konstrukcji lubelskich mostów zaistniała taka sytuacja. Oczywiście dla inżyniera mostownictwa, a nawet szerzej dla inżyniera budownictwa, dla których czytelna jest realizacja przenoszenia sił wewnętrznych i w konsekwencji wymiarowanie konstrukcji, owe mosty są przykładem czystej inteligencji. Materiał konstrukcyjny został umieszczony właśnie tam, gdzie był potrzebny w ilości wynikającej ze stosownych rachunków przeprowadzonych według reguł mechaniki. To jednak bardzo wąska grupa odbiorców. Ponadto, aby dostrzec tę mechanikę, trzeba na most patrzeć właściwie z każdej strony, pozycji. Przecięty obraz mostu u przeciętnego jego użytkownika to widok balustrad i jezdnia na moście³.

Jeśli patrzymy na mosty Lutosławskiego z boku, to w pierwszej chwili postrzegany jest chaos pionowych elementów (kolumn) w cieniu ustroju nośnego. W przypadku mostu z 1908 r. dostrzegalna jest elegancka prostota elewacji, którą można określić jako surową. Most z 1908 r. na Kalinowszczyźnie był dla inwestora – magistratu miasta Lublina – testem na zastosowanie nowego wówczas materiału. Testem, który spełnił wymogi użytkowe, jednakże prawdopodobnie wywołał wrażenie niedosytu ekspozycji obiektu. Jego nowoczesność w połączeniu ze skromnością daleka była od naturalnie wpisanej w ludzką mentalność

¹ P. Okoń, *Mosty na pocztówkach*, 2001.

² K. Kowalska, *Żelbet i Bizancjum*, „Mosty Polskie”, 2010.

³ W zaprezentowanej wypowiedzi celowo unika się klasyfikowania lubelskich mostów jako *konstruktywizm*. Można oczywiście znaleźć silne analogie, ale ani F. Hennebique, ani M. Lutosławski nie działali świadomie w tym duchu. W ocenie autora zatem przypisywanie lubelskich mostów do konstruktywizmu nie jest konieczne.

chęci pokazania się i megalomanii. Dlatego w przypadku drugiego mostu Lutosławskiego w Lublinie właśnie magistrat miasta zadbał o odpowiedni dodatek architektoniczny – ozdobną balustradę. Jej projekt został zamówiony u ówczesnie modnego architekta warszawskiego – Jana Heuricha młodszego (1873–1925). W tamtych latach neogotyck był popularny. W nieodległym Lwowie, w początku XIX w. wybudowano neogotycki kościół św. Elżbiety. W Lublinie Antonio Corazzi (1792–1877) przebudował w stylu neogotyckim więź Trynitarską. Nieco wcześniej, w 1826 r., również zamek w Lublinie przebudowano w tym stylu. W ówczesnym Lublinie funkcjonowało pojęcie traktu Zamojskiego, który rozpoczynał się od placu katedralnego z wieżą Trynitarską, a kończył mostem w ciągu ul. Zamojskiej. W tym kontekście propozycja Heuricha wyposażenia mostu w neogotycką balustradę była konsekwentnym domknięciem traktu. Była też najlepszą odpowiedzią na oczekiwania władz miasta.



Rysunek 70. Balustrady Heuricha młodszego, 2013 r.

Przez wszystkie lata funkcjonowania mostu przechodzień lub kierujący pojazdem, znajdujący się na moście, przemieszczał się po ulicy ograniczonej silną architektoniczną formą o wyraźnym początku i zakończeniu. Most łączył część historyczną miasta z nowymi dzielnicami przemysłowymi. Tylko dla porządku zamieszczono kilka zdań opisu balustrady, gdyż zdjęcia dają pełny obraz neogotyckiego zamysłu Heuricha.

Naroża mostu są zaakcentowane kolumnami na wzór wież kościoła Najświętszego Zbawiciela w Warszawie. To pionowe, masywne fiale z zamontowanymi nań latarniami (rys. 70). Wzdłuż mostu, między fialami, poprowadzono balustradę w podwójnym rytmie – raz – rytmie pośrednich słupków zwieńczonych szyszakami i w drugim rytmie – wewnętrzny ciąg powtarzalnego okna na wzór kościoła św. Seweryna w Paryżu. Pochwył balustrady ma formę daszkową i jest pokryty blachami stalowymi o czytelnej grubości ~1 cm. Tak więc powstała żelbetowa aleja, która w swej powadze, a nawet majestacie mogłaby prowadzić do jednego z wielu kościołów w Lublinie.

Ze względu na brak oryginalnych dokumentacji projektowych nie wiadomo, czy o materiale konstrukcyjnym balustrady – żelbecie – zdecydował architekt czy budowniczy mostu. Trzeba zaznaczyć, że Marian Lutosławski budował wcześniej i później żelbetowe obiekty sakralne, zatem może to była wspólna decyzja. Dziś nie sposób to rozstrzygnąć. Jednakże możemy popatrzeć na to dzieło również przez pryzmat postępu, jaki dokonał się w owych latach w Europie i na świecie. Na pewno nie był to progres, który w żelbecie i w architekturze stworzył współpracujący z Hennebique’em August Perret (1874–1954) czy Louis Gustave Mouchel (1852–1908), nie był to także kubistyczny styl mostów Roberta Maillarta (1872–1940), nie była to secesja Otto Wagnera (1841–1918), Młoda Polska, a na pewno nie Le Corbusier (1887–1965). Heurich Jr. zaprojektował balustradę na miarę swoją i zapotrzebowania lubelskiego magistratu, daleką od wiedzy o żelbecie i jego potencjale, wręcz nienowoczesną na owe czasy. Jak wiadomo, nowoczesność myśli i architektury w środowiskach konserwatywnych tworzy znaczne zagrożenie, a nawet bolesne fizycznie sytuacje. Dowodem na to są perypetie Adolfa Loosa (1870–1933), który z powodu domu przy Herrengasse 2 i swej książki⁴ został zmuszony do opuszczenia Wiednia. Paradoksalnie w balustradzie mostu Lutosławskiego z 1909 r. można odnaleźć loosowski element. Bez wątplenia za sprawą M. Lutosławskiego wypełnienia balustrady zostały wykonane jako elementy prefabrykowane w formie jednostronnie przestrzennej, górna powierzchnia zaś została uformowana za pomocą betonowej wylewki, co pokazuje rys. 71.



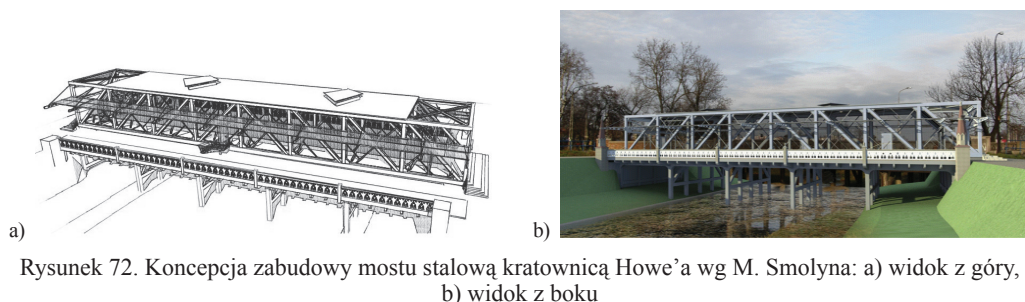
Rysunek 71. Loosowski obraz balustrady mostu M. Lutosławskiego z 1909 r.

Jak współpracują dwa elementy, tj. balustrada Heuricha i konstrukcja mostu wg Hennebique’a? Odpowiedź jest jedna – źle, to jest dysharmonia. Trwają te dwie niespójne formy jak w niedopasowanym, złączonym na zawsze związku. Nawet obecnie, gdy wszyscy

⁴ A. Loos, *Ornament und Verbrechen*, 1908 oraz A. Loos, A. Opel, M. Mitchell, *Ornament and Crime*, 1997.

są zaznajomieni z różnymi wirtualnymi zestawieniami najróżniejszych obrazów i barw, z eklektyką fizyczną i wirtualną na co dzień we wszystkich wymiarach i formach życia, dalej te dwa różne dzieła są niespójne. Możliwe jest tylko jedno wyjście, które w rzeczywistości funkcjonuje jako jedyne rozwiązanie kompromisowe i jest formą kantowskiego *praxis* – inżynier widzi mechanikę konstrukcji, a architekt balustradę, pozostali są nieco zagubieni i nie wyrażają opinii jednoznacznych.

Jak dramatyczny jest to wybór, pokazuje wariacja na temat mostu M. Lutosławskiego, sporządzona przez arch. M. Smolyną⁵, która przez zastosowanie idei Miesa van der Rohe (1886–1969) była próbą moderowania balustrady (rys. 72).



Krytyka ta, ponieważ każdy postrzega świat nieco inaczej, jest subiektywna. Jednakże, jak widać na rysunkach, życzliwie poczyniono możliwe działania porównawcze, które ją mocują w kontekście innych twórców i ich dzieł.

Z drugiej strony, materialne połączenie tak różnych dwóch elementów stwarza możliwość dyskusji o postrzeganiu obiektu mostowego, co jest dobrem samym w sobie.

Antyczny kanon piękna, na który składały się: złoty podział, osiowość, prostokreślność i symetria, obowiązują nadal, paradoksalnie pomimo że współczesna architektura stosuje dekonstruktywizm formy. W tym zakresie funkcjonuje paradygmat Thomasa Kuhna (1922–1996)⁶, wg którego każda nowa i prawidłowa koncepcja obejmuje wcześniejsze koncepcje.

W tradycji polskiego mostownictwa problemy estetyki mostów są równie ważne jak statyka, wymiarowanie czy jak obecnie dynamika konstrukcji. Jako pierwszy tymi zagadnieniami zajmował się prof. Zbigniew Wasiutyński (1902–1974) w monografii *O architekturze mostów*⁷ ze wstępem Władysława Tatarkiewicza. Praca ta ma swe korzenie w różnych koncepcjach filozoficznych i sztuki. Zawiera przegląd wielu elementów wpływających na postrzeganie i odnoszenie wrażeń od technologii budowlanych metod projektowania architektonicznego, funkcjonalności stanów związanych z ekspresją, uczuciem, prób sch-

⁵ Marian Smolyn – architekt, doktorant na politechnice w Rovnym (UA), stypendysta programu Erasmus-Mundus na Politechnice w Lublinie w roku 2009, praca semestralna w Katedrze Dróg i Mostów.

⁶ T. Kuhn, *The Structure of Scientific Revolutions*, 1962

⁷ Z. Wasiutyński, *O architekturze mostów*, 1971.

rakteryzowania odbioru dzieła, wpływu barwy, kształtu, wymiaru w czasie i przestrzeni oraz innych. Wielość rozpatrywanych, koniecznych elementów oceny efektów w postaci mostów, wartościowania wrażeń i ocen estetycznych jest podyktowana subiektywnością wywoływanych doznań estetycznych. Ta mnogość elementów składowych jest – jak się wydaje – próbą dyskusji ze znanym zdaniem *de gustibus non est disputandum*. Wobec siły przywołanego powiedzenia trudno jest podawać kanony ocen estetycznych. Finalnie jest tak też w monografii Z. Wasiutyńskiego. Profesor przywołuje wiele niezbędnych kryteriów ocen estetycznych mostów, jednakże odnosi się wrażenie, że preferował te sformułowane przez Wirtuwiusza, dodając wiele współczesnych norm stosowanych w architekturze, nie pomijając techniki związanej z surowymi regułami wytrzymałościowymi i własnościami materiałów stosowanych do budowy mostów.

Obecnie koncepcje Wasiutyńskiego rozwija twórczo prof. Grażyna Łagoda, uwzględniając współczesne metody projektowania i artystyczne mody kształtowania mostów, gdy te przez swe kształty osiągają granice użyteczności na rzecz efektu zdobniczego w miastach, ale także w krajobrazie niezurbanizowanym⁸.

Pomimo że monografia Wasiutyńskiego przewyższa swą wnikliwością poznawczą zagadnień estetyki popularne dzieło Fritza Leonhardta⁹ *Bridges: Aesthetics and Design*, ta druga praca jest bardziej popularna. Leonhardt także podaje elementy kanonu ocen estetycznych, które oczywiście na zasadzie koniecznej ogólności są postulatami równymi co do mocy kanonom Witruwiusza czy Wasiutyńskiego. Są to: spełnienie funkcji mostu, proporcje i porządek, doskonałość formy, integracja i dopasowanie do otoczenia, barwa, charakter, stopień złożoności i współgranie z naturą.

Formułowanie kanonu i jego uzasadnienie, objaśnienie, to jedno, a drugie to aplikacja, która powinna dawać miarę estetyczną, a dokładniej porównania estetycznego np. dwóch obiektów, tak by móc je uszeregować w kolejności relacji wyższości (niższości) estetycznej. Zdarzają się sytuacje, kiedy takie próby są podejmowane. Tak uczynił M. Smith w swoim artykule o pierwszym moście przez Bosfor¹⁰. Wykorzystał kryteria Leonhardta. Okazało się, że obiekt spełnia je z powodzeniem. Autor artykułu nie był na tyle odważny, by napisać, że w związku z takim wynikiem testu most uważa albo za piękny, albo nieatrakcyjny. Wynika stąd, że pozytywna weryfikacja jest łatwa do uzasadnienia, problem pojawia się, gdy istnieje wskazanie w stronę oceny negatywnej.

Ponieważ miary pozytywnego odbioru estetycznego są bardzo trudne do inżynierskiego określenia, to konieczne są poszukiwania narzędzi pomocniczych, np. nawet odnoszące się do ocen wprowadzonych przez film i telewizję. W tych środowiskach mówi się, że kamera kocha aktora, aktorkę lub też miejsce. Idąc tą drogą, można rozważyć następującą propozycję – jeśli będzie możliwość wykonania zachwycającego ujęcia mostu, to ocena estetyczna w oczach odbiorcy jest również pozytywna i przeciwnie. Współcześnie zdjęcia otaczają nas totalnie, ze wszystkich stron i wszędzie. Ich wpływ na ogląd obiektu jest na tyle silny, że patrząc na most, w rzeczywistości poszukuje się i powtarza podświadomie wcześniej

⁸ G. Łagoda, *Wiadukty nad autostradami. Wybrane zagadnienia kształtowania konstrukcyjnego i estetycznego*, 2001 oraz G. Łagoda, J. Boniecka, *Odbiór estetyczny obiektów mostowych*, 2013.

⁹ F. Leonhardt, *Bridges: Aesthetics and Design*, 1984.

¹⁰ M. Smith, *Critical Analysis of the first Bosphorus Bridge*, 2009.

widziane obrazy ze zdjęć. Jeśli na zdjęciu zostało uchwycone piękno, to w bezpośrednim wzrokowym kontakcie z rzeczywistością będzie odnalezione i powtórzone, zwielokrotnione emocją wspólnego odczuwania piękna. Wykonywanie atrakcyjnych zdjęć, tj. przyjaznych dla oglądających, jest czasem trudne, a czasem łatwe. Zdjęcia mostów M. Lutosławskiego w Lublinie wychodzą jako efektowne. Zdjęcie jako obraz, przez swój złożony, integralny wyraz i twórcze powstawanie, może być syntezą kanonów estetycznych – może zatem stać się narzędziem rozpoznania niezwykłości obiektów mostowych, przy koniecznym statystycznym kontekście rejestracji liczby pozytywnych i negatywnych ocen (rys. 73).



Rysunek 73. Elementy kanonu klasycznego: rytm, prostokreślność, porządek, pozytywna dominanta v. interakcja z otoczeniem; wiosna 2013 r.

Sformułowana fotograficzna miara estetyki mostów funkcjonuje w rzeczywistości od dawna. Stosują ją wszyscy, w tym F. Lonhatdt i G. Łagoda w swoich pracach, które są albumami zdjęć różnych mostów. Występuje w kalendarzach ściennych i jest kultywowana przez ogłaszanie różnych konkursów na najładniejsze, najciekawsze zdjęcia mostów. W tym sensie zatem drzwi nie trzeba wyważać. Można natomiast powrócić do *ilustracjonizmu*, który jako motto przyjmuje hasło pochodzące ze starych japońskich i chińskich tekstów: *1 obraz jest wart 1000 słów*. Teoria tej dziedziny jest słabo zarysowana z racji jej oczywistości. Powstała w początku XX w., ale jej rozwój trwa nadal, a wynika przede wszystkim z rozwoju komputerowych technik graficznych¹¹.

Pomimo niepowodzeń aplikacyjnych uznanych i niezaakceptowanych kanonów estetycznych konieczna jest ich ciągła analiza, gdyż nie chodzi tylko o osiągnięcie celu. W tym przypadku droga do niego jest ważniejsza niż sam cel. Obecnie jedną z cyklicznych konferencji są spotkania organizowane przez Instytut Dróg i Mostów PW oraz oddział warszawski ZMRz pod hasłem Estetyka mostów, podczas których dyskusja o estetyce konstrukcji

¹¹ M. Friendly, *Milestones in the history of thematic cartography, statistical graphics, and data visualization*, 2009.

mostowych uwrażliwia inżynierów i architektów, by budować nie tylko lepiej i szybciej, ale również interesująco, ładnie – cokolwiek by to nie znaczyło.

Architektoniczne postrzeganie mostu jest oparte na zasadzie łatwości oceny kształtu i niemierzalnej, choć czytelnej statystycznie oceny większości obserwatorów, jest zatem bardziej egalitarne. Do tego, by rozpoznać wartości konstrukcji w sensie mechanicznym i technologicznym, niezbędna jest specjalistyczna wiedza z zakresu budownictwa. Właśnie taka ocena odnosi się do mostów ciągu ul. Zamojskiej i tego na Kalinowszczyźnie, przy czym w przypadku mostu w ciągu ul. Zamojskiej możemy również mówić o interesujących dodatkach architektonicznych.

Lubelskie mosty poddano na wstępie subiektywnej ocenie piszącego, która przebiegała bez literalnego odniesienia do ustalonych zasad ocen. Przyjęto za to mocne założenie o pierwszorzędym znaczeniu mechaniki konstrukcji, która jak każda nauka ścisła ma w sobie znaczącą dozę humanizmu, i to jest jedynym usprawiedliwieniem na subiektywność ferowanych ocen.

5. U źródła – mosty belkowe F. Hennebique’a

F. Hennebique budował oczywiście także mosty typu łuku Moniera, w tym jeden z najpiękniejszych do dziś, o stumetrowej rozpiętości most Risorgimento w Rzymie (1912) (rys. 74).

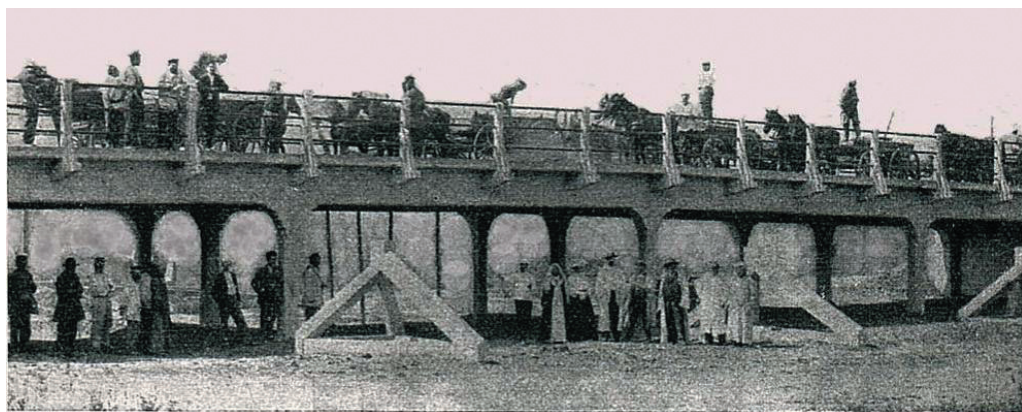


Rysunek 74. Ponte del Risorgimento, Rzym, rz. Tyber, 1912 r.; $L_1 = 100 \text{ m}^1$: a) widok z boku, b) tablica informacyjna o budowniczym, c) informacje środowiskowe

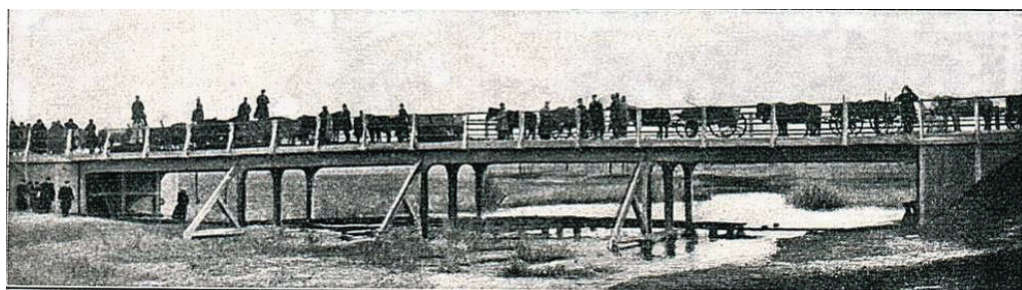
¹ Zdjęcia – dr arch. N. Przesmycka.

F. Hennebique, mając liczne doświadczenia w rekonstrukcji i wzmacnianiu zabytków sakralnych², gdzie elementami konstrukcyjnymi były żebra stropów kościołów, dążył do stosowania nośnych struktur belkowo-prętowych. W tych dążeniach żelbet stwarzał możliwość łatwego kształtowania węzłów. F. Hennebique zmodyfikował pręty stalowe. Zamiast prętów gładkich wprowadził pręty z maszynowo kształtowanymi karbami, dziś nazywanymi uźebrowaniem prętów zbrojeniowych.

Mosty w Lublinie to esencja technologii Hennebique'a, niezależna myśl oderwana od koncepcji Moniera³, opierająca się na technologii mostów drewnianych belkowych. Występuje wyraźne podobieństwo do żelbetowych hal magazynowych. Rozpiętości przeszły się w granicach 10 m, ustroje ciągle w formie żelbetowej płyty ortotropowej to elementy łączące mosty i hale Hennebique'a.



Rysunek 75. Most w miejscowości Fiodorówka⁴



Rysunek 76. Most w miejscowości Aleksandrówka⁵

² G. Delhumeau, *L'Empire Hennebique, Architecture, Mouvement, Continuité*, 1990.

³ M. Thullie, *Obliczanie naprężeń w zeskładach Moniera*, 1890.

⁴ Abb. 193. Brucke bei Feodorowka (Rußland).

⁵ Abb. 192. Brucke bei Alexandrowka (Rußland).

Na podstawie studiów literaturowych można stwierdzić, że wybudowane w Lublinie mosty były konstrukcjami typowymi. Pokazano replikę dwóch mostów z terenów Rosji zamieszczonych w *Handbuch für Eisenbetonbau*⁶ z 1911 r. Zdjęcia zamieszczono w niemieckim wydawnictwie z powodu zastosowania izbic wykonanych z żelbetu. Na rys. 75 i 76 utrwalono dwa mosty wykonane w Rosji. Bez trudu można wyodrębnić elementy zbieżne z mostami wybudowanymi przez M. Lutosławskiego w Lublinie.

Są też różnice. W odniesieniu do mostów lubelskich można dostrzec niewielkie zmiany w kształtowaniu skrzydeł i stężeń poprzecznych między filarami. Po mostach z tych fotografii nie ma śladu. Na nic się zdała życzliwa pomoc kolegów mostowców z Ukrainy i Białorusi. Ponieważ mostów fizycznie nie ma, a na dodatek jest wiele miejscowości o nazwach Aleksandrówka i Fiodorówka, powoduje to trudność w zlokalizowaniu tych właściwych dla sprawy miejscowości na mapie.

Innym przykładem był funkcjonujący do 2010 r. wiadukt zlokalizowany w okolicy Waterloo w Belgii (rys. 77). Wiadukt ramowy Colo-Hugues⁷ wybudowano w 1904 r. Była to konstrukcja kolejowa o osiemnastu przęsłach, o rozpiętości 6 m każde. W przekroju poprzecznym zastosowano 4 belki w rozstawach 1,3–1,0–1,3 m, przy czym dwie środkowe belki były usytuowane pod torami kolejowymi.



a)



b)

Rysunek 77. Wiadukt Colo-Hugues: a) zdjęcie z czasów budowy w 1904 r., b) przed rozbiórką w 2010 r.⁸

Optycznie wiadukt różni się od mostów lubelskich, dlatego że w specyfikacji zamówienia od kolei zażądano, by wiadukt był łukowy. Projektanci zastosowali delikatne łuki w belkach skrajnych, które w istocie były atrapą, konieczną do wywiązania się z kontraktu. Oczywista różnica w rozpiętościach rygli i ich rozstawie wynikała z obciążenia użytkowego kolejowego, istotnie innego niż w przypadkach mostów drogowych.

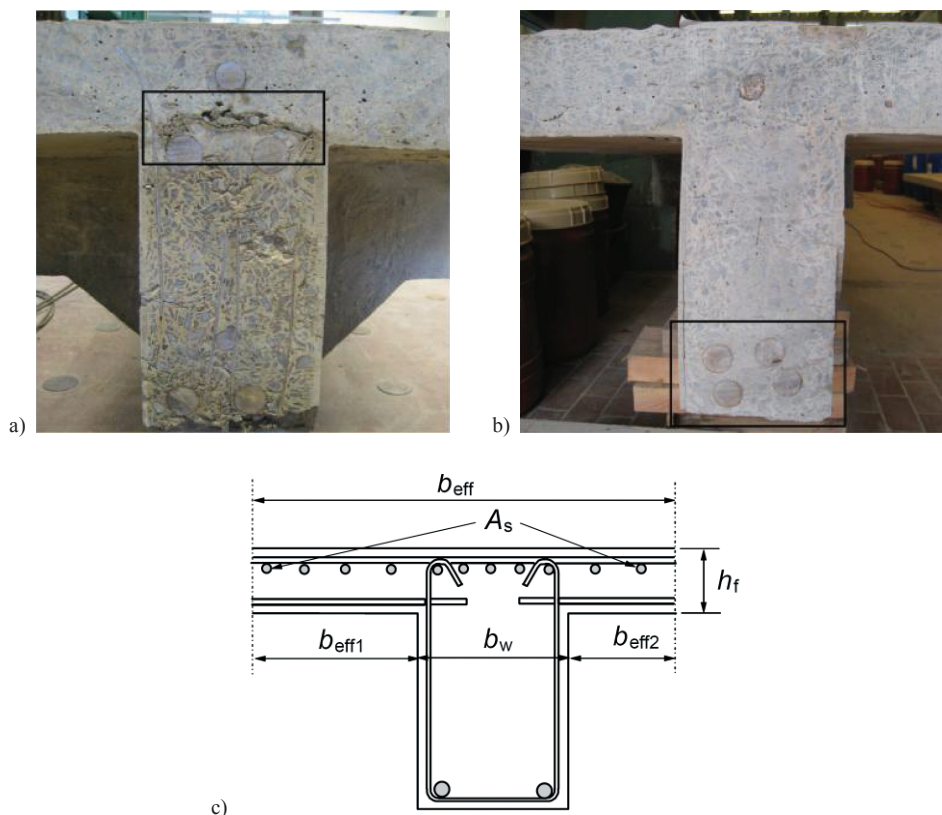
W 2010 r. wiadukt został rozebrany, co było okazją do podjęcia kompleksowych badań betonu, stali i wytrzymałości belek pobranych z wiaduktu. Zamieszczono zdjęcia przekrojów poprzecznych belki wiaduktu (rys. 78). Zbrojenie dolne to 4 pręty o średnicy

⁶ *Handbuch für Eisenbetonbau*, 1911.

⁷ A. Hellebois, *Theoretical and experimental studies on early reinforced concrete structures...*, 2012 oraz A. Hellebois, B. Espion, *Test up to failure of a typical RC Hennebique T-beam*, 2013.

⁸ Zdjęcia zamieszczono dzięki uprzejmości i zgodzie prof. Bernarda Espiona z Université Libre de Bruxelles.

31 mm, przy czym dwa górne zostały odgięte ku górze w strefę rozciągania nad podporą pośrednią. Górą dodatkowo biegnie pręt o średnicy 24 mm.



Rysunek 78. Wiadukt Colo-Hugues, obrazy przecięcia belek: a) zbrojenie belki nad podporą, b) rozmieszczenie zbrojenia w przęśle, c) współczesny sposób zbrojenia belki teowej ciągłej nad podporą pośrednią

Na rys. 78a występuje charakterystyczny sposób zbrojenia, obowiązujący aż do lat 80. XX w., gdy zbrojenie belki teowej, rozciąganej górną, rozmieszczało się w obszarze umownego prostokąta⁹. Obecnie zbrojenie należy rozmieszczać także w polu płyty na szerokości współpracującej (rys. 78c), replika rys. 9.1 z normy PN-EN 1992-1-1.

Łączne pole prętów zbrojenia przeszłowego wynosi:

$$A_{dolne}^{Colo-Hugues} = 4\varphi 31 = 0,003 \text{ m}^2, \quad (29)$$

pole zbrojenia belki prostokątnej górną to:

$$A_{górne}^{Colo-Hugues} = 2\varphi 31 + \varphi 24 = 0,002 \text{ m}^2. \quad (30)$$

⁹ S. Karaś, M. Słowik, *Distribution of Reinforcement in Tensile Flanges...*, 2010.

Porównując zastosowane zbrojenie w wiadukcie Colo-Hugues ze zbrojeniem w lubelskim moście na Kalinowszczyźnie, gdzie zastosowano pręty o średnicy 28 mm (rys. 23), odnajdujemy ewolucję technologii żelbetu.

W przypadku mostu na Kalinowszczyźnie pole stali w dźwigarze wynosi:

$$A_{dolne}^{Kalinow.} = 9\varphi 28 = 0,0037 \text{ m}^2 = 1,22 A_{dolne}^{Colo-Hugues}. \quad (31)$$

Uwzględniając różnice rozpiętości między wiaduktem Colo-Hugues $L^{Colo-Hugues} = 6,0$ m a mostem na Kalinowszczyźnie $L^{Kalinow.} = 9,4$ m, znajdujemy skorygowaną porównawczą wartość pola stali w przypadku wiaduktu równą:

$$\bar{A}_{dolne}^{Colo-Hugues} = \left(\frac{9,4}{6,3}\right)^2 4\varphi 31 = 0,007 \text{ m}^2 = 2,0 A_{dolne}^{Kalinow.}, \quad (32)$$

co jest rozsądną oceną wynikającą z różnicy między obciążeniami kolejowymi a drogowymi.

Po 106 latach funkcjonowania wiaduktu Colo-Hugues zdecydowano o jego rozbiórce. Podczas rozbiórki stwierdzono dobry stan techniczny pomimo lokalnych odsłoneń prętów zbrojeniowych. Przeprowadzone badania nośności odpowiadały założonej w projekcie wyznaczonej przy stosowaniu NL. Obszerny opis przeprowadzonych badań można znaleźć w przywoływanych pracach autorów o wiadukcie.

Omawiane mosty potwierdzają słuszność założenia o typowym rozwiązaniu tego rodzaju mostów F. Hennebique'a, nieznacznie modyfikowanym w różnych sytuacjach.

6. Transformacja technologii mostów drewnianych

6.1. Krótka charakterystyka belkowych mostów drewnianych

Sam układ podpór słupowych mostów lubelskich podsuwał myśl, że istnieje analogia do mostów drewnianych¹. Jednak dopiero częściowe odsłonięcie przyczółków mostu w ciągu ul. Zamojskiej stało się przesłanką do sformułowania tezy o kształtowaniu lubelskich mostów wg reguł obowiązujących w mostach belkowych drewnianych.

Ich budowa jest dobrze ujęta w pracach M. Thulliego², J. Melana³, nieco późniejszej monografii D. Strożeckiego⁴ oraz we współczesnej H. Zobla i Thakaa Alkhafaji⁵. Ogromna różnorodność mostów drewnianych sprawia, że nie sposób krótko omówić ich wszystkich. Do celów wykazania słuszności postawionej tezy zostaną wymienione tylko niektóre typy mostów drewnianych belkowych. Oto charakterystyczne rozwiązania w relacji do lubelskich mostów (rys. 79).

6.1.1. Ustrój nośny

Ze względu na relatywnie niską wytrzymałość drewna ustroje kształtowano jako tzw. leżajkowe, swobodnie podparte, gdzie belka główna była w kształcie zbliżonym do pnia drzewa. Tak budowano mosty o niewielkich rozpiętościach, maksymalnie do 6 m, przy jednoczesnym założeniu o niewielkich ciężarach użytkowych.

W przypadku dłuższych przęseł mostów wieloprzęsłowych stosowano siodełko, redukujące ca dwukrotnie większe wyteżenia nad jarzmami⁶ w porównaniu z wyteżeniami w przęsłach.

¹ S. Karaś, *Ścieżki powstawania technologii F. Hennebique'a*, 2013.

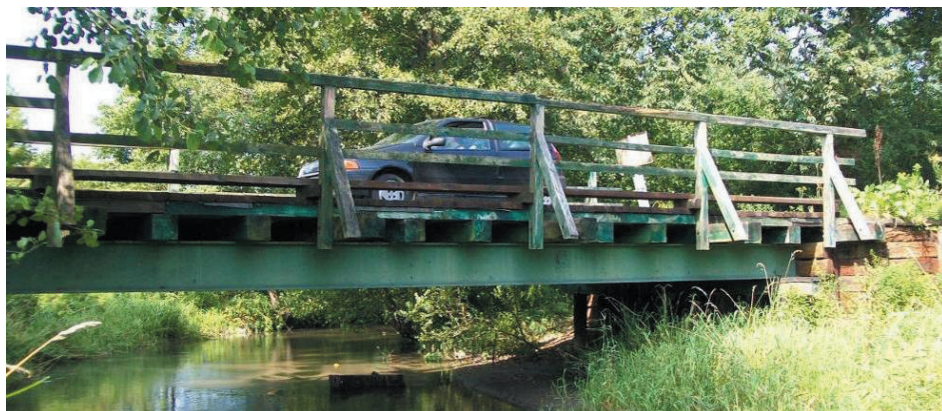
² M. Thullie, *Mosty drewniane*. Cz. 1. *Mosty belkowe i jarzma*. B. Atlas, 1913.

³ J. Melan, *Der Brückenbau I. Band Einleitung und hölzerne Brücken*, 1910.

⁴ D. Strożecki, *Mosty drewniane*, 1959.

⁵ H. Zobel, Thakaa Alkhafaji, *Mosty drewniane*, 2006.

⁶ W przypadku mostów drewnianych filary są nazywane jarzmami.



Rysunek 79. Most drewniany w miejscowości Marezki koło Wąwolnicy, rz. Bystra⁷

Dalszą rozbudowę strefy nad jarzami prowadzono przez stosowanie zastrzałów, które zmieniały przegubowe podparcie ustroju nośnego w węzeł sztywny lub półsztywny oraz schemat statyczny belkowo-słupowy w ramowy.

Sztywność ustroju nośnego zwiększano przez stosowanie belek wielokrotnych, układanych jedna nad drugą. Wprowadzenie łączników klockowych lub klinowych zmieniało belki wielokrotne w belkę zespoloną o wysokości równej liczbie wysokości zastosowanych belek, przy czym moment bezwładności i w konsekwencji sztywność rosła z trzecią potęgą wysokości.

Na belkach głównych układano żebra poprzeczne – poprzecznice, a następnie na poprzecznicach podłużnice w rozstawie znacznie mniejszym niż belki główne. Na samej górze montowano pokład z dwóch warstw: dolne bale w odstępach 2 cm, a na nich nawierzchnię, układając tarcicę na styk podłużnie, poprzecznie lub w jodełkę.

Opisane kształtowanie ustroju nośnego było naśladowane w wojskowych konstrukcjach znanych jako *battledeck*, przy czym zamiast bali drewnianych stosowano kształtowniki stalowe, głównie dwuteowniki⁸. Kolejną innowacją stało się wprowadzenie wspólnej płyty górnej do stalowych dźwigarów głównych, poprzecznic, podłużnic i drobnych żeber z płaskowników lub o przekroju trapezowym, lub ogólniej o przekroju zamkniętym. W ten sposób powstał stalowy ortotropowy ustrój nośny⁹.

Wracając teraz do początku tej krótkiej historii, konkludujemy – ustrój nośny mostu drewnianego może być traktowany z dużym przybliżeniem jako płyta ortotropowa, to znaczy konstrukcja o trzech różnych kierunkach wytworzonych sztywności giętych konstrukcji ustroju nośnego.

Drewniany ustrój nośny jest obliczany jako niezależne elementy składowe na zginanie i siły poprzeczne. Nawet przy najlepszych połączeniach między elementami ustroju nośnego jego sztywność na skręcanie jest niewielka.

⁷ Współcześnie zamiast dźwigarów drewnianych są stosowane belki stalowe.

⁸ J. Jones, *The Battledeck Floor for Highway Bridges*, 1938.

⁹ EN 1993-2 *Mosty stalowe*.

6.1.2. Jarzma

W najprostszym przypadku jarzma tworzą drewniane pnie, zagłębione w grunt – pale, przy czym część nadziemna pala to słupy podpory. W Polsce stosowano orientacyjną miarę, według której 1 m zagłębienia w gruncie odpowiadał nośność 1 T przy średnicy pala powyżej 25 cm.

Słupy stężano przez skratowanie jednostronne lub dwustronne (kleszcze). Na górnej powierzchni słupów układano poziomy rygiel – oczep. Nad słupami leżały belki główne.

O złożoności filarów niektórych mostów można się przekonać, przeglądając jedną z podanych monografii oraz odnajdując np. zdjęcie na karcie pocztowej pięknego mostu Kraśnieńskiego w Łucku¹⁰.

Jarzma od strony napływu były poprzedzane przez izbice, chroniące je przed spływem kry czy sryżu. Izbice mogły być zintegrowane z filarami lub niezależne. W przypadku mniejszych mostów stosowano krzaki, tj. powiązanie wzajemnie w wiązkę kilku pionowych lub pochylonych bali drewnianych.

6.1.3. Przyczółki

Mogą mieć różny kształt. Jednakże zawsze występują dwa charakterystyczne elementy nośne.

- Pierwszym wewnętrznym (w stronę rzeki) jest grupa pali-słupów, przenosząca oddziaływania pionowe, w niewielkim zakresie siły poziome, od ustroju nośnego.
- Drugim jest ściana oporowa, w polskiej tradycji jest to drugi równoległy rząd pali-słupów, która przez opierzenie ułożone od strony gruntu przenosi jego parcie czynne. W tym przypadku słupy pracują na zginanie. Ściana oporowa jest dodatkowo kotwiona w gruncie nasypu za przyczółkiem za pomocą odciągów lub kleszczy, mocowanych do pali wykonanych w nasypie. Każdy z rzędów pali-słupów jest górą stężony mniej lub bardziej złożonym oczepem.

Jak wspomniano, kształtowanie przyczółków może być różne. Oba rzędy pali mogą być ze sobą połączone, poprzecznie stężane do kształtu kratownic lub wzajemnie w pełni zintegrowane. Zawsze jednak występuje dekompozycja pracy elementów przyczółka na oddziaływania od ustroju nośnego i zginanie ściany oporowej.

Skrzydła przyczółków są na ogół ukośne pod kątem $\pi/4$ w płaszczyźnie skrzydła, ze zmienną wysokością od poziomu gruntu na ich końcach do pełnej wysokości przyczółka przy ustroju nośnym. W zależności od sytuacji można też spotkać skrzydła prostopadłe lub równoległe do osi podłużnej mostu. Skrzydła tworzą słupy-pale i oparte o nie od strony gruntu opierzenie. Skrzydła pracują jak ściana oporowa (rys. 80).

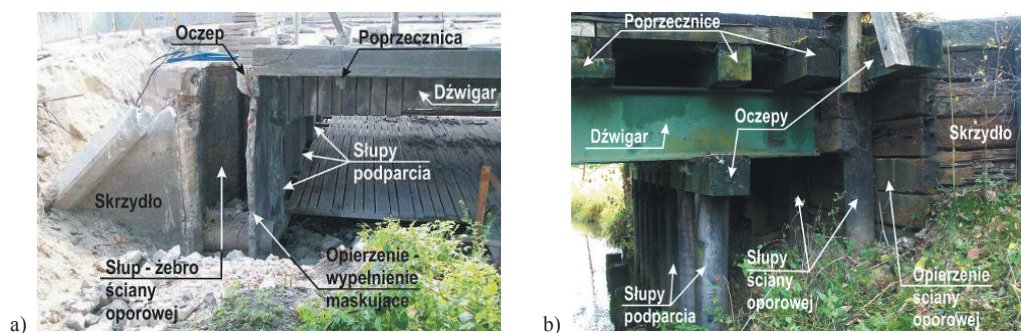
¹⁰ <http://www.europeana.eu/portal/record/92033/8796CD1C966E68F6C6E136522872B2140E-AA4E54.html> [dostęp: 5.03.2014].

Zastosowanie żelbetu w lubelskich mostach ukazuje technologię wykorzystującą wszystkie zasady mechaniki charakterystyczne w przypadkach mostów drewnianych z pominięciem, dzięki technologii żelbetu, wad drewnianych mostów belkowych, związanych z kształtowaniem węzłów. W obu lubelskich mostach zastosowano powszechnie znany do dziś patent Hennebique'a na pale żelbetowe wbijane, nazywane też palami Hennebique'a.

6.2. Zbieżność kształtowania mostów drewnianych z mostami belkowymi Hennebique'a

Podczas remontu mostu w ciągu ul. Zamojskiej ukazała się konstrukcja podpory wykonana w postaci dwóch izolowanych ścian, będących odpowiednikami dwóch rzędów pali drewnianych w mostach belkowych drewnianych (rys. 81). Jak widać na zdjęciach, kształtowanie filarów mostów w Lublinie i kształtowanie filarów mostów drewnianych jest bliźniacze.

Rozpoznanie musiało nastąpić z natury, gdyż w archiwach polskich nie ma pełnej dokumentacji technicznej mostów wybudowanych przez M. Lutosławskiego. Prawdopodobnie brak obliczeń wynikał ze stosowanych przez F. Hennebique'a warunków udzielania patentów.



Rysunek 81. Przyczołki mostów: a) drewnianego w Mareczkach, b) mostu w ciągu ul. Zamojskiej

Obrazy (rys. 82 i 83), na podstawie zdjęcia mostu M. Lutosławskiego na Kalinowszczyźnie z 1908 r., ukazują symbolicznie transformację mostów drewnianych na żelbet.

W najbliższych nadchodzących latach prawdopodobnie nastąpi renesans technologii mostów drewnianych z tą jednak różnicą, że zamiast drewna będą wykorzystywane słupy i belki wytworzone ze zużytego plastiku¹¹.

¹¹ <http://www.axionintl.com/> [dostęp: 20.01.2013].



Rysunek 82. Most zastrzałowy z belką podwójną



Rysunek 83. Most zastrzałowy z siodełkiem z belką pojedynczą

Odwołując się do zdjęć zamieszczonych wcześniej (rys. 23, 28 i 29), łatwo odnaleźć podobieństwo do kształtowania jarzm w przekroju poprzecznym.

Pełny dowód przedstawionej tezy byłby możliwy, gdyby istniała sposobność przejrzania obliczeń statycznych, prowadzących do wyznaczania sił wewnętrznych w elementach nośnych mostów lubelskich. Przy jej braku przeprowadzony dowód nie ma siły kryterium dostatecznego. Można jednak uznać, że podobieństwa geometrii prowadzą do wypełnienia kryterium koniecznego.

7. Zaczęło się we Lwowie

7.1. Kładka Thulliego

Każde zdarzenie jest elementem pewnego procesu. Pomysł na odbudowę mostów Lutosławskiego w Lublinie zrodził się na skutek zabiegów o inny ważny zabytek mostownictwa, jakim jest kładka Thulliego, umiejscowiona na terenie Politechniki Lwowskiej, w bezpośrednim sąsiedztwie gmachu głównego uczelni.

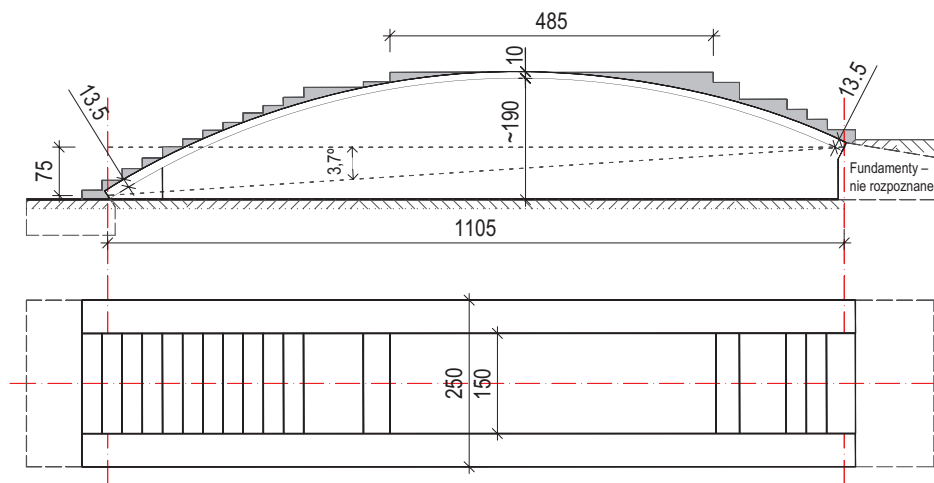


Rysunek 84. Kładka Thulliego, 2001 r.

W znakomitym podręczniku prof. Juliusza Szczygła¹ (s. 27) znajdujemy rysunek kładki Thulliego. Nawet rysunek techniczny wzbudza napięcie obcowania z niezwykle dziełem. Nie jest to most w pełnym wymiarze, jest to raczej drobiazg mostowy – cokolwiek by to nie znaczyło, architektura łuku skromnego i przez to pięknego. Dla ludzi ze Lwowa ten mostek był co najwyżej szczegółem ich wspaniałego miasta. Dla tych spoza Lwowa praktycznie

¹ J. Szczygieł, *Mosty z betonu zbrojonego i sprężonego...*, 1972. Prof. Juliusz Szczygieł (1915–1997) rozpoczął swą działalność naukową jako asystent w katedrze mostów na Politechnice Lwowskiej.

jedynym źródłem wiedzy o kładce był rysunek w książce J. Szczygła. W 2001 r. pracownicy Politechniki Lubelskiej wraz ze studentami z Koła Naukowego Konstrukcji Mostowych i Drogowych (SKNKMID) byli gośćmi prof. Bohdana Hnideca na Wydziale Budownictwa i Architektury Politechniki Lwowskiej. Wówczas wszyscy mogli obejrzeć z bliska kładkę Thulliego. Jak widać na rys. 85, była to konstrukcja w relatywnie dobrym stanie z niewielkimi ubytkami i zarysowaniami powierzchni betonowych. Kładka jest znakomicie wpasowana w park starych drzew z jednej strony i w tło dziewiętnastowiecznych kamienic sąsiadującej ul. Sapięhy Leona² z drugiej strony.



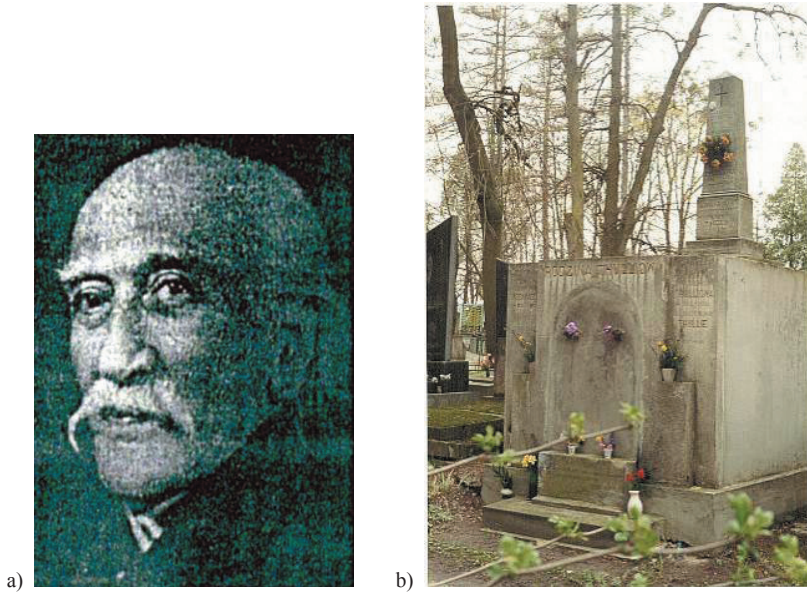
Rysunek 85. Schemat kładki Thulliego [cm]

7.2. O Maksymilianie Thulliem

A oto kilka danych historycznych, które są niezbędne, by kładkę Thulliego postrzegać nie tylko jako udaną geometrię. W 1844 r. powołano do istnienia Politechnikę Lwowską, uczelnię, w której językami wykładowymi był niemiecki i nieco później polski. Pierwszym rektorem uczelni został prof. Julian Zacharjewicz (1877–1878 i 1881–1882), który jest znany także jako autor projektu gmachu głównego politechniki. Na Politechnice Lwowskiej w 1885 r. powstała pierwsza na terenach zaborowych Katedra Mostów, a jej pierwszym kierownikiem został prof. Karol Skibiński. W 1889 r. kierownictwo przejął prof. Maksymilian Thullie.

M. Thullie studiował na politechnice w Wiedniu, praktykę inżynierską zdobywał jako budowniczy linii kolejowej Lwów–Jassy. Stopień doktora uzyskał na Politechnice Czeskiej w Pradze, a w wieku 27 lat był już po habilitacji, co umożliwiło mu podjęcie pracy naukowej na Politechnice Lwowskiej w 1880 r.

² Dziś ulica nosi inną nazwę.



Rysunek 86. a) Maksymilian Marceł hr. v. Thullie (1853–1939), b) grób rodziny Thulliów na Cmentarzu Łyczakowskim



Rysunek 87. Zdjęcie profesury Politechniki Lwowskiej z udziałem sześciu rektorów, w tym prof. Maksymilian Thullie – obwiedziony ramką³

³ Zdjęcie pochodzi ze zbiorów prof. Stanisława Nicieja i jest zamieszczone za jego zgodą.

W 1894 r. i w 1910 r. M. Thullie był dwukrotnie wybierany na rektora politechniki (rys. 87). W szerszym wymiarze – był także senatorem odrodzonej Rzeczypospolitej w latach 1922–1935⁴. Tak więc pomimo że w innych zaborach działały także szkoły i budowniczości mostów, Katedrę Mostów z Politechniki Lwowskiej można uznać za kolebkę współczesnego mostownictwa polskiego.

M. Thullie był autorem wielu podręczników, w tym w szczególności o mostach. W ciągu 50 lat wydał zbiór monografii tworzących bibliotekę z zakresu mostownictwa⁵. Monografie można scharakteryzować, zarówno na ówczesne czasy, jak i nawet na dzisiaj, jako nowoczesne i praktyczne źródła wiedzy inżynierskiej, a w wymiarze kultury ogólnej zwraca uwagę czysty i elegancki język polski. Była to pierwsza edycja prac o mostach po polsku. Zamieszczono listę tytułów podręczników mostowych oraz zdjęcie stron tytułowych trzech spośród nich.

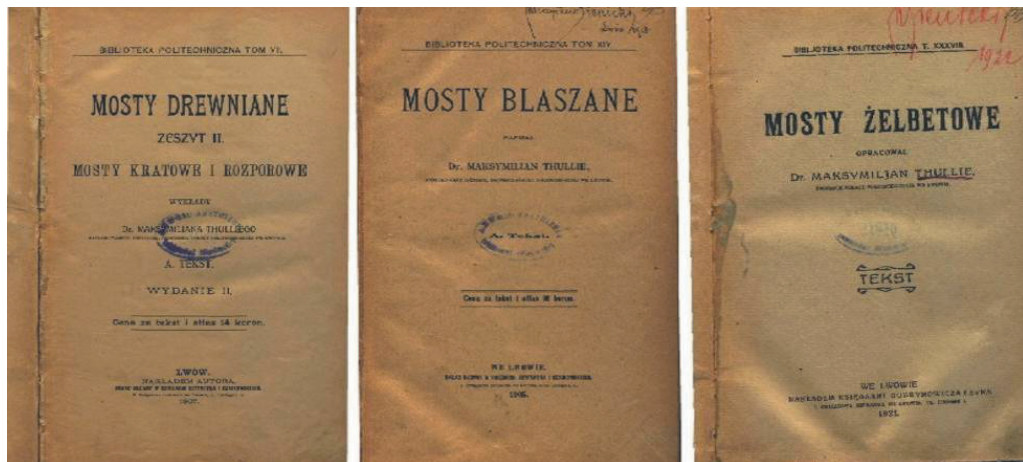
Tabela 5. Monografie mostowe M. Thulliego

Lp.	Rok wydania	Tytuł
1	1892	Podręcznik teorii mostów, belki proste statycznie niewyznaczalne
2	1902	Mosty sklepione
3	1903	Przyczółki i filary kamienne mostów drewnianych i żelaznych
4	1905	Mosty blaszane
5	1906	Mosty kratowe żelazne. Z. 2. B. Atlas
6	1906	Mosty kratowe i żelazne. Zeszyt 2 : Tekst
7	1907	Mosty drewniane. Zeszyt II. Mosty kratowe i rozporowe
8	1907	Filary żelazne
9	1908	Mosty kamienne
10	1909	Mosty łukowe i wiszące. Z. 2. Ustrój mostów
11	1913	Mosty drewniane. Cz. 1. Mosty belkowe i jarzma. B. Atlas
12	1913	Podręcznik teorii mostów dla inżynierów i słuchaczy szkół politechnicznych. Cz. 2. Łuki i wieszary
13	1915	Teoria żelbetu
14	1921	Mosty żelbetowe
15	1921	Mosty żelbetowe: atlas
16	1922	Podręcznik teorii mostów dla inżynierów i studentów politechniki: Tekst. Cz. 1. Belki proste. T. 1. Belki statycznie wyznaczalne
17	1922	Rozkład ciężarów na belki mostów żelbetowych

Źródło: opracowanie na podstawie zasobów cyfrowych bibliotek polskich i zbiorów prywatnych.

⁴ Więcej i bardziej szczegółowo można poczytać w opracowaniu: J. Boberski i in., *Politechnika Lwowska 1844–1945*, 1993.

⁵ Spis artykułów i monografii M. Thulliego uwzględniono także w bibliografii.



Rysunek 88. Przykładowe monografie mostowe napisane przez M. Thulliego

W bibliografii zamieszczono adresy dostępu cyfrowych zbiorów różnych bibliotek polskich, które integralnie obejmują niemal wszystkie mostowe monografie M. Thulliego oraz inne opracowania.

Poza podręcznikami M. Thullie publikował artykuły po polsku⁶ i po niemiecku. W zakresie naukowym zajmował się teorią żelbetu, a dokładniej koncepcją tzw. trzeciej fazy pracy przekroju żelbetowego belki⁷. Jego model jest cytowany w wielu podręcznikach z historii żelbetu. Jest modelem pośrednim między teorią naprężeń liniowych (NL, standardowym) a modelem uwzględniającym uplastycznienie strefy ściskania betonu o parabolicznej dystrybucji naprężeń normalnych (rys. 6).

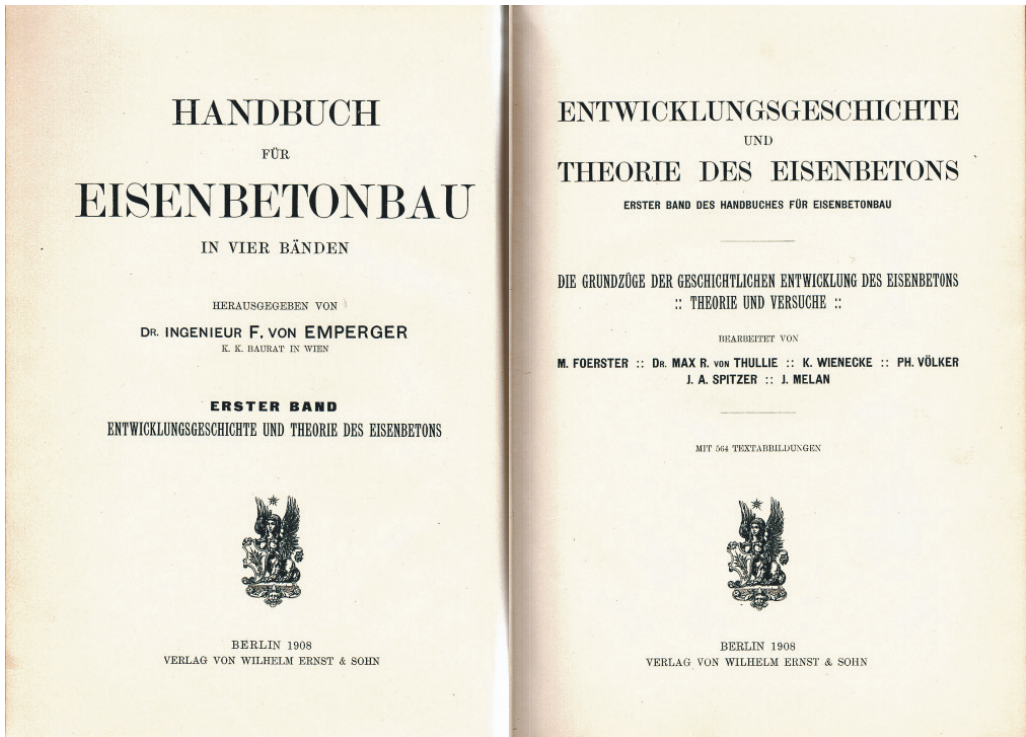
W latach swej aktywności M. Thullie miał wysoką pozycję naukową, co wynika np. z jego udział w redagowaniu roczników sumujących rozwój teorii żelbetu⁸ (rys. 89). Także po przejściu na emeryturę brał czynny udział w dyskusjach naukowych, o czym świadczy artykuł w „Czasopiśmie Technicznym”⁹, w którym zamieszczono replikę Stelli-Sawickiego, dotyczącą wzorów na wymiarowanie słupów żelbetowych uzwojonych. Artykuł warto również przeczytać, by poznać ostro rysowane kryteria w zakresie poznania, i w konsekwencji ciętej wypowiedzi lwowskich inżynierów.

⁶ Na przykład: M. Thullie, *Doświadczenia Gobina w kwestii parcia ziemi*, 1885; M. Thullie, *Obliczanie naprężeń w zeskładach Moniera*, 1890.

⁷ M. Thullie, *Weitere Versuche mit exzentrisch belasteten Eisenbetonsäulen*, 1912; M. Thullie, *Die dritte Phase der gehangenen Eisenbetonträger*, 1913.

⁸ *Handbuch für Eisenbetonbau*, 1908.

⁹ I. Stella-Sawicki, *W sprawie wzoru przepisów polskich dla słupów uzwojonych*, 1933.



Rysunek 89. Strony tytułowe rocznika dokumentującego historię rozwoju teorii żelbetu, jeden z opracowujących to Maksymilian Thullie¹⁰

7.3. Fin de siècle

Koniec XIX w. to okres, gdy w świecie sumowano rewolucyjne dokonania przemysłowe. W 1876 r. w Paryżu podczas światowej wystawy Exposition Mondiale J. Monier odsprzedawał swe patenty, w tym w szczególności patent na most łukowy, często nazywany łukiem Moniera.

W 1890 r. w Bremie otwarto wystawę osiągnięć rzemiosła i przemysłu północnych Niemiec. Jej ozdobą była żelbetowa kładka łukowa w systemie Moniera. Miała rozpiętość 40 m, wyniesienie łuku 4,5 m oraz grubość łuku 25 cm w kluczu i 55 cm na wezłowiach. Pojawienie się jej było impulsem do powstania wielu innych mostów i kładek łukowych żelbetowych na specjalne okazje, przede wszystkim dlatego, że łuki betonowe ładnie komponowały się w krajobrazie nadrzecznym czy miejskim.

¹⁰ Dr. Max. R. von Thullie; R. – jest skrótem od tytułu szlacheckiego Ritter.



Rysunek 90. Kładka dla pieszych na terenach wystawy północnoniemieckiego rzemiosła i przemysłu w Bremie w 1890 r.¹¹

Żelbetowe ustroje nośne typu Moniera były stosowane przez wielu budowniczych mostów. M. Thullie był na bieżąco zorientowany w ówczesnych osiągnięciach technicznych wykorzystania żelbetu i potrafił twórczo włączyć się z własnym, oryginalnym schematem kładki. Także we Lwowie, w 1894 r., zorganizowano wystawę krajową, której celem było ukazanie rozwoju Galicji dzięki aktywności polskiej społeczności tego wielonarodowego miasta. Z okazji tej wystawy M. Thullie zaprojektował kładkę, która została wykonana przez firmę J. Sosnowski & A. Zacharjewicz¹². Oto niektóre wymiary kładki:

- | | |
|------------------------------|--------------------------------|
| • rozpiętość teoretyczna | $L_t = 11,05 \text{ m}$, |
| • szerokość | $B = 2,5 \text{ m}$, |
| • grubość łuku w kluczu | $t_k = 10 \text{ cm}$, |
| • grubość łuku przy podporze | $t_a = 13,5 (14) \text{ cm}$, |
| • wysokość łuku od terenu | $f \approx 1,9 \text{ m}$, |

(patrz też rys. 85).

Konstrukcyjnie kładka jest tarczowym łukiem żelbetowym typu Moniera, przeznaczonym na niewielkie obciążenia. Nawet kilkuosobowa grupa na łuku powoduje odczuwalne niewielkie sprężyste przemieszczenia i drgania. Prawdopodobnie ze względów estetycznych brak jest barier dla pieszych. Aby wskazać właściwe przemieszczanie się po kładce, schody prowadzące są tylko w jej części środkowej (rys. 91a).

¹¹ *Handbuch für Eisenbetonbau*, 1911; Abb. 4. Fußgängerbrücke auf der Nordwestsdeutschen Gewerbe- u. Industrie-Ausstellung Bremen.

¹² Firma J. Sosnowski & A. Zacharjewicz była przedstawicielstwem F. Hennebique'a w Galicji.

7.4. Renowacja kładki Thulliego



Rysunek 91. Widok na powierzchnie betonowe kładki: a) klucz łuku, b) podparcie łuku, 2001 r.

Na rys. 91a są widoczne zarysowania na skutek tendencji do wytwarzania się przegubu w kluczu łuku, tym bardziej że niewielka grubość łuku zestawiona z niemal potrojoną łączną grubością w miejscach wysokich stopni stawała się konstrukcyjnym przegubem na zasadzie istotnej zmiany sztywności na zginanie. Na sąsiednim zdjęciu (rys. 91b) poza śladami od nacieków wiosennego deszczu dostrzegamy niewielką tablicę o treści: MDCCCXCIV¹³. Ufundował ją prof. Adam Kuryłło (1889–1980)¹⁴, uczeń M. Thulliego i kontynuator Katedry Mostów już po II wojnie światowej. Wbudowanie tej skromnej tablicy spowodowało naciski władz radzieckich, które kontrolowały wszystkie przejawy aktywności, także związanej z historią techniki. Jednak nie zdecydowano się na zwolnienie profesora lub usunięcie tablicy. A. Kuryłło był twórczym naukowcem, miarą jego aktywności akademickiej było 220 prac z zakresu betonu i żelbetu. Dzięki profesorowi powstały dalsze ogniwa tradycji lwowskiej Katedry Mostów, jego doktorantem był prof. Bohdan Hnidec, uwidoczniiony na zdjęciu wśród studentów Politechniki Lubelskiej (rys. 92).

Jest zatem tak, że kładka Thulliego stała się materialnym elementem wiążącym mostowców polskich i ukraińskich. Wiedza o istnieniu tego obiektu, a tym bardziej jego historii, jest ograniczona do wąskiej grupy specjalistów. To się powoli zmienia i po stronie polskiej, i po stronie ukraińskiej. Bywa nawet, że polskie wycieczki sporadycznie, ale jednak coraz częściej zwiedzają to miejsce, tym bardziej że kładka jest w odległości 10 min spacerowego marszu od miejsca kwaterowania Chmielnickiego podczas oblężenia Lwowa w 1648 r., na którym obecnie stoi perełka architektury barokowej – grekokatolicki sobór św. Jury.

¹³ 1894.

¹⁴ A. Kuryłło, *Żelbetnictwo: teoria i ustrój zeskładów żelbetowych*. Cz. 1. *Teoria*, 1925; A. Kuryłło, *Maksymilian Thullie*, iB, 1959; A. Kuryłło, *Pierwsze konstrukcje żelbetowe i pierwsze badania żelbetu we Lwowie*, iB, 2010; A. С. Курьлло, *Первые железобетонные конструкции и первые исследования железобетона в городе Львове*, 1969.



Rysunek 92. Kładka Thulliego w 2002 r., w środku grupy prof. B. Hnidec

Podczas wizyty SKNKMiD PL na Politechnice Lwowskiej w 2001 r. zrodziła się myśl, aby restaurować kładkę Thulliego. Po referacie na konferencji organizowanej przez mostowców z Politechniki Poznańskiej¹⁵ do grona wspierającego pomysł renowacji dołączyli prof. Witold Wołowicki i Wojciech Radomski. Zaplanowano, że bezpłatny remont – na zasadzie reklamy – przeprowadzi poznańska gałąź firmy SIKA Polska SA. Wszystko zaczęło biec w kierunku założonego celu¹⁶. Jednakże pojawiły się problemy ze strony, której nikt wcześniej nie brał pod uwagę – a mianowicie ze strony polityki. Jedną z liderów życia politycznego Ukrainy organizowała swą partię, bazując na silnych narodowych emocjach. W tamtych latach ten nurt był dominujący. W rezultacie, dla Ukraińców ze Lwowa, którzy przeżywali ponownie w wolnym państwie ożywienie narodowe, nie była akceptowalna ingerencja sąsiadów, co było łatwe do zrozumienia wśród Polaków, których mentalność jest zbliżona. Znalazło się właściwe i fortunne rozwiązanie. We Lwowie zostało założone biuro SIKA, które przeprowadziło remont. Dla inżynierów mostowców z Polski i Ukrainy, którzy od wielu lat współpracują i których łączą poza profesjonalnymi także przyjacielskie kontakty, był to powód do świętowania powodzenia przeprowadzonej renowacji¹⁷.

Kładka Thulliego jest przedmiotem wykładu na Politechnice Lubelskiej jako wstępu podczas omawiania tematu mostów łukowych. Na zdjęciu wyraz tryumfu jest bezdyskusyjnie czytelny. Utrwalono na nim studentów Politechniki Lubelskiej z koła SITK podczas kolejnego wyjazdu do Lwowa.

¹⁵ Coroczne seminaria *Współczesne metody wzmocnienia i przebudowy mostów* organizowane przez Zakład Mostów Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Poznańskiej

¹⁶ S. Karaś, *107 lat kładki łukowej M. Thulliego we Lwowie*, BI ZMRZP, 3/2001; S. Karaś, *107 lat żelbetowej kładki łukowej M. Thulliego we Lwowie*, liB, 7/2001.

¹⁷ W. Kwasza, B. Hnidec, A. Panczynko, *O naprawie zabytkowej kładki dla pieszych w Politechnice Lwowskiej*, liB, 4/2005.



Rysunek 93. Kładka Thulliego po remoncie

7.5. Urok i mechanika mostów łukowych

Łukowe kształty zastosowane do mostów zawsze wywołują silne wrażenia estetyczne. Przyjęte przez Thulliego rozwiązanie ma, jak się wydaje, głębsze przyczyny tkwiące w ludzkiej mentalności. Na następnym zdjęciu widzimy analogiczny łuk z odległej od mostownictwa twórczości, a jest to znany obraz Salvadora Dalego, na którym światło na nimfy pada i przenika równie delikatnie jak na obrazie Botticelliego *Primavera*.

Łuk paraboliczny ma w sobie, w jego geometrii, nutkę geniuszu. Podstawowym zadaniem mechaniki budowlanej jest przypadek łuku parabolicznego trójprzegubowego, obciążonego równomiernym obciążeniem.

Ścisłe rozwiązanie powstało z chwilą odkrycia pochodnej funkcji¹⁸. Prowadząc rozwiązanie przy korzystaniu z warunków równowagi i stosując geometryczną interpretację pochodnej, w dowolnym przekroju poprzecznym łuku $\alpha - \alpha$ znajdujemy moment zginający M_α i siłę poprzeczną T_α , które są tożsamościowo równe zeru, a to oznacza, że łuk może być interpretowany jako ciąg przegubów zarówno w odniesieniu do momentu zginającego, jak i dla siły poprzecznej. Jediną niezerową siłą wewnętrzną jest siła podłużna (osiowa), która jest ściskająca. W konsekwencji, dysponując odpowiednio ociosanym kamieniem, można go ułożyć bez zapraw zgodnie z kształtem paraboli i powstanie trwała konstrukcja przenosząca

¹⁸ Kontynuując prace Pierre'a de Fermata, Isaaca Barrowa i René Descartesa, wpiery Isaac Newton, a nieco później zupełnie niezależnie Gottfried Wilhelm Leibniz wprowadzili pojęcie *infinitesimal calculus* – pojęcie pochodnej (1684); G. W. Leibniz, *Nova methodus pro maximis et minimis*.

równomierne obciążenie aż do momentu, gdy zostanie przekroczona wytrzymałość budulca na ściskanie. O tym, że teoria ma przełożenie na praktykę, świadczy kolejne zdjęcie mostu o podwójnym łuku parabolicznym, wybudowanym na górskiej ścieżce w okolicach miasta Konia w Turcji (rys. 95).



Rysunek 94. *El Puente Roto del Sueño*, Salvador Dali, 1945¹⁹



Rysunek 95. Podwójny łuk paraboliczny mostu kamiennego bez spoinowania

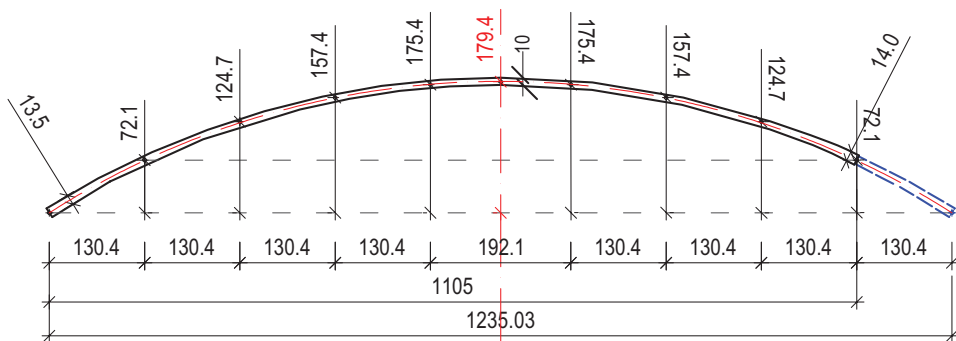
¹⁹ The Salvador Dalí Museum (Reynolds Morse Colection), St Petersburg, FL, USA, http://www.salvador-dali.org/cataleg_raonat/fitxa_imprimir.php?obra=601&lang=en, [dostęp: 22.01.2012].

Każda konstrukcja łukowa jest wyzwaniem dla projektanta ze względu na poziomą składową reakcji w podporach – nazywaną *rozporę*. W przypadku gruntów skalistych całość rozporu przenosi skała. Przy słabszych gruntach konieczna jest rozbudowa podpory lub wprowadzenie ściągu. Rozpór jest dużo większą siłą niż składowa pionowa wypadkowej reakcji, szczególnie w przypadkach łuków połogach – np. kładka Thulliego – natomiast przy łukach wyniosłych jego udział w reakcji wypadkowej maleje. W przypadku gdy rozpór jest neutralizowany przez ściąg lub stabilne fundamenty, konstrukcja pracuje niezawodnie. Jeśli jest inaczej, to proste zagadnienie mechaniczne łuku staje się poważnym problemem inżynierskim. O złożoności takiej granicznej sytuacji można przeczytać w artykule G. i M. Łagodów²⁰. Tam, analizując elementy łuków i mechanizmy prowadzące do stanów granicznych, zamieszczono analizę sprężysto-plastyczną efektów obciążenia, przyjmując za ich miarę funkcję dyssypacji względem argumentów w postaci wektorów prędkości odkształceń. Na tej podstawie sformułowano warunki prowadzące do rozwiązania problemu. Jest to jednak przypadek dużo bardziej złożony niż rozwiązanie w przypadku prawidłowo funkcjonującego łuku sprężystego.

Uznając łuk paraboliczny za interesujący schemat statyczny²¹ oraz dysponując wymiarami kładki Thulliego, spróbowano rozpoznać jej geometrię. W pierwszym kroku założono, że jest to krzywa paraboliczna o równaniu:

$$y^{parabola} = \frac{4f}{L^2} x(L-x), \quad (33)$$

gdzie: $f = 179,4$ cm, $L = 1235,03$ cm.



Rysunek 96. Próba rozpoznania typu łuku na podstawie jego wymiarów – aproksymacja parabolą [cm]

Na zasadzie najmniejszych kwadratów znajdujemy miarę aproksymacji wymiarów danych. Błąd wyznaczono ze wzoru:

²⁰ G. Łagoda, M. Łagoda, *Podstawy wytrzymałościowej analizy mostowych konstrukcji murowanych*, 2005; patrz też np. W. Wojewódzki, A. Zbiciak, *Nośność graniczna mało wyniosłych obrotowych powłok zbrojonych*, „Inżynieria i Budownictwo”, 2002.

²¹ Patrz też artykuł D. Józwiak-Niedźwiedzka i Z. Tucholski, *Wiadukt żelbetowy z początków XX wieku – analiza mikrostruktury stuletniego betonu*, 2010.

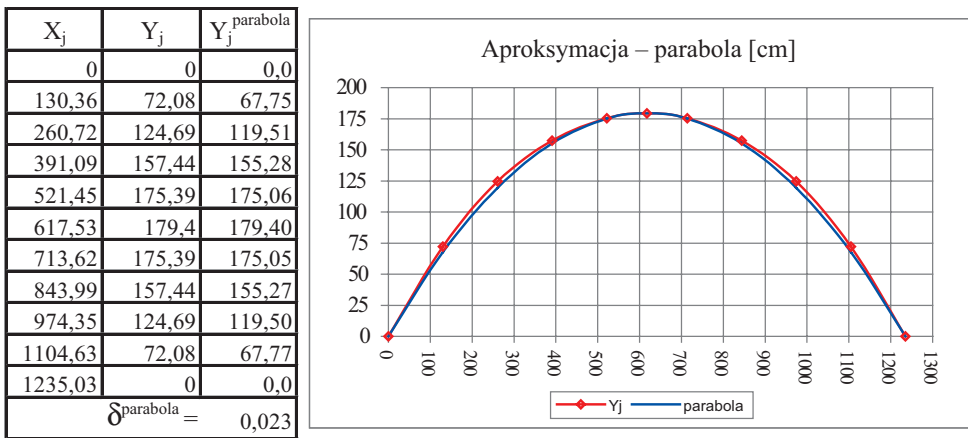
$$\delta_{(parabola)} = \sqrt{\frac{\sum_j (\delta_j)^2}{\sum_j (y_j)^2}}, \quad (34)$$

gdzie

y_j – dane rzędne osi łuku:

$$\delta_j = y_j - y_j^{(parabola)}. \quad (34.1)$$

Rezultat rachunków przedstawia się w formie tabelarycznej i wykresów sporządzonych w arkuszu kalkulacyjnym (rys. 97).



Rysunek 97. Graficzny i analityczny efekt aproksymacji parabola

Położenie łuku sprawia, że można go postrzegać również jako fragment okręgu. Na rysunku zamieszczono taką właśnie sytuację geometryczną.

W tym przypadku krzywą aproksymującą jest okrąg o równaniu:

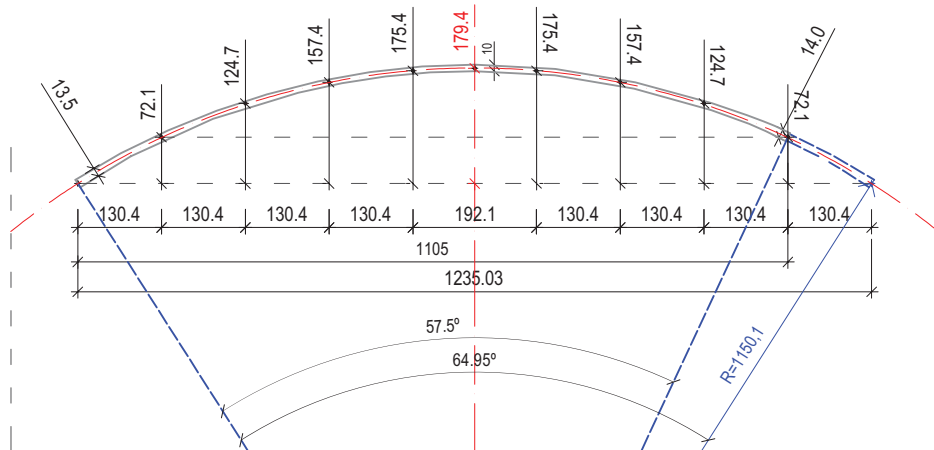
$$y^{(okrag)} = \sqrt{R^2 - (R - x_0)^2} - y_0, \quad (35)$$

gdzie $R = 1150,1$ cm,

$$x_0 = R \left(1 - \cos \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\phi_0}{2} \right) \right), \quad (36)$$

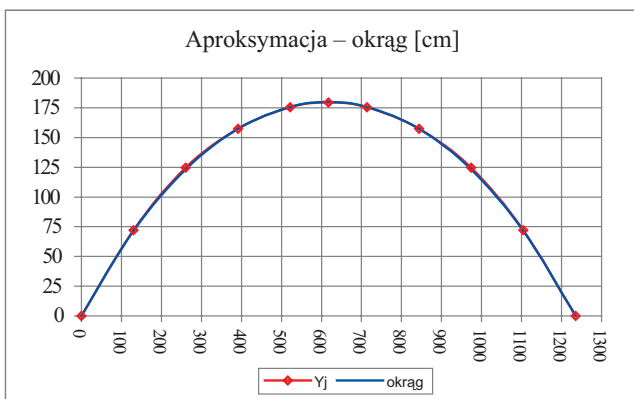
$$y_0 = \sin \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\phi_0}{2} \right), \quad (37)$$

przy $\phi_0 = 64.95$ deg = 1.00403 rad. Błąd wyznaczono analogicznie do przypadku paraboli. Wyniki przedstawiono na rys. 99.



Rysunek 98. Próba rozpoznania typu łuku na podstawie jego wymiarów – aproksymacja okręgiem

X_j	Y_j	Y_j^{okrag}	Y_j^{okrag}
0	0	532,60	0,0
130,36	72,08	662,96	71,57
260,72	124,69	793,32	123,09
391,09	157,44	923,68	157,32
521,45	175,39	1054,04	175,81
617,53	179,4	1150,09	179,83
713,62	175,39	1246,14	175,81
843,99	157,44	1376,50	157,33
974,35	124,69	1506,86	123,10
1104,63	72,08	1637,22	71,58
1235,03	0	1767,58	0,0
$\delta^{\text{okrag}} =$		0,0058	



Rysunek 99. Graficzny i analityczny efekt aproksymacji fragmentem okręgu

Porównując miary błędów obu aproksymacji, stwierdzamy, że fragment rozpatrywanego okręgu prowadzi do wartości niemal o rząd niższej i w konsekwencji wskazuje na łuk kołowy. Jednakże obie miary błędów są w sensie technicznym dopuszczalne. Zwyczajowo przyjmuje się, że błędy nie powinny być większe od 5%, a to kryterium spełniają obie miary. W tej sytuacji rozstrzygające znaczenie miałaby dokumentacja projektowa, na nią jednak, jak do tej pory, nie natrafiono w zbiorach archiwaliów.

7.6. ...ku mostom inż. Mariana Lutosławskiego w Lublinie

Bieg wydarzeń, perypetie polityczne, przeprowadzone studia i realizacja renowacji kładki Thulliego były doświadczeniem, które pozwalało podjąć próbę ratowania mostów M. Lutosławskiego w Lublinie. Kładka Thulliego to mimo niewielkich rozmiarów obiekt popularny. Mosty Lutosławskiego wręcz przeciwnie. Początkowo nie były znane nawet w Lublinie. Wokół mostu w ciągu ul. Zamojskiej było od czasu do czasu głośno w lokalnej prasie z tej racji, że wymagał częstych badań i zmian, polegających na ograniczeniu ruchu miejskiego. Jego wygląd przedstawiał obraz szpetoty z definicji. Ten bardzo niekorzystny wizerunek przechylał szalę w stronę decyzji o rozbiórce. Nigdy nie było mowy o jego odnowieniu.

Podjęcie starań o renowację mostu było o tyle trudniejsze, że znane były wszystkie niezbędne, ale i zbędne niuanse relacji między urzędami, poglądami i ludźmi. Znając dobrze te uwarunkowania, zamysł działania na rzecz rewitalizacji był co najmniej odważny, ale postawiony cel był wartością ogólną na miarę *kategorische Imperative*.

Podczas przeszukiwania stron internetowych, dotyczących mostów w 2000 r., pojawił się artykuł o zabytkowych mostach amerykańskich²², w którym autor opisywał stare, głównie stalowe mosty w USA. Po przesłaniu na ten adres informacji o kładce Thulliego, nastąpiła krótka wymiana listów, w których Eric DeLony pisał, że konieczne jest zachowanie dla przyszłych pokoleń różnych ważnych konstrukcji budowlanych, gdyż te starzeją się bardzo szybko i często pozostają wyłączone z życia-eksploatacji, są demontowane i znikają podobnie jak szklany pałac Paxtona. Wskazywał, że obowiązkiem inżynierów jest nie tylko realizowanie coraz to nowszych wyzwań, ale również utrwalanie myśli technicznej, która materializowała się fizycznie przez inżynierskie dzieła. Podobny charakter miała korespondencja z Françoise Videau z Grenoble, dla którego ciągle otwartym zadaniem jest restauracja żelbetowej wieży Perreta z 1924 r. Jest zatem tak, że im szybciej zachodzą zmiany, tym cenniejsze stają się elementy przeszłości, gdyż za ich pomocą można czynić odniesienia do poczynionych wyborów kiedyś i mierzyć celowość wyborów współczesnych.

Droga do realizacji zadania restauracji lubelskich mostów M. Lutosławskiego była tylko jedna – upowszechnienie wiedzy na temat tych mostów, ich oryginalności, historyczności i przez to uzasadnienie zakwalifikowania obu mostów do technicznego dziedzictwa nie tylko w Polsce²³. Nie jest to do końca przesądzone, ale przez wiele lat poszukiwań na wschodzie i zachodzie Europy nie odnaleziono istniejących mostów belkowych Hennebique'a, podobnych do lubelskich. Zatem można zaryzykować stwierdzenie, że oba lubelskie mosty,

²² DeLony E., *Bridges*, 2000.

²³ S. Karaś, L. Gazda, E. Szewczyk, *Zabytkowy most w Lublinie*, 2003; S. Karaś, L. Gazda, *Inż. Stanisław Lutosławski i jego mosty w Lublinie*, 2004; S. Karaś, L. Gazda, *History and contemporary technical condition of RC bridges made in Hennebique technology in Lublin*, 2007; S. Karaś, H. Landecka, *Mosty Lutosławskiego*, 2009.

wybudowane przez M. Lutosławskiego, są materialnymi relikdami z wczesnej historii rozwoju żelbetu, w tym sensie są unikalne.

W Politechnice Lubelskiej początek każdego roku akademickiego na specjalności mostowej rozpoczyna wykład o mostach Lutosławskiego w Lublinie oraz o historii polskiego mostownictwa. W ten sposób przez okres około 10 lat wykształciła się grupa ludzi świadomych wartości mostów. Aktywność pracowników i studentów Politechniki Lubelskiej sprawiła, że nie było społecznych oporów na przekazanie w 2010 r. środków finansowych na projekt i renowację mostu w ciągu ul. Zamojskiej. Dziś jest on ponownie ozdobą miasta, zaakceptowaną przez mieszkańców, w tym przez środowiska kulturalne i twórcze.

W dalszym ciągu pierwszy most Lutosławskiego w Lublinie z 1908 r. czeka na renowację i rewitalizację. Na pewno na to zasługuje, podobnie jak ten w ciągu ul. Zamojskiej, tym bardziej że w jego przypadku czas biegnie coraz szybciej. Jeszcze 4 lata temu stan techniczny konstrukcji był względnie dobry. Lustracja mostu w październiku 2013 r. ujawniła znaczące postępy korozji betonu i stali zbrojeniowej, powstanie nowych obszarów odprysków otuliny, a nawet jej odpadania na kilku odcinkach o długości ~1 m. Zatem mostowi należy się szybki remont.

8. The M. Lutoslawski Bridges made in Hennebique Technology in Lublin – Extended Summary

In the city of Lublin at the turn of 1908 and 1909 there were two reinforced concrete (RC) bridges erected over the Bystrzyca River. Both of them were built by the same contractor – the Polish RC pioneer eng. Marian Lutosławski. Either of the bridges was designed at *Le Béton Armé Système Hennebique* led by the charismatic French (Belgian – as want others) engineer François Hennebique.

The city of Lublin was established ca 650 years ago at the crossroads of two routes Lublin-Vilnius-Moscow and Lublin-Lviv-Kiev, both of them crossed the Bystrzyca River with fords or wooden bridges. Bridge hydrological and foundation conditions were known from practice. The position of the river passages were practically unchangeable, Illustration 1. For hundred years the river could be forded in two places, also there were permanent or temporary wooden bridges built, which was revealed by archeologically research. On the 19th century map the places of fords-bridges were marked by rings. Analogically to the naming of Bosphorus bridges, here is used similar nomenclature The First and The Second M. Lutoslawski Bridge in Lublin.

At the beginning of the 20th century the city growth was rapid and territorially extensive, as well as the transportation system which required new city streets and bridges. It was an economical decision to build concrete bridges to replace the wooden ones. In those days reinforced concrete was treated as very durable, so durable as not to need any repairs.

In those days the reinforced concrete had already been a well mastered constructional method but still innovative and developing in many detailed branches in technological and theoretical fields, as it holds till today. This book is a summary of different aspects of bridge technology, architecting and something which could be called the bridge fate.

The first concrete bridge was erected by L. Vicat (1855) in *Jardin des Plantes* in Grenoble, see illustration 2. The first RC bridge also was built as a garden one in Chazelet (1875). Its contractor was French gardener Joseph Monier. Today it is rather difficult to estimate the Monier's position among the gardener champions list. Without any question the position of the RC father belongs to J. Monier. He patented his RC design concepts in 1867. However, simultaneously, in the same place, J. Lambot is recalled, who in 1848 built a small boat with RC.

The idea of J. Monier concept was based on stone arc bridges, it was just a straight transformation of the technology used from ancient times to the beginnings of RC, see Illustration 3. J. Monier replaced the stone arch by a cylindrical (parabolic) RC shell. This

solution is still in use in many cases. The real breakdown happened when F. Hennebique started building orthotropic plates, which is clearly visible in Lublin's bridges, see Illustrations 9, 24, 42 and others.

The bridges mentioned above are now residuals of the past, which results in the fact that, both of Lublin's bridges could be treated as unique monuments of early RC period. Within the range of the concept of sustainable development they are worthy of being preserved for future generations. Locally in Poland they are also the symbols of those days of the 20th century's progress in technological and social development. Now the progress means extending the knowledge about the validity of the bridges and doing everything to preserve the material tissue and structure in an integral general sense against passing time and indifference.

While searching through different libraries, museums and technical literature there were some similar types of bridges found. Unfortunately, the sources were very limited. In the Illustrations 75 and 76 the two twin variants to the Lutoslawski bridges in Lublin are visible¹. It is not definitely sure, but they may not exist now. A nice coincidence of Colohugues rail viaduct investigation in Belgium, Illustration 77, added complements to Lublin's bridge diagnosis carried out at the time. On this basis it is possible to say – those types of Hennebique structures were a typical repeatable project, in fragments adapted to local needs.

Telling the story of the RC development and skills on the turn of the 19th and 20th c. it is necessary to personalize the advances made. Reading similar articles one can meet different RC pioneers investigated with the authors' perspective. While seeking the proper historic path for this story it was decided to connect it with F. Hennebique's and M. Lutoslawski's professional activities. It is necessary to notice the global role of *Système Hennebique*, see the map in the Illustration 11, and local M. Lutoslawski's performances in Poland.

8.1. François Hennebique (1842–1921)²

This remarkable person has been examined in dozens of aspects and always seems to be more and more fascinating. His leading position [Cusac, Hellebois, McBeth, Ragot] in his days was achieved due to two elements of his professional activity – the genius intuition resulting from a thorough knowledge on structures and on the array of RC applications, acquired through constructional practice, forming a net of selected contractors and agents.

F. Hennebique purchased the Monier patent on concrete reinforcement and developed it in many ways patenting his own concepts in many European countries, Britain included, as well as the USA, Asia and Africa. Taking these achievements into consideration, there are two patents that must be called crucial: 1. the orthotropic bridge plate and 2. the RC pile, known today as the Hennebique pile. In addition to his innovative work, he built a company which spanned the globe. He introduced his solutions in the form of patents or even technical projects by means of the representative system *béton armé* – armoured

¹ See footnotes nr 4 and 5 at the page 97.

² See Illustration 7.

concrete – the Hennebique term for RC. F. Hennebique’s innovations and management activity as well as his well known technical magazine of the same title *Le Béton Armé*³ (*LBA*) became creative tools for his conquest of the world.

While France, Belgium, Italy and Switzerland [Kierdorf] were totally influenced by F. Hennebique, a number of obstacles were spotted in Germany, some objection appearing. For Hennebique agents the licence fee was ~10%, which might have been considered too high by thrifty Germans. However, the Hennebique technology was not discriminated against in Germany and the number of Hennebique applications was similar to that in Russia or Austria. All things considered, it is obvious while looking around that the world is in need of a person to follow F. Hennebique’s genius. Probably we have to wait a while for an engineer to inherit the empty Hennebique’s chair.

8.2. Marian Lutoslawski (1871–1918)⁴

Having graduated from Riga (1894) and Darmstadt (1896) Universities of Technology, he became an innovator in the fields of electricity and RC in Poland. An electric plant needing special buildings, he studied some RC technologies. RC means cement and reinforcement. At the time steel bars were available, however access to cement was thought to be a problem. As a result, Lutoslawski decided to organize his own production through building his own cement plant. He was the first to erect a concrete building in Warsaw and four RC bridges in the Hennebique technology, two of which still existing, are the subject of the considerations. Apart from his engineering activity, he was highly involved in an educational project through writing technical articles or monographs and lecturing. The heritage of M. Lutoslawski engineer practice is the two bridges in Lublin depicted here. Both of them could be characterized as constructed with an exceptional care of detail by means of using different concrete mixtures for different elements. The high quality of the works carried out might have been the reason why he was offered cooperation with F. Hennebique as his agent, see Illustration 14.

M. Lutoslawski’s patriot attitude was the reason of his tragic death in Moscow in 1918. More information could be found at the Lutoslawski’s family internet site⁵.

8.3. The First M. Lutoslawski Bridge in Lublin

The First M. Lutoslawski Bridge was located on outskirts of the city on the route to Vilnius. Nowadays the location is still not central at Kalinowszczyzna city quarter. Probably this peripheral position resulted in the bridge having a pure constructional structure without any ornaments. The decoration is strongly limited. Only delicate plastering underlines the roles

³ The majority of monthly issued magazines are accessible on the web site: <http://lib.ugent.be/lebetonarme/>.

⁴ See Illustration 12.

⁵ <http://www.drozdowo.pl/>.

of columns, nodes and beams, Illustrations 15-16. The side view shows a pure mechanical frame which was simply taken from the student task of structural mechanics.

Practically the only technical document was found in the State Lublin Archive. It is original General Layout drawing. The cleaned fragments of this document are to be seen in the Illustrations 16, 21, 22, 23 and 36.

The real basis to the discussion on the original general layout drawing and about the bridge technical condition as well as future restoration action were due to the results of the performed inventory of the structure, which was a statute problem of Road and Bridge Chair of LUT⁶.

Knowing the amount and diameter of the applied steel rods and girders geometry, Illustration 36, the characteristic span load capacity of T-shape RC girder was estimated by means of the classical triangular distribution of a normal compression stresses method, see relation (14).

The bridge was closed for motor cars in the 1970s when the city traffic was moved to a new bridge, though it is still used by a nearby shopping centre customers as a footbridge and for bicycle riders.

When somebody is brave enough and gets down under the bridge then they can feel gratefully impressed which could be very close to the stress while watching John Carpenter's movie *Escape from New York*, see Illustrations 28, 29, 30.

The technical condition of the structure is near or even at the ultimate limit state. The main reasons for this are the corrosion of concrete and reinforcement and the complete lack of structure maintenance.

8.4. The Second M. Lutoslawski Bridge

The Second Bridge was situated close to the city centre on the street connecting the railway station with the town hall. This emphasized its position, see Illustrations 38, 40, 41, 43 and others.

In 1908, after the auction of closed bids the suitable offer came from the Lutoslawski Technical Bureau. He was given 6 months to carry out constructional work and he finished it on time.

The construction works on the bridge were carried despite the heavy winter with temperatures dropping to -20 degrees Celsius and spring flooding. During the proof load tests a steam roller of 160 kN weight was used as the main static and movable load. After 1.5 hour of loading, the self-registering apparatus registered the maximum deflection value equal to 0.9 cm, while the designed admissible one was 1.6 cm. The bridge load rating was estimated at 1680 kNm, 336 kNm per one girder as mean value. The last constructional works being completed on 17th July 1909, the bridge was put into commission.

The City Council decided to enrich the bridge structure by adding – fashionable at the time – a neo-gothic balustrade which gave a splendour effect proportional to the position of the magistrate. The architect Jan Heurich Jr. proposed something connecting the baroque

⁶ LUT – Lublin University of Technology.

richness with gothic open-works like motives on Saint-Séverin Church in Paris. The final effect, creating imperial impression, fulfils municipal officials' requirements. Those days nobody did discuss the structure aesthetic although it joined incongruence engineer and architectural elements. There were no critics of this unfortunate connection of two actually opposite here elements i.e. the modern pure RC structure with a byzantine barrier addendum.

Now, when any possible eclectic matching of colours or shapes is an everyday phenomenon, probably there is no reason for the viewer's discomfort. It is necessary to remember that even in the 70s was a prevailing opinion that joining the neo-gothic heavy and rather conservative architectural solution with very modern constructional material, which in those days of the beginning of 20th c. was RC, was not congruent. Now that the melting of forms is usual and the old aesthetic canons are weaker and even negligible. The bridge and its balustrade served for citizens for more than 100 years.

The total length of the bridge reached 42 m, the span lengths being $5 \times 8.0 = 40.0$ m, the roadway being 11.0 m wide, the both sidewalks 2.45 m, which resulted in the clearance gauge width of 15.90 m. The carrying-deck cambered up to ~ 15 cm. It was a frame structure with an orthotropic continuous RC carrying-deck rigidly connected to pillars, where each pillar was constructed as a row of 5 RC columns. The columns and piles featured square sections whose side was 40 cm. The pillars were braced by a horizontal bottom cord aided by some cross braces running from the cord to the orthotropic plate at the terminal fields – a different solution compared to the First M. Lutoslawski Bridge.

The total price of the bridge amounted to 32 000 rb.

In comparison with today's EN-1901-2 standard the bridge was able to meet the requirements of the load class for footbridges i.e. the LM4 load model.

In 1984 the city traffic over the bridge was closed, excluding pedestrians and cyclists, however. Fortunately, on 31 December 1987 the bridge was put on the list of Heritage Monuments featuring No A/956, which put paid to numerous disassembling plans. At that time its condition was rather imprecise, which was caused especially by an effect of concrete corrosion resulting from both so-called winter traffic upkeep based on the use of salt solution to prevent icing and also lack of proper deck hydro-isolation.

Having in mind the classification as a heritage monument only the non-destructive diagnosis were admissible, i.e. sclerometry, inventory, chemical and physical analyses of concrete pieces. There was not any technical documentation of the bridge, so the method of those days analysis remains still undiscovered. However, there exists an independent protocol of proof tests where the girder bending load capacity was written down as 336kNm.

On the basis of the element sections and reinforcement inventory it was possible to estimate the resistance of elements and of the whole structure in general. The panel of a bridge deck was modelled by shell 2D elements and the net of beams as well as a pile-column system by bar elements.

The geological upper strata are of alluvial type, which means a very low geotechnical resistance. As a result, the layers with the relevant carrying ability start at ~ 3 m under ground level, when piles meet sand layers, which was taken into account when the FEM

model was performed. In Illustration 50, the FEM model of the bridge and the results of load action effects are shown.

The bridge was numerically investigated in many aspects. The most important one was searching for the bending moment distribution in the carrying-deck, which is featured in Illustrations 51–53. The bending moments distribution for the terminal girder was very clearly shown in two cases: for the pedestrian crowd (blue) and the lowest load class of vehicle traffic (orange).

Although the dynamic analysis is redundant here, its findings disclose insufficient lateral stiffens. The first natural frequency equal to $v_1=3,3624$ Hz is conjugated with the mode shown in Illustration 50 b), where the structure cumber is outward the longitudinal vertical plane. This effect was predictable because all timber-like bridges were laterally not rigid enough.

On balance, the bridge, according to bridge standards, was overloaded for its whole service life.

8.5. The renewing

At the beginning of 21st c. aroused the question how to proceed renewing the bridge i.e. how to get the money for such a refurbishment? A small group of LUT scientists started to activate the local civil engineering society, students as well as municipal authorities, by explaining to them what the historical and technical value of those witnesses to the earlier RC period was. And how the bridges were significant through their uniqueness for technical heritage and not only locally in Poland but in general. As there were two bridges and very limited possibility of action, it was decided to focus on the bridge in Zamojska Street because of its almost central location in the city and the interesting for architects addendum i.e. a neo-gothic balustrade.

Many lectures, conference papers, articles in the technical literature and newspaper interviews created a positive atmosphere. Finally, the happy coincidence when dr. eng. Adam Wasilewski won the election for the city president post, which introduced the constructional process. The project was not the best one, but on the other hand not bad. Some additional consultations commenced by the municipal conservator made advantageous corrections. The lack of professionally specialized company in restoration of historical structures led to the selection of a very good bridge firm, they being absolute beginners in that field, however. The reconstruction started in the spring of 2011 and ended by the end of the year.

The final result is presented in Illustrations 60, 61, 73. In short we can say that as Phoenix from ashes the bridge has again returned to its previous splendid appearance and again decorates the city. By virtue of the Municipal Council decision the bridge was called *Marian Lutoslawski Bridge*. Now, in the city the bridge has the parallel informal name *The Bridge of Culture*.

During many discussions carried out those days the constant contradiction took place concerning the way the civil engineer and the architect treated this bridge. For architects,

first of all, it was a decorative barrier with verticals tipped with hops and rich neo-gothic terminal column lamps, Illustrations 70, 71. As opposed to architects the bridge engineer saw an elegant structure which was almost pure in mechanical sense. It was true that such a mechanical approach was more complicated and possible only when the observer was very close to the structural mechanics, which needs more advanced knowledge than a simple human aesthetic reaction when one just sees something impressing them.

The foundation form of the bridge abutments was not 100 % verified. In Polish archives and libraries there are not original Hannebique technical drawings of this bridge. Reading the estimate document of the bridge erection the number of piles taken into account suggests that the abutments were also founded on piles. One can see two reasons that produced some still existing doubts regarding the foundation. The first one – there were no technical reasons to discuss the quality of the foundation. The second – the bridge has been on the Monuments List. Both imply to let them remain without any unnecessary intervention. All this caused that the abutment foundations were not dug out.

As it is visible in Illustration 62, some big concrete blocks were disassembled. Such blocks were taken to the Building Materials Laboratory of LUT where the core samples were drilled out, Illustrations 63–65, and initially diagnosed and after that put to compression tests. However, it appeared that not one type of concrete was used but 5 types of this material. The testing of the old, historical concrete was an exciting experience. The samples were diagnosed with in-destructive methods, chemical and physical analysis and in the end pressed up to obtain the limit strength. The Table 2 shows the basic strength results received with accordance to EN 13791, where the concrete compressive class was obtained by analytical formulae, taken from EN 1992-1-1, transforming current strength to after 28 days one.

8.6. The strengthening which was not needful

Already in the project of renewing it was calculated that those old continuous deck beams did not comply with the rules of now obligatory standards within the range of shearing. The designer decided to introduce some additional reinforcement. However, this proposal was criticized by Road a. Bridge Chair of LUT and additionally by the municipal monuments conservator. The conservator also supported the option of *state zero* i.e. without any modification of the structure.

In case of beams the shear failure is easy to diagnose through characteristic cracks inclined at ca 45deg angle. A hundred years of bridge living without any sheer cracks was no sufficient proof when the computer computed the necessity of such strengthening, which was caused by commercial easy computer contemporary procedures included into the standard constructional software. It could be a good joke, but in a sense, the original Hennebique project and M. Lutoslawski structure was changed. There is an opportunity to modify the commonly known proverb into currently valid *digital signum temporis*. Fortunately the stirrups were covered and are not visible.

8.7. Disclosing the Hennebique beam bridge concept

Reporting on the successful refurbishment of the earlier RC M. Lutoslawski bridge in the Zamojska Street one additional important result could be noticed. As a result of renewing work it was possible to formulate the thesis on the RC beam Hennebique bridges concept which was a modified replica of the beam wooden bridges.

Let us recall the statement from [McBeth]: “... *the ‘patron’ would soon be making everything in Béton Armé*” when the replacement of wooden piles with RC was talked over. This is crucial. Now let us find the path leading to the Hennebique bridge concept. We exclude here arc bridges which were, in a sense, extensions of Monier arcs, like for example the beautiful Rissorgimento Bridge in Rome, which as the first one made of RC attained 100 m at span, see Illustration 74.

Let us recall the basic constructional elements of a wooden typical beam bridge. First the abutment which consists of two practically independent rows of piles becoming columns while they were over the ground, see Illustrations 79, 80. In the illustrations description there is only a pile name for a pile-column used.

The inside row – supporting piles – forms supports for the girders of the bridge deck. The second outside row – retaining piles – creates retaining columns on which the retaining wall rests taking the active ground pressure. Piles were also used as retaining verticals for the wing retaining wall. In case of longer bridges all columns were braced by diagonal and horizontal bars.

The caring deck consists of the main girder, traverses and two pavement layers constituting together the orthotropic panel, although the orthotropy is rather far away from the commonly known orthotropic steel deck. But when the elements listed above are *compressed* together one gets the full analogy to the Hennebique RC deck, where the deck consists of longitudinal and cross beams which were clamped by the RC plate co-working with them. Was it not a replica of the wooden bridge deck, or also very similar battle-deck known as a temporary quick military structure?

During the renewing of the bridge it was necessary to do partial dis-assembling of the abutments. That showed the Hennebique abutment form which has two elements – two walls, see Illustration 81. The thin RC abutment walls are the skin plates. The main structural element for the inside walls are pile-columns. The out wall has a real wall form which has a cross-section as a zigzag shape.

When one looks at the illustrations mentioned above they could probably find the advanced similarity between them. Also, the columns’ bracing looks like the transverse bracing of wooden bridge pillars.

Finally, having in mind the concept of the Hennebique pile, we can summarize – the Hennebique bridges discussed here could be treated as a totally successful transformation of the verified wooden bridge scheme and technology into the new, at the time, material i.e. RC.

8.8. Thullie Footbridge – toward M. Lutoslawski bridges

This chapter is devoted to the father of the Polish bridge engineering, professor Maximilian Thullie, see Illustrations 86 a), 87. He graduated in Wien and Prague. Being a professor of Lviv Polytechnic he was the head of the first Polish Bridge Chair there. He is the author of numerous bridge monographs which created a full thematic library written in Polish, see Table 5 and Illustration 88.

In those days he was an eminent person among RC scientists in Europe, see Illustration 89. In detail he undertook, so called, the problem of the third phase of the RC bending beam. But not only theory of RC was the field of his interests. He is known as the designer of *Thullie Footbridge* located near the Main Building of Lviv Polytechnic, Illustrations 84–85, 91–93. The amazing shape of the Thullie arch bridge was an impulse to carry out, in short, a discussion of the beauty phenomenon of arch structures.

The Thullie foot bridge was renewed by common efforts of the Polish and Ukrainian bridge engineers. Now this small and nice garden bridge is a symbol of good cooperation between engineers from both neighbouring countries.

This prosper result started the idea of the Lublin's M. Lutoslawski bridges renovation.

The successful refurbishment of the Second bridge described here does not finish the story of the M. Lutoslawski bridges in Lublin. Still, there is another bridge, the First one, which is also a unique element of RC engineering common culture and history. Its life has to be extended for future generations by renewing and refurbishing the structure which should be connected with urban planning analyses and designs which will bring the bridge to the city live. Many further efforts are needed to restore it, too. So, its today's position is still half way.

Bibliografia

- C. Avenier, A. Coste, *The Perret Tower: symbol of the 1925 International Hydro-electric Power Exhibition in Grenoble, and of the Cement and Concrete Industry*, Proceedings of the ICE – Engineering History and Heritage, Volume 165, Issue 3, 01, s. 157–165, 2012.
- C. Berger, V. Guillerme, *La construction en ciment armé. Applications générales, théories et systèmes divers*, Paris, H. Dunod, T. 1, s. 93, 1909.
- J. Boberski i in., *Politechnika Lwowska 1844–1945*, Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1993, s. 577.
- L. Brunarski, L. Runkiewicz, *Podstawy i przykłady stosowania metod nieniszczących w badaniach konstrukcji z betonu*, Wydawnictwa ITB, Warszawa, s. 235, 1983.
- P. Christophe, *Le Béton Armé et ses applications*, Paris et Liège, Béranger, 740, 1902, <https://archive.org/details/leptonarmetsesa00chrigoog> [dostęp: 3.02.2012].
- F. Coignet, *Bétons agglomérés appliqués à l'art de construire*, Paris, E. Lacroix, s. 378, 1861.
- J. Courbon, *Calcul des ponts à poutres multiples solidarisées 88tpar des entretoises*, Annales des Ponts et Chaussées, mémoires et documents relatifs à l'art des constructions au service de l'ingénieur, vol. 17, s. 293–322, 1940.
- P. Cusac, *Agents of change: Hennebique, Mouchel and ferro-concrete in Britain*, Construction History, Vol. 3, s. 1897–1908, 1987.
- M. Czapski, A. Niemierko, J. Rymśza, *Warszawskie przeprawy mostowe przez Wisłę w ujęciu historycznym*, Warszawa, Fundacja Rozwoju Nauki w zakresie Inżynierii Lądowej im. A. i Z. Wasiutyńskich, s. 280, 2012.
- H. Czudek, W. Radomski, *Podstawy mostownictwa*, Warszawa, PWN, s. 315, 1974.
- K. Dąbrowski, *Dezintegracja pozytywna*, Warszawa, PIW, s. 118, 1979.
- G. Delhumeau, *L'Empire Hennebique. Architecture, Mouvement, Continuité*, n° 11, s. 48–52, 1990, http://archiwebture.citechaillot.fr/fonds/FRA_PN_02_BAH [dostęp: 11.04.2011].
- E. DeLony, *Bridges*, <http://www.icomos.org/studies/bridges.htm> [dostęp: 5.01.2000].
- F. Emperger, *Handbuch für Eisenbetonbau, Brückenbau*, Berlin, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, s. 99, 1911, <https://archive.org/details/handbuchfreisen03empegoog> [dostęp: 11.10.2012].
- B. Espion, A. Hellebois, *Empirical, elastic and plastic design methods of reinforced concrete beams (1890–1930)*, Erasmus Intensive Programme, CH.ESS 2012 [dostęp: 27.12.2012].
- M. Friendly, *Milestones in the history of thematic cartography, statistical graphics, and data visualization*, s. 79, 2009, <http://www.math.yorku.ca/SCS/Gallery/milestone/milestone.pdf> [dostęp: 12.11.2013].
- J. Gieroba, S. Karaś, E. Przesmycka, *Po remoncie zabytkowego mostu w Lublinie*, „Lubelski Inżynier Budownictwa”, s. 14–16, nr 23, 2012.

- G. L. Golewski, T. Sadowski, *An analysis of shear fracture toughness K_{IIc} and microstructure in concretes containing fly-ash*, Construction and Building Materials, s. 207–214, 51, 2014.
- H. Gorgun, *Geometrically nonlinear analysis of plane frames composed of flexibly connected members*, Structural Engineering and Mechanics, Vol. 45, No 3, s. 273–305, 2013.
- J. Grycz, *Metody analizy statycznej układów utworzonych z płyt i belek*, Budownictwo betonowe, t. XIV, Mosty, cz. 2., Warszawa, Arkady, s. 205–314, 1973.
- Handbuch für Eisenbetonbau*, herausgegeben von Dr. Ingenieur F. von Emperger, K. K. Baurat in Wien, *Entwicklungsgesichte und Theorie des Eisenbetons*, bearbeitet von: M. Foerster, Dr. Max R. von Thullie, K. Wienecke, Ph. Völker, J. A. Spitzer, J. Melan, Berlin, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1908.
- Handbuch für Eisenbetonbau*, herausgegeben von Dr. Ingenieur F. von Emperger, K. K. Oberbaurat, Regierungsrat im K. K. Patentamt in Wien, Berlin, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1911.
- A. Hellebois, *Theoretical and experimental studies on early reinforced concrete structures. Contribution to the analysis of the bearing capacity of the Hennebique System*, Université Libre de Bruxelles, Presses Universitaires de Bruxelles, p. 391, 2012, http://theses.ulb.ac.be/ETD-db/collection/available/ULBetd-07312013-112425/unrestricted/Hellebois_Arna_nde_PhDthesis.pdf [dostęp: 2.01.2014].
- A. Hellebois, B. Espion, *Test up to failure of a typical RC Hennebique T-beam*, *Proceedings of the ICE – Structures and Buildings*, s. 81–93, 166(9), 2013. doi:10.1680/stbu.12.00036.
- A. Hellebois, A. Launoy, C. Pierre, De Lanève M. & Espion B., 100-year-old Hennebique concrete, from composition to performance, *Construction and Building Materials*, 44, 149–160. doi:10.1016/j.conbuildmat.2013.03.017.
- Hennebique François*, <http://www.britanica.com/eb/article?eu=40846> [dostęp: 14.06.2009].
- M. T. Huber, *Probleme der Statik technisch wichtiger orthotroper Platten: Gastvorlesungen in der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich*, Warszawa, Nakładem Akademji nauk technicznych: Skład główny w księgarni Gebethnera i Wolffa, 1929.
- M. T. Huber, *Teorya płyt prostokątnie-różnokierunkowych wraz z technicznymi zastosowaniami do płyt betonowych, krat belkowych, itp.*, Lwów, Towarzystwo Naukowe, 1921.
- T. Hyatt, *An account of some experiments with Portland cement concrete combined with iron as a building material with reference to economy of metal in construction and of security against fire in the making of roofs, floors and walking surfaces*, London, Chiswick Press, s. 88, 1877.
- J. Jones, *The Battledock Floor for Highway Bridges*, AISC, s. 24, 1938.
- D. Józwiak-Niedźwiedzka, Z. Tucholski, *Wiadukt żelbetowy z początków XX wieku – analiza mikrostruktury stuletniego betonu*, DiM, s. 23–37, 2010.
- S. Karaś, *107 lat żelbetowej kładki lukowej M. Thulliego we Lwowie*, „Inżynieria i Budownictwo”, s. 425–426, 7/2001.
- S. Karaś, L. Gazda, E. Szewczyk, *Zabytkowy most w Lublinie, XIII seminarium „Współczesne metody wzmacniania i przebudowy mostów”*, Poznań, WPP, s. 153–161, 2003.
- S. Karaś, L. Gazda, *Inż. Stanisław Lutoslowski i jego mosty w Lublinie*, „Drogownictwo”, s. 58–65, 2/2004.
- S. Karaś, L. Gazda, *History and contemporary technical condition of RC bridges made in Hennebique technology in Lublin*, Kiev, Дороги I Мости, випуск 7, UDC 624.21, s. 333–343, 2007.
- S. Karaś, *Mosty Bratysławy i wiadukty k. Považská Bystrica*, „Drogownictwo”, s. 176–183, 5/2006.
- S. Karaś, H. Landecká, *Mosty Lutoslowskiego*, „Inżynier budownictwa”, s. 71–77, 6/2009.
- S. Karaś, R. Miśkiewicz, *Ocena wytrzymałości betonu według normy PN-EN 13791*, „Drogownictwo”, s. 42–48, 2/2011.
- S. Karaś, T. Dul, *O porównywaniu efektów obciążeń mostów drogowych wg PN-85/S-10030 i PN-EN-1991-2*, „Drogownictwo”, s. 394–400, 12/2011.

- S. Karaś, *O metodzie J. Courbona*, „Drogownictwo”, s. 172–176, 5/2011.
- S. Karaś, *Remont mostu inż. Mariana Lutosławskiego w Lublinie*, „Drogownictwo”, s. 171–176, 5/2012.
- S. Karaś, M. Słowik, *Distribution of Reinforcement in Tensile Flanges of Concrete T-shape Continuous Beam*, „Journal of Civil Engineering and Architecture”, Vol. 4, number 11, Nov., s. 59–64, 2010.
- S. Karaś, G. Kossowski, *Nasunięcie przęsła Vierendeel’a w Lublinie*, „Przegląd Komunikacyjny”, s. 16–24, 4/2013.
- S. Karaś, *Ścieżki powstawania technologii F. Hennebique’a*, „Drogownictwo”, 159–165, 5/2013.
- S. Karaś, *Unique Hennebique Bridges in Lublin, Poland*, „American Journal of Civil Engineering and Architecture”, Vol. 1, No 2, s. 47–51, 2013; doi:10.12691/ajcea-1-2-5, <http://pubs.sciepub.com/ajcea/1/2/5/> [dostęp: 14.12.2013].
- S. Karaś, *Eurokody mostowe a mechanika*, „Budownictwo i Architektura”, Lublin, Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej, Vol. 12(2), s. 31–38, 2013.
- S. Karaś, O. Skoczylas, *Pierwszy most M. Lutosławskiego w Lublinie*, VI Międzynarodowa Konferencja Ochrony Środowiska i Estetyki w Budownictwie Komunikacyjnym, Kazimierz Dolny, 23–25 kwietnia 2014.
- A. Kierdorf, *Why Hennebique Failed in Germany. Strategies and Obstacles in the Introduction of a New Construction Technology*, Proc. of The Third International Congress of Construction History, Cotbus, 2009, http://www.bma.arch.unige.it/pdf/construction_history_2009/vol2/kierdorf-alexander_paper_layouted.pdf [dostęp: 2.02.2013].
- B. Klimek, W. Franus, *Skład i budowa dekoracji sztukatorskiej w kolegiacie pw. Św. Józefa w Klimontowie, Postęp i nowoczesność w konserwacji zabytków*, Lublin, Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej, s. 64–69, 2005.
- K. Kowalska, *Żelbet i Bizancjum*, Mosty Polskie, <http://www.mostypolskie.pl/zelbet-i-bizancjum,381,.html> [dostęp: 12.10.2010].
- W. Koziejowski, *Badania historyczne i koncepcja architektoniczna rekonstrukcji wystroju z wytycznymi konserwatorskimi. Lublin – most na Bystrzycy*, Lublin, 1989.
- L. Królikowski, *Marian Lutosławski*, „Przegląd techniczny – Innowacje”, 3/1975, s. 30–31.
- T. Kuhn, *The Structure of Scientific Revolutions*, Chicago, University of Chicago Press, s. 226, 1962.
- M. Kulpa, T. Siwowski, *Propozycja współczynników dostosowawczych α_{of}/α_{qi} wg PN-EN 1991-2 dla pewnej klasy mostów drogowych*, „Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej”, Seria: „Budownictwo i Inżynieria Środowiska”, z. 58, nr 3/2011/III, s. 199–206, 2011.
- A. Kuryłło, *Żelbetnictwo: teoria i ustrój zeskładów żelbetowych, cz. 1, Teoria*, Lwów, Nakładem Komisji Wydawniczej Kół Naukowych i Towarzystwa Bratniej Pomocy Studentów Politechniki Lwowskiej, s. 283, 1925.
- A. Kuryłło, *Maksymilian Thullie*, „Inżynieria i Budownictwo”, s. 514–515, 11–12/59.
- A. Kuryłło, *Pierwsze konstrukcje żelbetowe i pierwsze badania żelbetu we Lwowie*, „Inżynieria i Budownictwo”, s. 234–235, 4/2010.
- A. С. Курьлло, *Первые железобетонные конструкции и первые исследования железобетона в городе Львове*, Вестник Львовского Политехнического Института, Львов, 35, 1969.
- W. Kwasza, B. Hnidec, A. Panczynko, *O naprawie zabytkowej kładki dla pieszych w Politechnice Lwowskiej*, „Inżynieria i Budownictwo”, s. 200–201, 4/2005.
- F. Leonhardt, *Brucken: Asthetik und Gestaltung / Bridges: Aesthetics and Design*, The MIT Press series in structural mechanics, Vol. v. 24, s. 308, 1984.
- A. Loos, *Ornament und Verbrechen*, Wien, G. Prachner, 1908, http://www.kheck.info/quelltexte/loos_ornament_1908.pdf [dostęp: 10.10.2013].

- A. Loos, A. Opel, M. Mitchell, *Ornament and Crime*, Selected Essays, Ariadne Press, s. 206, 1997.
- G. Łagoda, *Wiadukty nad autostradami. Wybrane zagadnienia kształtowania konstrukcyjnego i estetycznego*, Warszawa, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, s. 197, 2001.
- G. Łagoda, J. Boniecka, *Odbiór estetyczny obiektów mostowych*, „Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne”, s. 62–67, 1/2013.
- G. Łagoda, M. Łagoda, *Podstawy wytrzymałościowe analizy mostowych konstrukcji murowanych*, „Drogi i Mosty”, IBDiM, s. 31–72, 4/2005.
- D. G. McBeth, *François Hennebique (1842-1921) – Reinforced concrete pioneer*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 126, 86–95, 1998; doi: 10.1680/icien.1998.30436.
- J. Melan, *Der Brückenbau I. Band Einleitung und hölzerne Brücken*, Leipzig-Wien, Fr. Deuticke, 1910, 1922, <https://www.yumpu.com/de/document/view/20654634/der-bruckenbau-nach-vortragen-gehalten-an-der-deutschen-> [dostęp: 3.2.2011].
- A. Moczko, *Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach na podstawie badania odwiertów rdzeniowych w świetle nowej normy europejskiej EN-13791:2007*, http://www.polskicement.com.pl/3/1/artykuly/2008_1_50,51,52,53,54,55.pdf [dostęp: 7.07.2010].
- S. Mollins, *Zur Kritik des Hennebique-Systems*, Basler Nachrichten, 13. Sept. 1901, www.arct.cam.ac.uk/.../ichs/vol-2-1741-1754-jost.pdf [dostęp: 7.07.2013].
- E. Mörsch (ed.), A. G. Wayß & Freytag, *Der Betoneisenbau, seine Anwendung und Theorie*, Stuttgart, K. Wittwer, s. 118, 1902, http://books.google.pl/books/about/Der_betoneisenbau.html?id=T9GCAAAAIAAJ&redir_esc=y [dostęp: 7.06.2012].
- E. Mörsch, *Concrete-Steel Construction (Der Eisenbetonbau)* – tłumaczenie: New York, E. P. Godrich, The Engineering News Publishing Company, s. 368, 1909, <http://babel.hathitrust.org/cgi/pt?id=mdp.39015056990222;view=lup;seq=6> [dostęp: 10.09.2013].
- E. Mörsch, *Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung*, Stuttgart, K. Wittwer, s. 376, 1912.
- J. Nechay, *Początki żelbetu w Polsce w IV tomie studiów i materiałów z dziejów nauki polskiej*, Warszawa, PWN, 1956; także w „Inżynieria i Budownictwo”, 1957.
- N. Nosaliuk, S. Karaś, *The bridges fate*, УДК 624.04.(075,8) Д 69, s. 425–434, Rivne, 2012.
- P. Okoń, *Mosty na pocztówkach*, Warszawa, wydawca: Paweł Okoń, s. 179, 2001.
- W. Radomski, *Bridge Rehabilitation*, Imperial College Press, s. 492, 2002.
- G. Ragot, *The Hennebique archives: Toward a new corpus for contemporary architectural history*, American Archivist, Vol. 59, 2, s. 214–221, 1996, <http://archivists.metapress.com/content/g6w9m566037kx126/> [dostęp: 7.04.2011].
- W. Ritter, *Die Bauweise Hennebique*, Schweizerische Bauzeitung 33, s. 41–43, 49–52, 59–61, 1899, ETH-Bibliothek; <http://dx.doi.org/10.5169/seals-21306>, [dostęp: 9.07.2013].
- M. Rybak, *Zanim minął wiek XIX – były już mosty z betonu zbrojonego*, „Drogownictwo”, 7–8/2002.
- J. Rymcza, *Analiza nośności normowej drogowych obiektów mostowych, wyznaczonej według PN-85/S-10030 i PN-EN 1991-2*, Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej / Poznań, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, s. 245–258, 8/2010.
- M. Smith, *Critical Analysis of the first Bosphorus Bridge, Istanbul, Turkey*, Proceedings of Bridge Engineering 2 Conference 2009, April 2009, University of Bath, Bath, UK, <http://www.bath.ac.uk/ace/uploads/StudentProjects/Bridgeconference2009/Papers/SMITHM.pdf>, [dostęp: 9.02.2012].
- I. Stella-Sawicki, *W sprawie wzoru przepisów polskich dla słupów uzwojonych*, „Czasopismo Techniczne”, z dn. 10 II, rocznik LI, s. 36–39, 3/1933, <http://bc.inig.pl:8080/dlibra/plain-content?id=834> [dostęp: 5.11.2013].
- D. Strożecki, *Mosty drewniane*, WK, Warszawa, s. 310, 1959.
- J. Szczygieł, *Mosty z betonu zbrojonego i sprężonego*, Warszawa, WKiŁ, s. 820, 1972.

- E. Szewczyk, *Koncepcja użytkowania historycznego mostu w ciągu ulicy Zamojskiej w Lublinie*, praca magisterska, Wydział Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej, Katedra Konstrukcji Budowlanych, 2002.
- B. Szmygin, *Most Herkules*, „Sztandar Ludu”, nr 188, s. 6, Lublin, 1987.
- M. Thullie, *Doświadczenia Gobina w kwestii parcia ziemi*, „Czasopismo Techniczne”, Lwów 20 lipca, s. 85–87, 7/1885, https://suw.biblos.pk.edu.pl/resources/i1/i1/i2/i9/r1129/CzasopismoTechniczneR3_nr7.pdf [dostęp: 5.11.2013].
- M. Thullie, *Obliczanie naprężeń w zeskładach Moniera*, „Przegląd Techniczny”, Warszawa, 1890, http://bcpw.bg.pw.edu.pl/Content/4521/przeglad_techiczny_1911_t49_nr2_s16.pdf [dostęp: 7.07.2013].
- M. Thullie, *Podręcznik teorii mostów, belki proste statycznie niewyznacalne*, Lwów, nakładem autora, Biblioteka Politechniczna, t. I, 1892, <http://bc.pollub.pl/dlibra/doccontent?id=587&from=FBC> [dostęp: 7.07.13].
- M. Thullie, *Neue Versuche mit Hennebiqueträgern in Lemberg*, Wien, Zeitschrift d. österr. Ing. u. Arch. Vereins, 1902, http://opus.kobv.de/btu/volltexte/2013/2823/pdf/1902_12_neu.pdf [dostęp: 7.07.2013].
- M. Thullie, *Przyczółki i filary kamienne mostów drewnianych i żelaznych*, Lwów, nakładem autora, 1903, <http://bc.pollub.pl/dlibra/doccontent?id=361&from=FBC>, [dostęp: 7.07.2013].
- M. Thullie, *Mosty blaszane*, Lwów, Seyfarth i Czajkowski, 1905, <http://bc.pollub.pl/dlibra/doccontent?id=379&from=FBC> [dostęp: 7.07.2013].
- M. Thullie, *Mosty kratowe żelazne, z. 2. B, Atlas*, Lwów, Seyfarth i Czajkowski, 1906, <http://www.dbc.wroc.pl/dlibra/doccontent?id=1366&from=FBC>, [dostęp: 7.07.2013].
- M. Thullie, *Mosty kratowe i żelazne, z. 2, Tekst*, Lwów, Seyfarth i Czajkowski, 1906, <http://zbc.ksiaznica.szczecin.pl/dlibra/doccontent?id=9971&from=FBC>, [dostęp: 7.07.2013].
- M. Thullie, *Rozkład ciężarów na belki mostów żelbetowych*, Lwów, nakładem Towarzystwa Naukowego, <http://bc.pollub.pl/dlibra/doccontent?id=246&from=FBC> [dostęp: 7.07.2013].
- M. Thullie, *Filary żelazne*, nakładem autora, Lwów, 1907, <http://bc.pollub.pl/dlibra/doccontent?id=378&from=FBC> [dostęp: 7.07.2013].
- M. Thullie, *Mosty drewniane, z. II, Mosty kratowe i rozporowe*, Lwów, Seyfarth i Czajkowski, 1907.
- M. Thullie, *Mosty kamienne*, Lwów, Seyfarth i Czajkowski, 1908, <http://www.dbc.wroc.pl/dlibra/doccontent?id=1138&from=FBC> [dostęp: 7.07.2013].
- M. Thullie, *Mosty łukowe i wiszące, z. 2, Ustrój mostów*, Lwów, Seyfarth i Czajkowski, 1909, <http://delibra.bg.polsl.pl/dlibra/doccontent?id=188&from=FBC> [dostęp: 7.07.2013].
- M. Thullie, *Weitere Versuche mit exzentrisch belasteten Eisenbetonsäulen*, Wien, Zeitschrift d. österr. Ing. u. Arch. Vereins, Deuticke, 1912, <http://www.zvab.com/displayBookDetails.do?itemId=24626976&b=1> [dostęp: 7.07.2013].
- M. Thullie, *Mosty drewniane, cz. 1, Mosty belkowe i jarzma. B. Atlas*, Skład Główny w Księgarni Zienkowicza i Chęcińskiego, Lwów, 1913, <http://www.dbc.wroc.pl/dlibra/doccontent?id=1364&from=FBC> [dostęp: 7.07.2013].
- Thullie M., *Podręcznik teorii mostów dla inżynierów i słuchaczy szkół politechnicznych, cz. 2, Łuki i wieszary*, Lwów, Nakładem Komisji Biblioteki Publicznej, 1913, <http://pbc.biaman.pl/dlibra/doccontent?id=2312&dirids=1> [dostęp: 7.07.2013].
- M. Thullie, *Die dritte Phase der gehagene Eisenbetonträger*, Zeitschrift d. österr. Ing. u. Arch. Vereins, Wien, 1913.
- M. Thullie, *Teoria żelbetu*, Lwów, Nakładem Komisji Biblioteki Politechnicznej, 1915, <http://www.dbc.wroc.pl/dlibra/doccontent?id=1738&from=FBC> [dostęp: 7.07.2013].
- M. Thullie M., *Mosty żelbetowe: atlas*, Lwów, Gubrynowicz i Syn, 1921, <http://delibra.bg.polsl.pl/dlibra/doccontent?id=230&from=FBC> [dostęp: 7.07.2013].

- M. Thullie, *Mosty żelbetowe*, Lwów, Gubrynowicz i Syn, 1921, <http://delibra.bg.polsl.pl/dlibra/doccontent?id=1421&from=FBC> [dostęp: 7.07.2013].
- M. Thullie, *Podręcznik teorii mostów dla inżynierów i studentów politechniki: tekst, cz. 1, Belki proste*, t. 1, *Belki statycznie wyznaczalne*, Lwów, Gubrynowicz i Syn, 1922, <http://bcpw.bg.pw.edu.pl/dlibra/doccontent?id=1216&dirids=1> [dostęp: 7.07.2013].
- W. Noble Twelvetrees, *Concrete-steel buildings, being a companion volume to the treatise on „Concrete-steel.”*, London, Whittaker and Co., s. 408, 1907.
- S. Van de Voorde, *Hennebique's Journal le Béton Armé. A Close Reading of the Genesis of Concrete Construction in Belgium*, Proc. of The Third International Congress of Construction History, Cotbus, 2009, <https://biblio.ugent.be/input/download?func=downloadFile&recordOId=727054&fileOId=727060> [dostęp: 11.08.2010].
- D. Walsh et. al, *Study of Portland cement fracture surfaces by scanning electron microscopy techniques*, „Journal of Material Science”, s. 423–429, 9/1974.
- F. D. Warren, *Handbook on Reinforced Concrete for Architects, Engineers and Contractors*, New York, D. van Nostrand Company, 1906, <http://babel.hathitrust.org/cgi/pt?id=uc2.ark:/13960/t4nk37f4f;view=1up;seq=7> [dostęp: 7.07.2013].
- Z. Wasiutyński, *O architekturze mostów*, Warszawa, Państwowe Wydawnictwo Naukowe, s. 649, 1971.
- W. Wojewódzki, A. Zbiciak, *Nośność graniczna mało wyniosłych obrotowych powłok zbrojonych*, „Inżynieria i Budownictwo” 58, s. 255–258, 2002.
- H. Zobel, Thakaa Alkhafaji, *Mosty drewniane*, Warszawa, WKŁ, s. 504, 2006.

Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo budowlane, Dz.U. 2006 Nr 156 poz. 1118.

Ustawa z dnia 23 lipca 2003 r. o ochronie zabytków i opiece nad zabytkami, Dz.U. z 2012 r. poz. 406 z późniejszymi zmianami.

Ustawa z dnia 29 stycznia 2004 r. Prawo zamówień publicznych, Dz.U. 2004 Nr 19 poz. 177.

PN-66/B02015 *Mosty, wiadukty i przepusty. Obciążenia i oddziaływania*.

PN-83/B-02482 *Nośność pali i fundamentów palowych*.

PN-85/S-10030 *Obiekty mostowe. Obciążenia*.

PN-91/S-10042 – *Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie*.

PN-EN 12504-2:2002: *Badania betonu w konstrukcjach. Część 2: Badania nieniszczące. Oznaczenie liczby odbicia*.

PN-EN 13791:2008 *Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych*.

PN-EN 1990 Eurokod: *Podstawy projektowania konstrukcji*.

PN-EN 1991-2 Eurokod 1: *Oddziaływania na konstrukcje Część 2: Obciążenia ruchome mostów*.

PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2: *Projektowanie konstrukcji z betonu Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*.

PN-EN 1993-2 Eurokod 3: *Projektowanie konstrukcji stalowych Część 2: Mosty stalowe*.

PN-EN 1997 Eurokod 7: *Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne*.

Sławomir Karaś (ur. 1954 r. w Warszawie) – wykładowca Politechniki Lubelskiej, rzeczoznawca budowlany z zakresu mostów z uprawnieniami projektowymi bez ograniczeń. W Katedrze Dróg i Mostów wykłada przedmioty mostowe, prowadzi zajęcia projektowe i laboratoryjne. Kierował ponad 50 pracami eksperckimi dotyczącymi mostów, a samodzielnie lub w zespole zaprojektował ich ponad 40. Obecnie pełni funkcję kierownika KDİM. Stale współpracuje z biurem projektowym DrogMost Lubelski.

Podstawowym zakresem zainteresowań naukowych jest mechanika, w tym dynamika, konstrukcji mostowych, przy stosowaniu rachunku operatorowego z uwzględnieniem reologii materiałów. Jest autorem ponad 50 artykułów publikowanych w językach polskim, angielskim i rosyjskim. Od ponad dekady systematycznie publikuje w miesięczniku SIITK „Drogownictwo”.

Tematykę książki zaliczyć można, najogólniej to formułując, do historii techniki, a nieco szczegółowiej – do historii mostownictwa. Opracowań o tej problematyce jest w Polsce stosunkowo niewiele. Dzieje dwóch istniejących do dzisiaj mostów w Lublinie Mariana Lutostawskiego z 1908 i 1909 roku są bardzo interesujące i zarazem niezwykle cenne, ponieważ obiekty te w sposób zupełnie bezpośredni ilustrują początki stosowania żelbetu w Polsce. Przez to, że udało się je zachować, są unikatami. Autor, jak wynika z treści książki i jego publikacji, a także z moich osobistych obserwacji, ma duże zasługi w ratowaniu tych mostów i ich renowacji, a między innymi dzięki jego usilnym staraniom – jeden z nich stał się obecnie rodzajem wizytówki miasta, wpisującym się w życie społeczne.

prof. Wojciech Radomski, dr h.c.

Jest to chyba jedyna obecnie w skali krajowej pozycja przedstawiająca problematykę utrzymania zabytkowych mostów betonowych z uwzględnieniem aspektów estetycznych i społecznych. Ta pozycja powinna być wydana nie tylko ze względu na jej historyczną i merytoryczną wartość, ale również ze względu na nietypowe i oryginalne podejście autora do przedstawiania technicznych informacji. (...) Książkę dra Karasia czyta się z dużym zainteresowaniem ze względu na umiejętność łączenia informacji technicznych z wątkami historycznymi i wiadomościami z zakresu estetyki. (...) Zatem uwiecznienie tej historii, której epilogiem jest restauracja wartościowego zabytku kultury technicznej, pokazanie sposobu dochodzenia do ostatecznego celu może być z punktu widzenia zachowań społecznych przykładem godnym do naśladowania dla młodszych pokoleń.

dr hab. Grażyna Łagoda, prof. PW