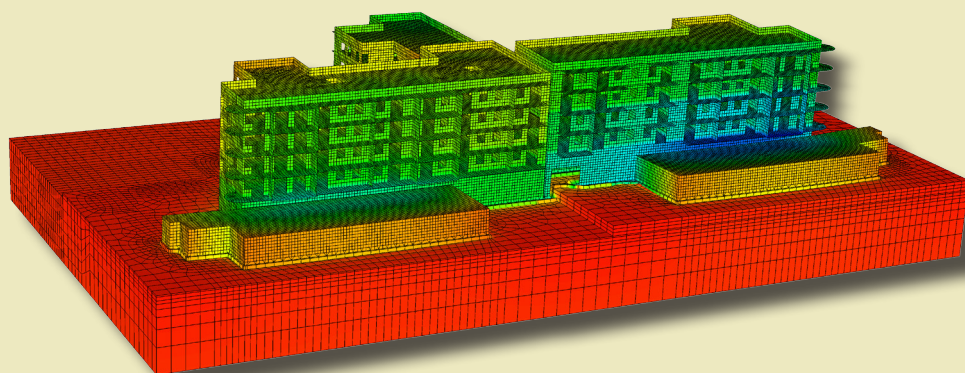




Krzysztof Nepelski

Numeryczne modelowanie pracy konstrukcji posadowionej na lessowym podłożu gruntowym



MONOGRAFIE

Numeryczne modelowanie
pracy konstrukcji posadowionej
na lessowym podłożu gruntowym

Monografie – Politechnika Lubelska



Politechnika Lubelska
Wydział Budownictwa i Architektury
ul. Nadbystrzycka 40
20-618 Lublin

Krzysztof Nepelski

Numeryczne modelowanie pracy konstrukcji posadowionej na lessowym podłożu gruntowym



Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej
Lublin 2020

Recenzent:

prof. dr hab. inż. Zbigniew Lechowicz

dr hab. inż. Marta Kadela, prof. Instytutu Techniki Budowlanej

Monografia powstała na podstawie pracy doktorskiej autora napisanej pod kierunkiem dr hab. inż. Ewy Błazik-Borowej, prof. nadzwyczajnego PL, obronionej w 2019 roku na Wydziale Budownictwa i Architektury na Politechnice Lubelskiej.

Publikacja wydana za zgodą Rektora Politechniki Lubelskiej

© Copyright by Politechnika Lubelska 2020

ISBN: 978-83-7947-404-2

Wydawca: Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej
www.biblioteka.pollub.pl/wydawnictwa
ul. Nadbystrzycka 36C, 20-618 Lublin
tel. (81) 538-46-59

Druk: DjaF – 30-092 Kraków, ul. Kmiotowicza 1/1
www.djaf.pl

Elektroniczna wersja książki dostępna w Bibliotece Cyfrowej PL www.bc.pollub.pl

Nakład: 50 egz.

Spis Treści

STRESZCZENIE	7
ABSTRACT	9
WYKAZ PODSTAWOWYCH SYMBOLI I SKRÓTÓW STOSOWANYCH W PRACY	11
1. WSTĘP	13
1.1. Wprowadzenie	13
1.2. Problem naukowy	13
1.3. Zakres pracy	17
2. WYBRANE ZAGADNIENIA MODELOWANIA GRUNTU	21
2.1. Wstęp	21
2.2. Opis modeli gruntowych	21
2.3. Problematyka ustalania parametrów podłoża gruntowego	28
2.4. Modelowanie współpracy konstrukcji z podłożem	38
2.5. Podsumowanie	43
3. LESSY Z TERENU LUBLINA I OKOLIC	45
3.1. Wstęp	45
3.2. Charakterystyka ogólna lessów	45
3.3. Lessy Wyżyny Lubelskiej	48
3.4. Warunki geotechniczne Lublina	53
3.5. Badania własne lessów	54
3.6. Podsumowanie	62
4. BADANIA NA OBIEKTACH RZECZYWISTYCH	63
4.1. Wstęp	63
4.2. Opis budynków	64
4.3. Badania polowe podłoża gruntowego	65
4.3.1. Wstęp	65
4.3.2. Sondowanie sondą statyczną CPT	67
4.3.3. Badania dylatometrem Marchettiego	82
4.4. Badania laboratoryjne gruntu	90
4.4.1. Pobór próbek NNS z poziomu posadowienia obiektu	90
4.4.2. Podstawowe parametry gruntu	91
4.4.3. Badanie konsystencji gruntu	92
4.4.4. Badanie ścisłości	94
4.4.5. Badania wytrzymałościowe	102
4.5. Geotechniczny model podłoża	107
4.6. Pomiary osiadania budynku	113
4.7. Pomiary drgań budynku	120
4.8. Podsumowanie	125

5. ANALIZY NUMERYCZNE OBIEKTÓW RZECZYWISTYCH	126
5.1. Wstęp.....	126
5.2. Budynek rozległy	127
5.2.1. Proces budowy modeli MES oraz przyjęte założenia	127
5.2.2. Model numeryczny MES budynku	129
5.2.3. Parametry numerycznego modelu podłoża	134
5.2.4. Kalibracja modelu numerycznego podłoża – modele częściowe ..	138
5.2.5. Model pełny „budynek-podłoże”	160
5.2.6. Analiza numeryczna – pełny model	161
5.2.7. Podsumowanie	187
5.3. Budynek wysoki	188
5.3.1. Proces budowy modeli MES oraz przyjęte założenia	188
5.3.2. Model numeryczny budynku.....	189
5.3.3. Model numeryczny podłoża	189
5.3.4. Model pełny „budynek-podłoże”	190
5.3.5. Analiza numeryczna.....	191
5.3.6. Podsumowanie	204
6. PODSUMOWANIE I WNIOSKI	205
6.1. Podsumowanie wykonanych analiz.....	205
6.2. Parametry podłoża gruntowego	205
6.3. Modelowanie numeryczne.....	207
6.4. Określenie metodyki badań na cele modelowania podłoża lessowego.	209
6.5. Wnioski końcowe	210
6.6. Kierunek rozwoju prezentowanego zagadnienia	211
BIBLIOGRAFIA	213

STRESZCZENIE

NUMERYCZNE MODELOWANIE PRACY KONSTRUKCJI POSADOWIONEJ NA LESSOWYM PODŁOŻU GRUNTOWYM

W pracy przedstawiono analizy numeryczne MES współpracy konstrukcji budynku łącznie z bryłą podłoża gruntowego. Lublin położony jest w obrębie Wyżyny Lubelskiej, która w dużej mierze zbudowana jest z plejstocenijskich pokryw lessowych o znacznej miąższości. Grubość pokrywy lessowej sięga od kilkunastu do ponad trzydziestu metrów. W związku z powyższym znaczna część obiektów budowlanych posadowiona jest na podłożu lessowym. Ponieważ rodzaj podłoża ma zasadniczy wpływ na odkształcenia i rozkład naprężeń w elementach konstrukcyjnych obiektów, to głównym celem badań była szczegółowa analiza pracy budynku z uwzględnieniem podatności podłoża gruntowego, utworzonego przez lessy.

W celu rozwiązania problemu naukowego, wykonano przegląd dostępnej literatury na temat gruntów lessowych, konstytutywnych modeli podłoża i analiz numerycznych, a także problematyki ustalania parametrów podłoża. Badania własne podzielono na dwie części: badania i analiza ogólna podłoża lessowego z terenu Lublina i okolic oraz badania i analizy numeryczne na obiektach rzeczywistych.

W ramach badań ogólnych lessów z terenu Lublina, przeanalizowano wyniki 543 sondowań statycznych CPT/CPTU o łącznej długości ponad 4000 metrów bieżących oraz 11 testów DMT/SDMT o łącznej długości 73 metrów bieżących, a także dane z odwiertów badawczych i badań laboratoryjnych. Przeprowadzona analiza pozwoliła między innymi na wyznaczenie statystycznego rozkładu wartości oporów stożka q_c , oraz dylatometrycznych modułów ścisłości M_{DMT} .

Główne prace badawcze wykonywano na dwóch różniących się od siebie obiektach: niskim-rozległym (Cyprysowa) oraz wysokim-zwartym (Kraśnicka). W ramach prac badawczych wykonywano między innymi testy CPT oraz SDMT i badania laboratoryjne gruntu, a także pomiary osiadania budynku oraz częstotliwości drgań własnych.

Analizy numeryczne MES prowadzono etapami w programie ABAQUS zarówno na modelu całego obiektu, jak i na jego wycinkach. Prawdopodobieństwo odwzorowania rzeczywistej konstrukcji budynku w modelu numerycznym zweryfikowano poprzez porównanie częstotliwości drgań swobodnych z pomiarów wykonanych in-situ podczas budowy, z wynikami obliczeń drgań własnych. Kolejne analizy dotyczyły wyznaczenia przemieszczeń i naprężeń w poszczególnych etapach budowy całego budynku. Zamodelowano bryłę podłoża, a następnie etapami dodawano kolejne kondygnacje. Końcowe wartości obliczonych przemieszczeń pionowych porównano z wynikami pomiarów geodezyjnych rzeczywistych obiektów.

Wykonane analizy pozwoliły na wyprowadzenie empirycznego współczynnika α_m do wyznaczania modułu ściśliwości lessów z sondowań statycznych CPT, a także zdefiniowanie wytycznych do badań podłoża lessowego. Wykazano, że lessowe podłoże gruntowe, pomimo że makroskopowo wydaje się być jednorodne, w rzeczywistości charakteryzuje się zmienną sztywnością. Udowodniono, że w przypadku lessów wydzielenie warstw geotechnicznych ze stopniem plastyczności I_L , jako parametrem wiodącym jest niewystarczające. W lessach należy prowadzić wydzielenia geotechniczne na podstawie sondowań geotechnicznych na przykład CPT/CPTU lub DMT, a za parametr wiodący zaproponowano opór stożka q_c . Ponadto wykazano, że osiadania podłoża gruntowego wpływają na pracę budynku i jego odkształcenia, a także rozkład naprężeń w elementach konstrukcyjnych, co powinno być uwzględniane podczas prac projektowych. Szczególnie ważne jest uwzględnianie niejednorodności podłoża przy budynkach rozległych, natomiast przy budynkach wysokich należy uwzględniać etapy nadbudowy kolejnych kondygnacji. Stosowanie zaproponowanego podejścia pozwala na uzyskiwanie bardziej wiarygodnych wyników obliczeń.

ABSTRACT

NUMERICAL MODELLING OF THE BEHAVIOUR OF A STRUCTURE SITUATED ON A LOESS SUBSOIL

The thesis presents FEM numerical analyses of the interaction between the building structure and the subsoil. Lublin is located within the Lublin Upland, which is largely composed of pleistocene loess coverings of a considerable thickness. The thickness of the loess covering ranges from several to over thirty metres. Therefore, a significant number of building structures is situated on the loess subsoil. The type of the subsoil has a significant impact on distribution of deformations and stresses in structural elements of buildings. The main aim of the thesis is to provide a detailed analysis of the building's behaviour, taking into account the stiffness of loess subsoil.

In order to solve the research problem, a review of the literature was carried out. It concerned issues connected with loess soils, constitutive subsoil models, numerical analyses, and the matters related to the determination of soil parameters. Own research was divided into two parts: general analysis of loess subsoil from Lublin and its surroundings, and numerical analyses and in-situ measurements on existing buildings.

As a part of the general survey of loesses from the area of Lublin, 543 CPT/CPTU static soundings with a total length of over 4000 metres and 11 DMT/SDMT tests with a total length of 73 metres, along with the data from exploratory wells and laboratory tests were analysed. The analysis allowed to determine the statistical distribution of cone resistances q_c and dilatometric constrained modulus M_{DMT} .

The main research works were carried out on two different buildings: low and wide (Cyprysowa), and high and compact (Kraśnicka). The research included CPT and SDMT in-situ tests, laboratory tests of the soil, measurements of the building settlements, measurements of natural vibrations.

FEM numerical analyses in ABAQUS software were conducted in stages on the model of the entire building and its parts. The correctness of the representation of the real buildings in the numerical model was verified by comparing frequencies of natural vibrations from in-situ measurements with the results of calculations. Subsequent analyses concerned the determination of displacements and stresses at particular stages of the construction of the entire building. The subsoil was modelled and then subsequent storeys were added in stages. The calculated values of vertical displacements were compared with the results of geodetic measurements of the existing buildings.

On the basis of analyses of CPT static tests it was possible to derive an empirical coefficient α_m to determine the constrained modulus of loess, and to define the guidelines for testing of loess subsoil. It was shown that the loess soil, although seemingly homogeneous on a macroscopic level, is characterized by

variable stiffness. It was proved that in the case of loess, the separation of geotechnical layers, with a liquidity index LI as the main parameter, is insufficient. In loess, geotechnical separations should be carried out on the basis of geotechnical sounding, e.g. CPT/CPTU or DMT, and cone resistance q_c was proposed as the main parameter.

It was also shown that the ground settlement affects the movement of building and its deformations, and the distribution of stresses in structural elements, which should be taken into account during design work. It is particularly important to consider the inhomogeneity of the subsoil when wide buildings are considered. In case of tall buildings, it is necessary to consider the stages of constructing subsequent storeys. Using the proposed approach ensures more reliable calculation results.

WYKAZ PODSTAWOWYCH SYMBOLI I SKRÓTÓW STOSOWANYCH W PRACY

SYMBOLE

a_0	– zasięg obwiedni plastyczności
B	– szerokość fundamentu
c'	– efektywna spójność gruntu
c	– spójność gruntu
C	– współczynnik podatności podłoża Winklera
C_c	– wskaźnik ściśliwości
c_u	– wytrzymałość na ścinanie w warunkach bez odplywu
D	– średnica
E	– moduł odkształcenia podłoża lub moduł Younga
e	– wskaźnik porowatości
E_0, E	– pierwotne i wtórne moduły odkształcenia podłoża
E_D	– moduł dylatometryczny
E_{oed}	– moduł ściśliwości edometryczny
E_{ur}	– moduł c – naprężenia wtórnego
E_0	– początkowy moduł odkształcenia (w zakresie bardzo małych odkształceń)
E_{50}	– moduł odkształcenia w zakresie 50% maksymalnej wartości wytrzymałości
f	– częstość drgań własnych
f_s	– opór poboczny z sondowania statycznego
G	– moduł odkształcenia postaciowego (moduł ścinania)
G_0	– początkowy moduł ścinania (w zakresie bardzo małych odkształceń)
H	– wysokość
I_D	– stopień zagęszczenia lub wskaźnik materiałowy w badaniu DMT
I_L	– stopień plastyczności
K_0	– współczynnik parcia bocznego gruntu
K_D	– wskaźnik naprężenia bocznego
M	– moduł ściśliwości gruntu
M	– nachylenie Linii Stanu Krytycznego w modelu <i>Cam-Clay</i>
M_0, M	– edometryczne moduły ściśliwości pierwotnej i wtórnej
M_{CPT}	– moduł ściśliwości wyznaczony w badaniu CPT
M_{DMT}	– moduł ściśliwości wyznaczony w badaniu DMT
M_{odp}	– moduł odprężenia
p_0	– naprężenia prekonsolidacji
q_c	– opór stożka z sondowania statycznego
$q_{c.ele}$	– opór stożka elektrycznego
$q_{c.mech}$	– opór stożka mechanicznego
q_t	– opór stożka netto z sondowania statycznego

R_f	– współczynnik tarcia w badaniu CPT/CPTU
s	– osiadanie fundamentu
ν	– współczynnik rozszerzalności bocznej (Poissona)
V	– objętość
V_s	– prędkość fali porzecznej w teście SDMT
v_{sc}	– prędkość ścinania w badaniach laboratoryjnych
w_L	– granica płynności
w_P	– granica plastyczności
α_m	– empiryczny współczynnik do wyznaczenia modułu ściśliwości z badania CPT
β	– współczynnik przejścia pomiędzy stożkami w badaniu CPT
γ	– ciężar objętościowy
δ	– błąd względny
κ	– nachylenie Linii Wtórnego Obciążenia w modelu <i>Cam-Clay</i>
λ	– nachylenie Linii Pierwotnego Obciążenia w modelu <i>Cam-Clay</i>
σ	– naprężenia normalne
σ_{v0}	– naprężenia geostatyczne w poziomie pomiaru podczas sondowania
τ	– naprężenia styczne
φ	– kąt tarcia wewnętrznego
φ'	– efektywny kąt tarcia wewnętrznego
ρ	– gęstość objętościowa gruntu

SKRÓTY

CPT	– badanie statyczne sondą stożkową
CPTU	– badanie statyczne sondą stożkową z pomiarem ciśnienia wody w porach
DMT	– badanie dylatometrem płaskim
OCR	– wskaźnik prekonsolidacji podłoża
NNS	– próbka o nienaruszonej strukturze
NW	– próbka o naturalnej wilgotności
NU	– próbka o naturalnym uziarnieniu
SDMT	– badanie dylatometrem płaskim z pomiarem sejsmicznym
TXT	– test trójosiowego ściskania

Powyższy spis obejmuje najważniejsze symbole i skróty. Pozostałe, nieujęte w spisie zostały opisane w odpowiednich miejscach w pracy.

1. WSTĘP

Budownictwo jest szeroką dziedziną nauk technicznych, a rozwiązywanie trudnych zagadnień wymaga znajomości wiedzy z wąskiego zakresu, dlatego wytworzyła się cała gama specjalizacji inżynierskich. Niniejsza monografia powstała na podstawie pracy doktorskiej autora, która miała charakter interdyscyplinarny, łącząc ze sobą zagadnienia geotechniczne, geologiczne, konstrukcyjne, modelowania numerycznego oraz pomiarów in-situ. Podjęty temat badawczy był rozpatrywany w sposób kompleksowy, począwszy od badań gruntu i konstrukcji, poprzez modelowanie numeryczne, do weryfikacji geodezyjnej. Dążono do rozwiązania problemu w skali „makro”, to jest całego budynku, a nie w skali „mikro”, czyli niewielkiej próbki gruntu.

1.1. Wprowadzenie

Fundamenty są nieodzownym elementem każdej konstrukcji, a ich rodzaj, kształt, wymiary oraz zbrojenie są ściśle uzależnione od podłoża gruntowego. Praca podłoża gruntowego jest zagadnieniem złożonym, a opis jego zachowania wymaga wielu uproszczeń. W rozpoznaniu geotechnicznym niezwykle istotne są lokalne uwarunkowania i budowa geologiczna. Do pośredniego wyznaczania parametrów gruntu, powinny być wykorzystywane jedynie zależności sprawdzone dla lokalnych warunków gruntowych.

Podłoże gruntowe pod wpływem obciążeń przekazywanych z konstrukcji przez fundamenty ulega odkształceniom. Równomierne obciążenie fundamentów jest założeniem ideowym. W rzeczywistości występuje znaczne zróżnicowanie obciążeń pod poszczególnymi elementami, co w połączeniu z naturalną niejednorodnością podłoża prowadzi do nierównomiernego osiadania obiektów. Przemieszczenia fundamentów, stanowiących podpory dla elementów konstrukcyjnych, powodują zmiany w rozkładzie sił wewnętrznych oraz dodatkowe odkształcenia konstrukcji. Prawidłowo zaprojektowana konstrukcja powinna uwzględniać efekty osiadania fundamentów.

W niniejszej pracy przedstawiono wyniki badań prowadzonych na specyficznych gruntach, jakimi są lessy. Opisywane badania dotyczą terenu Lublina i okolic, gdzie zalegają sporej miąższości pokrywy plejstocęńskich lessów. Znaczna część budynków w Lublinie jest posadowiona na tego typu gruncie, co wymusza potrzebę zgłębiania wiedzy na temat zachowania się podłoża lessowego.

1.2. Problem naukowy

Problemem naukowym podjętym w pracy są badania statycznej pracy konstrukcji z uwzględnieniem odkształcalności podłoża gruntowego oraz jego wpływu na powstające odkształcenia i siły wewnętrzne w konstrukcji. Prace badawcze obejmowały ustalenie parametrów podłoża lessowego oraz

modelowanie współpracy budynku z tym podłożem. Ze względu na poziom skomplikowania zagadnienia, w analizach numerycznych niezbędne było wprowadzanie uproszczeń, które zawsze w pewien sposób wpływają na wyniki.

Współpraca obiektów budowlanych z podłożem gruntowym najczęściej analizowana jest jako zagadnienia dwuwymiarowe i wykonywane jest w jednej płaszczyźnie, na charakterystycznym przekroju konstrukcji (por. [11], [29], [50]). Podobnie postępuje się w zadaniach z osiową symetrią, gdzie w analizie numerycznej można stosować wycinek konstrukcji, jak w pracy [4]. Tworzenie trójwymiarowych modeli budynków często kończy się na fundamentach, z założeniem pod nimi podłoża sztywnego lub opisanego jednoparametrową podatnością (por. [44], [76], [77]) lub analizą bryły podłoża z niewielkim fragmentem konstrukcji (por. [106]). Analiza zadania trójwymiarowego zawierającego budynek wraz z bryłą podłoża jest zagadnieniem skomplikowanym i wykonywanym rzadko. Najczęściej wymaga połączenia elementów opisanych zupełnie odmiennymi prawami konstytutywnymi, a prawidłowa weryfikacja obliczeń jest możliwa tylko na podstawie geodezyjnych obserwacji przemieszczeń obiektu. Przykłady takich obliczeń zostały opisane w pracach [13], [41], [117].

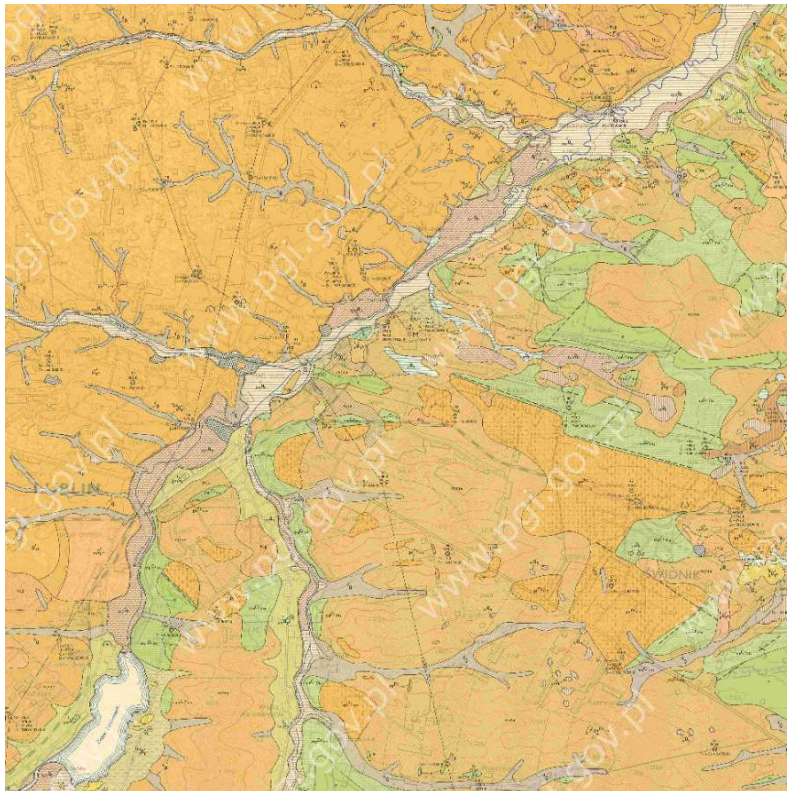
Aby prawidłowo i wiarygodnie odwzorować zachowanie gruntu, niezbędne jest wykonanie szeregu badań, mających na celu wyznaczenie parametrów opisujących podłoże. W tym celu wykonuje się wiercenia i sondowania terenowe, rozpoznające budowę podłoża, a także pobiera próbki gruntu do badań laboratoryjnych. Standardowo podawane w dokumentacjach geotechnicznych parametry gruntowe to gęstość, wilgotność, kąt tarcia wewnętrznego, spójność, moduły ściśliwości i odkształcenia oraz wytrzymałość na ścinanie w warunkach bez odplywu. Dane te są niewystarczające do wykonania obliczeń z wykorzystaniem zaawansowanych modeli materiałowych. Użycie takich modeli wymusza wykonanie badań o znacznie szerszym zakresie oraz głębszą analizę przy ustalaniu parametrów. W podstawowych obliczeniach geotechnicznych zakłada się, że zależności pomiędzy naprężeniami i odkształceniami, które opisują pracę podłoża, są funkcjami liniowymi. W rzeczywistości charakterystyki materiałowe gruntu charakteryzują się silną nieliniowością [14].

Podstawową zasadą wykonywania badań gruntowych powinno być łączenie kilku metod badawczych. Każda z metod pozwala uzyskać pewne parametry, a sposób badania często wpływa na końcową jego wartość. Na pełne rozpoznanie geotechniczne powinny się składać badania terenowe w postaci klasycznych odwiertów i różnego typu sondowań, np. CPT (*Cone Penetration Test* – test statycznego sondowania), CPTU (*Cone Penetration Test* – test statycznego sondowania z pomiarem nadwyżki ciśnienia wody w porach), DMT (*Dilatometer Marchetti Test* – badanie dylatometrem Marchettiego), SDMT/SCPTU (*Seismic Dilatometer Marchetti Test / Seismic Cone Penetration Test* – badanie typu DMT/CPTU z dodatkowym pomiarem sejsmicznym), PMT (*Pressumeter test* –

test presjometyczny), SPT (*Standard Penetration Test* – test sondą cylindryczną) oraz badania laboratoryjne (określenie cech fizycznych oraz charakterystyk wytrzymałościowych i odkształceniowych). Końcowe parametry opisujące grunt, powinny zostać wyprowadzone po analizie wszystkich badań.

Na pracę budynku ma wpływ podłoże gruntowe zalegające zarówno bezpośrednio pod fundamentami, jak i w głębszych partiach. Głębokość wzajemnego oddziaływania budynku i gruntu jest uzależniona od takich czynników, jak wielkość obciążenia, rodzaj gruntu, wymiary i kształt fundamentów oraz poziom posadowienia i wynosi od kilku do 30÷40 metrów w przypadku dużych płyt fundamentowych. W zakresie tych głębokości zalegają grunty geologicznie najmłodsze, o różnym stopniu skonsolidowania, często podatne na znaczne osiadanie. Dlatego też, podczas prac projektowych dużą uwagę należy poświęcać na ustalenie wiarygodnych parametrów podłoża.

Prawidłowa analiza posadowienia jest bardzo istotnym czynnikiem w procesie projektowania. Według Gryczmańskiego [30] błędy w projektowaniu i realizacji posadowień budynków, których następstwem są duże nierównomierności osiadań stanowią przyczynę około 40%÷50% awarii i katastrof budowlanych.



Rys. 1.1 Szczegółowa Mapa Geologiczna Polski. Arkusz 749 – Lublin [10]

Zgodnie ze Szczegółową Mapą Geologiczną Polski, przedstawiony na Arkuszu 749 teren Lublina [10] (Rys. 1.1), położony jest w obrębie Wyżyny Lubelskiej (według podziału Kondrackiego [43]). W skład Wyżyny Lubelskiej w rejonie Lublina wchodzi Płaskowyż Nałęczowski, Płaskowyż Świdnicki oraz Wyniosłość Giełczewska. Na szczególną uwagę zasługuje Płaskowyż Nałęczowski (Rys. 1.2), który rozciąga się od zachodniej części Lublina (za granicę przyjmując rzekę Bystrzycę), przez Nałęczów, aż do Kazimierza Dolnego (do rzeki Wisły). Region ten charakteryzuje się obecnością plejstocenijskich pokryw lessowych o znacznej miąższości, które wywarły zasadnicze piętno na formach krajobrazu. Grubość pokrywy lessowej sięga od kilkunastu do ponad trzydziestu metrów. W miękkich, podatnych na wymywanie lessach utworzyły się głęboko wcięte doliny i wąwozy, sięgające często podłoża kredowego (por. [21], [34]).

Lessy jako utwory eoliczne, powstały w skutek gromadzenia się pyłowych cząstek gruntu przemieszczanych przez wiatr. Grunty te są specyficzne ze względu na stosunkowo wysoką wytrzymałość strukturalną w stanie naturalnej wilgotności, która potrafi gwałtownie zmniejszyć się przy kontakcie z wodą. Dlatego też, lessy z jednej strony stanowią dobre podłoże nośne, a z drugiej niosą za sobą niebezpieczeństwo niekontrolowanego osiadania budynku. Szeroki zasięg ich występowania na Lubelszczyźnie oraz specyfika zachowania wymuszają potrzebę dokładnego poznania ich pracy.



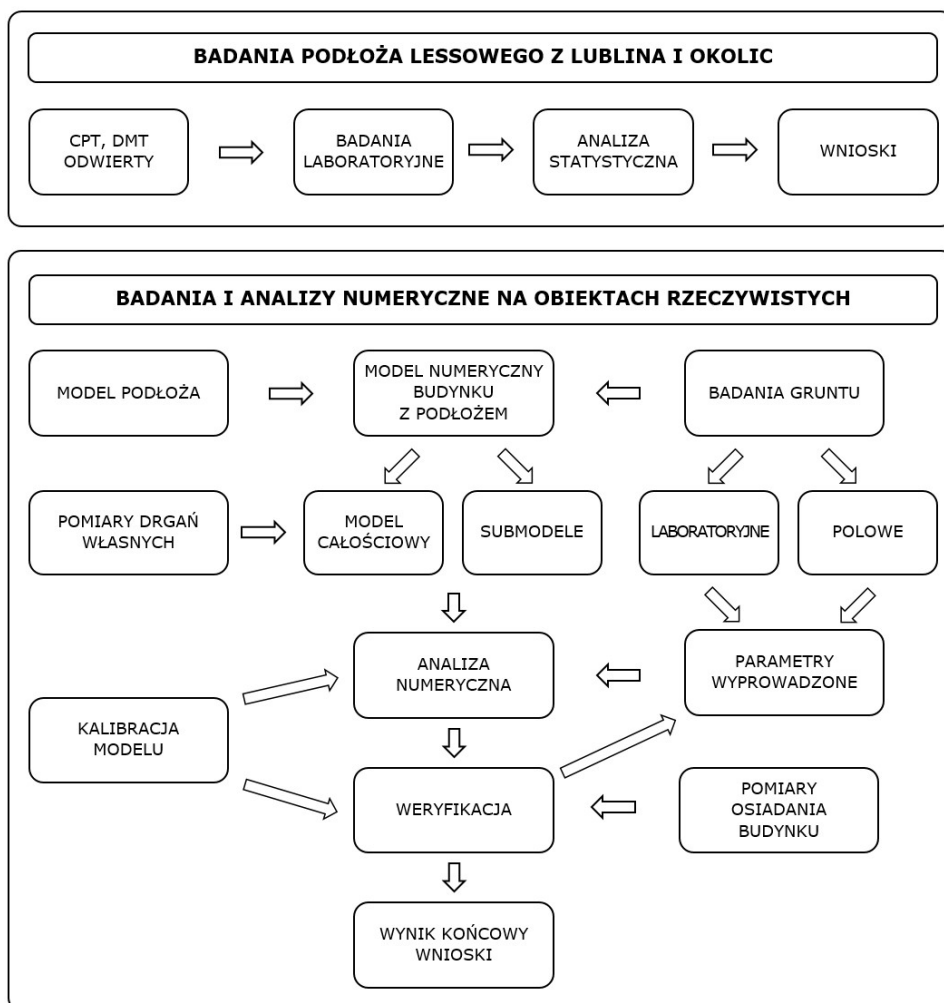
Rys. 1.2 Płaskowyż Nałęczowski

Głównym założeniem pracy była szczegółowa analiza pracy budynku z uwzględnieniem podatności podłoża gruntowego, utworzonego przez lessy. W trakcie wykonywanych analiz i badań, okazało się, że największym problemem podczas modelowania zachowania konstrukcji i jej posadowienia jest określenie wiarygodnych parametrów podłoża, które powinny w rzeczywisty sposób odzwierciedlać pracę gruntu pod fundamentami. W wyniku przeprowadzonych

badan i analiz, w pracy określono metodykę badań podłoża oraz opisano sposób ich interpretacji i wyprowadzenia parametrów podłoża najwłaściwiej opisujących zachowanie gruntu pod wpływem obciążenia przekazywanego z budynku. Odniesiono się również do parametrów lessów funkcjonujących w praktyce inżynierskiej oraz wyznaczanych przez innych badaczy.

1.3. Zakres pracy

W celu rozwiązania problemu naukowego, prace rozpoczęto od analizy dostępnej literatury na temat gruntów lessowych, konstytutywnych modeli podłoża i analiz numerycznych, a także problematyki ustalania parametrów podłoża.



Rys. 1.3 Schemat badań własnych

Po przeglądzie prac [2], [15], [36], [68], [71], dotyczących konstytutywnych modeli materiałowych, jako model podłoża wybrano *Modified Cam-Clay*. Następnie zaplanowano badania własne, które podzielono na dwie części:

- badania i analiza ogólna podłoża lessowego z terenu Lublina i okolic,
- badania i analizy numeryczne na obiektach rzeczywistych.

Plan badań własnych zobrazowano na schemacie (Rys. 1.3).

Analiza badań gruntów lessowych na terenie Lublina i okolic miała za zadanie zebranie i usystematyzowanie parametrów charakteryzujących to podłoże. Zdecydowano się na przyjęcie za parametr wiodący opór stożka q_c z sondowania statycznego CPT. Oceniano również stan i konsystencję lessów na głębokości oraz wykonywano podstawowe badania laboratoryjne, a także testy dylatometryczne DMT. Zebrane dane pozwoliły na opracowanie charakterystyki ogólnej lessów w regionie, wyznaczenie rozkładu oporów stożka i oszacowanie wartości średniej, a także zobrazowanie zmienności. Dane te stanowiły swego rodzaju „tło” dla badań na obiektach rzeczywistych. Pozwoliły na ustalenie, czy podłoże wybrane do szczegółowych analiz może być traktowane jako reprezentatywne dla całego obszaru, czy raczej jest skrajnym przypadkiem.

Po analizach właściwości lessów oraz charakterystyki modeli konstytutywnych, kolejnym krokiem było przyjęcie metodyki badań gruntu w celu ustalenia niezbędnych do zamodelowania parametrów. Wykonano szereg badań gruntu, zarówno polowych jak i laboratoryjnych. Badania w warunkach rzeczywistych zaplanowano na dwóch różniących się od siebie obiektach: **niskim-rozległym** oraz **wysokim-zwartym**. Ze względu na lokalizację obiektów roboczo nazwano je: Cyprysowa (budynek niski-rozległy) i Kraśnicka (budynek wysoki-zwarty). Głównym obiektem badań był niski-rozległy budynek przy ul. Cyprysowej i dla niego wykonano szczegółowe analizy. Budynek wysoki przy ul. Kraśnickiej traktowano jako pomocniczy – sprawdzający i analizowano go w dużo mniejszym zakresie. W obydwu przypadkach analizy rozpoczynały się na etapie projektowym, następnie podczas budowy wykonywano badania gruntu na próbkach pobranych bezpośrednio z wykopów fundamentowych oraz przeprowadzano sondowania in-situ. Ponadto, w trakcie realizacji budowy oraz po jej zakończeniu monitorowano przemieszczenia pionowe obiektów z wykorzystaniem niwelacji precyzyjnej.

W kolejnym kroku wykonywano analizę numeryczną, na którą składały się mniejsze modele, służące do kalibracji parametrów oraz duże modele całych obiektów wraz z gruntem. Dodatkowo, dla budynku głównego Cyprysowa, w celu weryfikacji poprawności zbudowanego modelu numerycznego, wykonano pomiary drgań własnych, które następnie porównano z wartościami obliczonymi. Ostatecznie, najważniejszym wynikiem analiz numerycznych były pionowe przemieszczenia węzłów modeli obiektów, które porównywano z rzeczywistymi pomiarami geodezyjnymi na przedmiotowych obiektach. Pomiary geodezyjne, stanowiące weryfikacje obliczeń, były wykonywane w interwałach czasowych za

pomocą niwelacji precyzyjnej równoległe z analizami numerycznymi, dostarczając informacji o zachowaniu budynków.

Wykonane analizy numeryczne były procesem złożonym, a ostateczne rezultaty są wynikiem kolejnych iteracji dopasowujących parametry modeli do rzeczywistego zachowania obiektów. Wyniki symulacji współpracy budynku z podłożem potwierdziły, że niejednorodność podłoża ma istotny wpływ na funkcjonowanie budynku w okresie eksploatacji.

2. WYBRANE ZAGADNIENIA MODELOWANIA GRUNTU

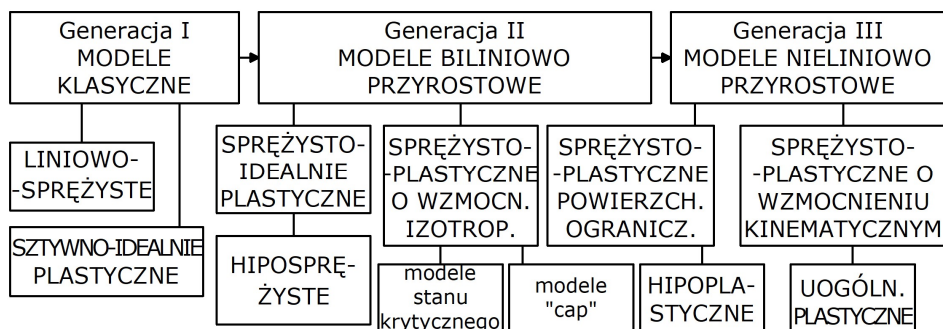
2.1. Wstęp

W niniejszym rozdziale zebrano i przedstawiono dane literaturowe związane z modelowaniem podłoża gruntowego. Opisano wybrane modele konstytutywne wykorzystywane do modelowania podłoża gruntowego, problematykę ustalania parametrów gruntu oraz scharakteryzowano metody badawcze. Zwrócono uwagę na problemy występujące w praktyce związane z wyznaczaniem parametrów odkształcalności. Na koniec przedstawiono przykłady analiz numerycznych współpracy konstrukcji z podłożem.

2.2. Opis modeli gruntowych

Zachowanie podłoża gruntowego może być opisywane różnymi modelami. Istnieje pewna grupa podstawowych modeli, które stanowią bazę do szczegółowych modeli rozwijanych przez różnych badaczy i dostosowywanych do warunków lokalnych. Modele te, podczas ich rozwijania są uzupełniane dodatkowymi parametrami, które często nie mają fizycznej interpretacji, jednak są właściwe dla szczególnych przypadków obliczeniowych. Kalibracja modeli zachowania gruntu, wielokrotnie powiązana jest z badaniami laboratoryjnymi bądź polowymi (por. [16]).

Zgodnie z pracą Gryczmańskiego [31] modele konstytutywne można podzielić na trzy grupy generacji (Rys. 2.1). Pierwszą grupę stanowią modele klasyczne: liniowo-sprężyste (np. model *Winklera*) i sztywno-idealnie plastyczne (np. *Coulomba-Mohra*, *Druckera-Pragera*). Modele te są nieczułe na ścieżki obciążenia w przestrzeni naprężeń lub odkształceń. Pomimo znacznego uproszczenia pracy podłoża, są to modele najczęściej wykorzystywane w praktyce inżynierskiej. Wynika to z ich prostoty oraz dostępności i łatwości w doborze parametrów z podstawowych badań geotechnicznych.



Rys. 2.1 Ogólny schemat klasyfikacji modeli konstytutywnych gruntów według Gryczmańskiego [31]

Druga grupa zawiera modele hiposprężyste (np. *Duncan-Changa*) i sprężysto-plastyczne. Różnice pomiędzy dwoma podejściami są znikome. Znacznie powszechniej w geotechnice stosowane jest podejście sprężysto-plastyczne, szczególnie w odniesieniu do modeli o wzmocnieniu izotropowym, rozwiniętych w ramach mechaniki stanu krytycznego (np. *Cam-Clay*, *Modified Cam-Clay*, *Schofield*, *Barcelona Basic Model*) lub należących do grupy „cap” (np. *Drucker-Prager Cap Model*). Wpływ historii obciążenia jest tu widoczny, gdy naprężenia przekraczają powierzchnię plastyczności i działają w zakresie obciążenia pierwotnego, a więc następuje proces normalnej konsolidacji gruntu. W zakresie naprężeń wtórnych grunt zachowuje się sprężyste. Modele opisane w grupie drugiej są najintensywniej rozwijane i znajdują coraz szersze zastosowanie w praktyce inżynierskiej.

Trzecią grupę stanowią nieliniowo-przyrostowe modele hipoplastyczne oraz zaawansowane modele sprężysto-plastyczne powierzchni ograniczającej lub o wzmocnieniu izotropowo-kinematycznym (np. *Hashiguchi-Ueno*, *Bardeta*, *Whittlea*, *Dafaliasa-Herrmanna*, *Gryczmańskiego*). Podejścia sprężysto-plastyczne są wrażliwe na historię obciążenia również w obszarze prekonsolidacji. Modele te na chwilę obecną są przedmiotem badań teoretycznych i nie mają szerokiego zastosowania w praktyce.

W niniejszym rozdziale pracy scharakteryzowano za pracami [125], [36], [2], [29] wybrane, najszerzej stosowane w praktyce modele konstytutywne podłoża gruntowego.

Najprostszym, a zarazem najczęściej stosowanym w praktyce inżynierskiej jest model idealnie-sprężysty. Niestety, zachowanie gruntu z założeniem liniowej odkształcalności opisane za pomocą jednego lub dwóch parametrów jest dalekie od warunków rzeczywistych.

Do opisu materiału potrzebny jest moduł odkształcenia podłoża E oraz współczynnik rozszerzalności bocznej ν (współczynnik Poissona). W przypadku obliczeń MES modeli trójwymiarowych i dwuwymiarowych (w przekroju) zasadnicze znaczenie ma przyjęcie miąższości gruntu. Ponieważ zakłada się liniową sprężystość materiału, bez uwzględnienia rozchodzenia się naprężeń na głębokości i stanu naprężeń geostatycznych podłoża gruntowego, dwukrotne zwiększenie miąższości podłoża powoduje dwukrotne zwiększenie osiadań. Jest to oczywiście nieprawidłowa zależność, dlatego wyniki w dużym stopniu zależą od przyjętych założeń i wykonywane przez osobę niekompetentną mogą doprowadzić do znacznych błędów.

W praktyce inżynierskiej obliczenia płyt fundamentowych najczęściej prowadzone są w rzucie płyty z zastosowaniem podatnego podłoża *Winklera*, opisanego współczynnikiem podatności C [kN/m^3], który w literaturze bywa określany również jako współczynnik reakcji podłoża, współczynnik sztywności, współczynnik sprężystości lub zmięgi gruntu (por. [121]). Różni autorzy podają

odmienne wzory do szacowania podatności, a ich końcowa wartość w głównej mierze zależy od przyjętego modułu odkształcenia gruntu oraz miąższości warstwy ściśliwej. W skrajnych przypadkach, rozbieżność wyprowadzonego parametru podatności potrafi się różnić o rząd wielkości.

Według Wiłuna [132], współczynnik podatności C wyznacza się ze wzoru:

$$C = \frac{E_0}{(1-\nu_0^2)\omega B}, \quad (2.1)$$

gdzie:

E_0 – moduł odkształcenia warstwy ściśliwej,

ν_0 – współczynnik Poissona gruntu ściśliwego,

B – szerokość lub średnica obciążonego obszaru/fundamentu,

ω – współczynnik wpływu zależny od kształtu i sztywności fundamentu.

Gorbunow-Posadow [47] podaje zależność:

$$C = \frac{E_0}{(1-\nu_0^2)h_0}, \quad (2.2)$$

gdzie E_0, ν_0 jak w wzorze (2.1), oraz:

h_0 – miąższość warstwy ściśliwej pod fundamentem.

Kögler [75] podaje zależność:

$$C = \frac{mM_0}{b}, \quad (2.3)$$

gdzie:

m – współczynnik zależny od kształtu i stosunku wymiarów fundamentu oraz miąższości gruntu ściśliwego pod fundamentem,

M_0 – edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej warstwy ściśliwej,

b – szerokość fundamentu.

Wzorem bezpośrednim, najdokładniej odwzorowującym teorię Winklera, jest zależność:

$$C = \frac{q_{sr}}{s_{sr}}, \quad (2.4)$$

gdzie:

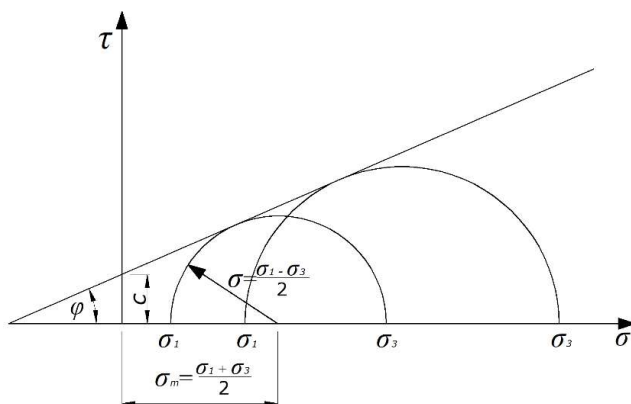
q_{sr} – średni nacisk przekazywany przez fundament na podłoże,

s_{sr} – średnie osiadanie fundamentów budynku.

Do wykonania obliczeń w tym przypadku potrzebne jest wyznaczenie osiadania inną metodą. Można wykorzystać w tym celu metodę odkształceń jednowymiarowych opartą na teorii sprężystości, opisaną w normie [86]. Metoda ta traktuje podłoże jako jednorodną półprzestrzeń liniowo-odkształcalną. Podłoże dzieli się na warstwy obliczeniowe przypisując parametry zgodnie z rodzajem gruntu. Następnie wykonuje się obliczenia osiadania każdej wydzielonej warstwy.

Ostatecznie sumuje się osiadanie wszystkich warstw do głębokości, na której naprężenia dodatkowe od konstrukcji są mniejsze od 30% (lub 20% stosując wytyczne normy [93]) naprężeń geostaticznych. Innym podejściem jest obliczenie osiadań w przekroju np. z wykorzystaniem metody elementów skończonych.

Rozwinięciem modeli sprężystych są modele sprężysto-plastyczne. Najprostszym z liniowo sprężystych-idealnie plastycznych modeli, używanych do modelowania podłoża, jest model z kryterium zniszczenia *Coulomba-Mohra*. Kryterium zniszczenia *Coulomba-Mohra* zakłada, że uszkodzenie pojawia się, gdy naprężenie ścinające w dowolnym punkcie w materiale osiągnie wartość, która zależy liniowo od naprężeń normalnych w tej samej płaszczyźnie. Model opiera się na kołach Mohra, wykreślonych na płaszczyźnie maksymalnych i minimalnych naprężeń głównych, dla stanów naprężenia w momencie zniszczenia (Rys. 2.2). Linia zniszczenia, jest prostą styczną do tych okręgów [36].



Rys. 2.2 Kryterium zniszczenia *Coloumba-Mohra*

Równanie powierzchni zniszczenia przybiera formę:

$$\tau = -\sigma_n \tan \varphi + c, \quad (2.5)$$

gdzie:

- τ – naprężenia styczne,
- σ_n – naprężenia normalne,
- φ – kąt tarcia wewnętrznego,
- c – spójność.

Kolejnym z modeli, jest liniowo sprężysto-idealnie plastyczny z kryterium zniszczenia *Druckera-Pragera*, który jest szeroko stosowany w programach do analizy metodą elementów skończonych w zagadnieniach geotechnicznych. Poprawność zastosowania modelu dla gruntu wynika z uwzględnienia w nim czynników, takich jak: historia i ścieżka naprężeń oraz kąt dylatacji. Model ten

jest bardziej zaawansowany niż model z kryterium zniszczenia *Coulomba-Mohra*. Występuje w nim zamknięcie powierzchni zniszczenia tzw. nasadką „cap”. Powierzchnia plastyczności modelu ograniczona jest krzywą składającą się z trzech części: prostej zniszczenia, eliptycznej nasadki oraz łączącej ich krzywej przejściowej tak, jak pokazano za pracę [36] na Rys. 2.3.

Sprężyste zachowanie jest modelowane jako liniowe, z wykorzystaniem uogólnionego prawa Hooke’a, i opisuje się je równaniem (2.5) jak w modelu z kryterium zniszczenia *Coulomba-Mohra*. Początek zachowania plastycznego, jest zdefiniowany przez powierzchnię zniszczenia *Druckera-Pragera* oraz powierzchnię plastyczności „cap”. Krzywa przejściowa F_t opisana jest równaniem:

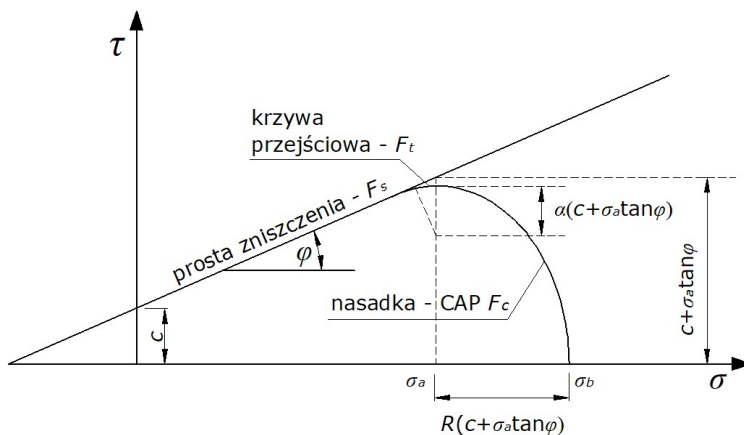
$$F_t = \sqrt{(\sigma - \sigma_a)^2 + \left[\tau - \left(1 - \frac{\alpha}{\cos \varphi} \right) (c + \sigma_a \tan \varphi) \right]^2} - \alpha (c + \sigma_a \tan \varphi) = 0, \quad (2.6)$$

natomiast eliptyczna nasadka F_c równaniem:

$$F_c = \sqrt{(\sigma - \sigma_a)^2 + \left(\frac{R_t}{1 + \alpha - \alpha / \cos \varphi} \right)^2} - R(c + \sigma_a \tan \varphi) = 0, \quad (2.7)$$

gdzie:

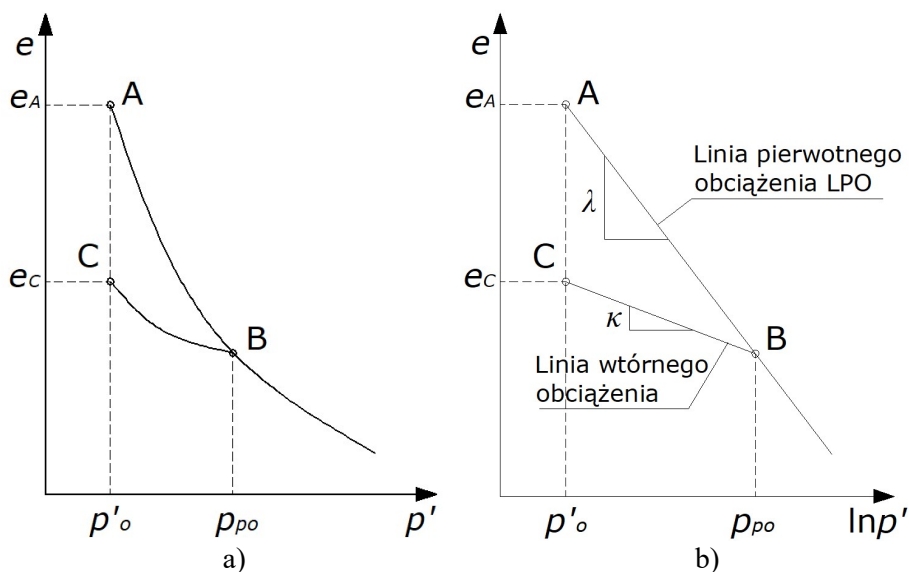
- τ – naprężenia styczne,
- σ – naprężenia normalne,
- φ – kąt tarcia wewnętrznego,
- c – spójność,
- R – parametr materiałowy,
- α – założona, niewielka liczba (0,01÷0,05) służąca do płynnego przejścia z prostej zniszczenia do eliptycznej nasadki.



Rys. 2.3 Kryterium zniszczenia *Druckera-Pragera* [36]

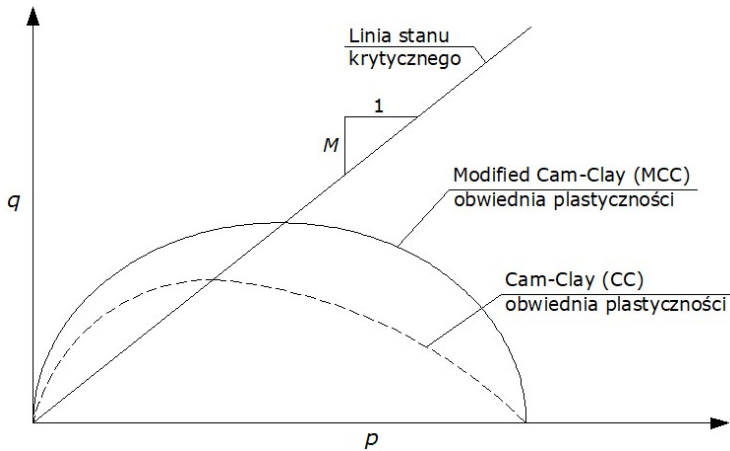
Kolejny z modeli, *Cam-Clay*, został opracowany w latach 60-tych i jest przeznaczony do modelowania pracy normalnie skonsolidowanych i lekko prekonsolidowanych gruntów spoistych. Istnieją dwie dobrze znane wersje tego modelu autorstwa Roscoe'a i Burlanda ([9], [109], [113]). Pierwszy z nich to tak zwany model *Original Cam-Clay*, a drugi to model *Modified Cam-Clay*, który jest modyfikacją oryginalnej wersji. Obydwa modele różnią się opisem obwiedni plastyczności.

Jednym z podstawowych założeń modeli *Cam-Clay* jest to, że dla obciążenia pierwotnego istnieje logarytmiczna zależność pomiędzy średnim ciśnieniem efektywnym p_0 , a wskaźnikiem porowatości e . Zależność ta została przedstawiona na Rys. 2.4 i opisana jako Linia Pierwotnego Obciążenia (LPO). Przedstawiając tę zależność w płaszczyźnie $\ln p'-e$, LPO staje się linią prostą o nachyleniu λ , określanym jako wskaźnik ściśliwości. Ostateczny poziom naprężeń, jaki kiedykolwiek osiągnięto na tej linii, nazywa się izotropowym ciśnieniem prekonsolidacji p_{po} .



Rys. 2.4 Klasyczne wykresy izotropowego ściskania na podstawie pracy [2] przedstawione w skali: a) normalnej, b) logarytmicznej

Podczas odciążenia i ponownego obciążenia aż do naprężenia prekonsolidacji, występuje linia o nachyleniu κ , określanym jako wskaźnik odprężenia – wtórnego obciążenia. W rzeczywistości na płaszczyźnie $p'-e$, istnieje nieskończona liczba linii odprężenia – wtórnego obciążenia, z których każda odpowiada konkretnej wartości p_{po} (por. [2], [51]).



Rys. 2.5 Obwiednie plastyczności modelu *Cam-Clay* i *Modified Cam-Clay* na płaszczyźnie p - q

Obwiednia plastyczności, zobrazowana na Rys. 2.5 w oryginalnym modelu *Cam-Clay* opisana była zależnością:

$$q + Mp \ln \left(\frac{-p}{p_c} \right) = 0. \quad (2.8)$$

W zmodyfikowanej wersji modelu *Modified Cam-Clay* opisana jest równaniem elipsy, symetrycznej względem linii p_c :

$$q^2 - M^2 (p_c p - p^2) = 0, \quad (2.9)$$

gdzie:

q – dewiator naprężenia,

M – parametr wzmocnienia,

p_c – naprężenie izotropowe równoważne naprężeniu prekonsolidacji,

p – średnie naprężenie normalne.

Parametr wzmocnienia M jest nachyleniem Linii Stanu Krytycznego na powierzchni p - q i jest powiązany z efektywnym kątem tarcia wewnętrznego φ' zależnością:

$$M = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'}, \quad (2.10)$$

gdzie:

φ' – efektywny kąt tarcia wewnętrznego.

Zasięg obwiedni plastyczności a_0 w modelu *Modified Cam-Clay* opisuje się równaniem:

$$a_0 = \frac{1}{2} \exp \left(\frac{e_1 - e_0 - \kappa \ln p_0}{\lambda - \kappa} \right), \quad (2.11)$$

gdzie:

e_l – wskaźnik porowatości przy przecięciu LPK z osią e , na płaszczyźnie $\ln p'-e$,

e_o – początkowy wskaźnik porowatości,

p_o – naprężenia prekonsolidacji,

λ – nachylenie Linii Pierwotnego Obciążenia,

κ – nachylenie Linii Wtórnego Obciążenia,

Podsumowując, główne parametry modelu *Modified Cam-Clay*, potrzebne do zamodelowania zachowania gruntu to:

λ – nachylenie Linii Pierwotnego Obciążenia,

κ – nachylenie Linii Wtórnego Obciążenia,

M – nachylenie Linii Stanu Krytycznego,

a_o – zasięg obwiedni plastyczności,

p_o – naprężenia prekonsolidacji.

W sposób bezpośredni wyznacza się je w badaniach laboratoryjnych: trójosiowego ściskania i edometrycznych. Istnieją również przybliżone metody szacowania tych parametrów, bazujące na badaniach pośrednich.

2.3. Problematyka ustalania parametrów podłoża gruntowego

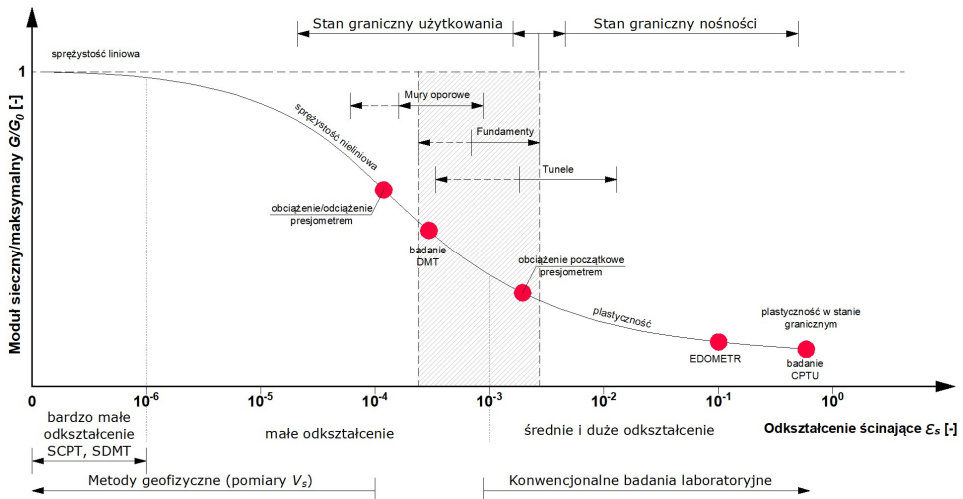
Do zamodelowania podłoża gruntowego potrzeba szeregu parametrów, które należy oszacować biorąc pod uwagę wyniki z kilku różnych metod badawczych. Zostało udowodnione, że parametry gruntu wyznaczone różnymi metodami mogą się znacznie od siebie różnić (por. [72], [133], [135]).

Jedną z najważniejszych charakterystyk gruntu jest jego odkształcalność, która w zależności od sposobu jej wyznaczenia i zakresu pracy oznaczana jest różnymi symbolami. W Polsce, odkształcalność klasycznie definiowana jest za pomocą parametrów takich, jak: M_o , M (edometryczne moduły ściśliwości pierwotnej i wtórnej), oraz E_o , E (pierwotne i wtórne moduły odkształcenia podłoża). Kolejnym bardzo ważnym parametrem jest moduł odkształcenia postaciowego G zwany również modułem ścinania, który charakteryzuje grunt w zakresie bardzo małych odkształceń. Wartość maksymalną określającą początkową odkształcalność gruntu nazywa się początkowym modułem ścinania G_o . Moduł ścinania G jest ściśle powiązany z modułem sprężystości E i opisany jest zależnością

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}. \quad (2.12)$$

Odształcalność gruntu wykazuje się silną nieliniowością i jest zmienna w zależności od rozpatrywanego zakresu odkształceń. Także przewidywany zakres odkształceń, który zależy od rodzaju rozpatrywanej konstrukcji, powinien być ściśle związany z doбором metody wyznaczania odkształcalności. Początkowy moduł ścinania G_o określa maksymalną sztywność gruntu i definiuje

jego odkształcalność w zakresie bardzo małych odkształceń, które traktuje się jako sprężyste. Podczas zwiększania się odkształceń, sztywność gruntu maleje z nieliniową zależnością, którą obrazuje diagram Atkinsona (por. [3], [58]). Zależność ta jest określana jako krzywa zmiany sztywności gruntu, tzw. krzywa S lub krzywa degradacji sztywności (Rys. 2.6). W stanie granicznym czyli w momencie przekraczania wytrzymałości na ścinanie (to jest przy odkształceniach około $\varepsilon = 0,01$), sztywność gruntu jest najmniejsza. Konwencjonalne badania laboratoryjne np. edometryczne, pozwalają na wyznaczenie parametrów ścisłości w zakresie odkształceń zbliżonych do ścinających. W rzeczywistości jednak, grunt współpracujący z budowlą pracuje w zakresie znacznie niższych odkształceń, dlatego też przyjmowanie w obliczeniach osiadań modułów edometrycznych zazwyczaj skutkuje znacznym ich przeszacowaniem.



Rys. 2.6 Krzywa zmiany sztywności (krzywa S) wraz z doбором metody badania do wyznaczenia parametrów odkształceniowych [22]

W światowym nazewnictwie stosuje się zamiennie różne symbole, co przy braku informacji o metodologii wyznaczenia parametru może prowadzić do błędnych porównań i zastosowań tych parametrów. W praktyce najczęściej funkcjonują skróty i nazwy: M – *constrained modulus* (moduł ścisłości), E – *Young modulus* (moduł odkształcenia/moduł Younga), E_{oed} – *oedometric modulus* (moduł edometryczny), E_{ur} – *unloading-reloading modulus* (moduł odprężenia – naprężenia wtórnego), E_0 – początkowy moduł odkształcenia (w zakresie bardzo małych odkształceń), E_{50} – moduł odkształcenia w zakresie 50% maksymalnej wartości wytrzymałości na ścinanie, $M_{DMT}/M_{CPT}/M_{XXX}$ – moduł ścisłości wyznaczony/wyinterpretowany z badania DMT, CPT, bądź innego.

Na Rys. 2.6 przedstawiono krzywą zmiany sztywności gruntu wraz z zaznaczeniem zakresów pracy dla typowych konstrukcji oraz z doбором odpowiednich metod badawczych w zależności od zakresu odkształceń (por. [22], [112], [120], [126]). Spośród wielu metod określania odkształcalności podłoża, poniżej scharakteryzowano kilka podstawowych, najczęściej wykorzystywanych.

Klasycznie, w badaniach laboratoryjnych, moduły wyznacza się za pomocą edometrów. Próbka walcowa (najczęściej o średnicy około 60 mm i wysokości około 20 mm) poddawana jest kolejno przykładowym obciążeniom w trzech fazach. W fazie pierwszej następuje konsolidacja pierwotna, zazwyczaj do naprężeń odpowiadających naprężeniom geostatycznym w podłożu. Następnie, w fazie drugiej następuje odciążenie, a kolejno w fazie trzeciej ponowne obciążenie. W fazie trzeciej wyznacza się moduł ściśliwości wtórnej M w zakresie naprężeń zadanych w fazie pierwszej oraz moduł ściśliwości pierwotnej M_0 w zakresie naprężeń pojawiających się po raz pierwszy w gruncie. Podczas badania próbka znajduje się w metalowym pierścieniu, a więc w warunkach uniemożliwiających boczną rozszerzalność próbki. W warunkach laboratoryjnych, odkształcalność można również wyznaczyć w aparacie trójosiowego ściskania. W tym przypadku nie występuje ograniczenie bocznej rozszerzalności, gdyż próbka znajduje się w gumowej membranie i ma możliwość rozszerzania się. Odkształcalność, określoną taką metodą opisuje się modułem odkształcenia E_0 oraz E .

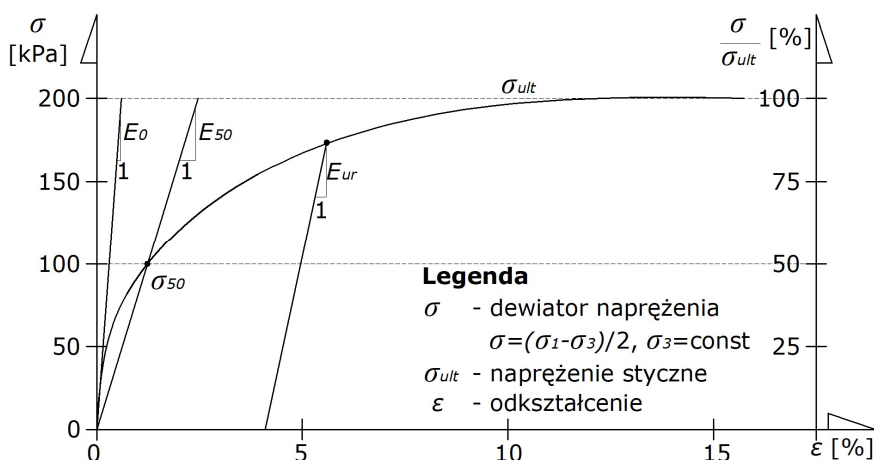
Zależność pomiędzy parametrami $M_0(M)$ oraz $E_0(E)$, opisuje się następująco:

$$E = M \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)}, \quad (2.13)$$

gdzie ν jest współczynnikiem rozszerzalności bocznej.

Dodatkowo, przy określaniu odkształcalności w badaniach trójosiowych, moduły można wyznaczać w różnych zakresach odkształceń, co przedstawiono na Rys. 2.7. Moduł odkształcenia w zakresie bardzo małych odkształceń (w tym przypadku oznaczony E_0) nie jest możliwy do wyznaczenia w tradycyjnym aparacie trójosiowego ściskania, a jedynie w modyfikowanym, z wykorzystaniem elementów typu „bender”. Można natomiast wyznaczać moduły pośrednie np. E_{50} lub moduły odciążenia–obciążenia wtórnego oznaczone jako E_{ur} (por. [126]).

W przypadku badań laboratoryjnych niezwykle ważne jest dostarczenie wysokiej klasy próbki, o znikomym stopniu naruszeniu struktury. Porównanie modułów odkształcenia otrzymanych różnymi metodami laboratoryjnymi można znaleźć między innymi w pracy [133]. Tematyka wielkości modułów odkształcenia w zależności od wielkości odkształceń jest szerzej opisana przez Lipińskiego [53].



Rys. 2.7 Interpretacja różnych wartości modułów sztywności [126]

Bezpośrednią metodą terenową określania odkształcalności podłoża jest próbne obciążenie gruntu. Rozróżnia się badania w małej skali, np. za pomocą świdrów talerzowych lub sztywnych płyt lub w dużej skali za pomocą stanowisk dociążających. Według Wiłuna [132] badanie za pomocą świdra talerzowego dla gruntów jednorodnych, powinno się wykonać w poziomie posadowienia, w co najmniej trzech miejscach w planie. Dla podłoża niejednorodnego, próbne obciążenia powinny zostać wykonane również dla warstw niższych, zalegających w strefie do głębokości równej dwóm szerokościom fundamentu. Po ustawieniu urządzeń przykłada się kolejne obciążenia, podobnie jak przy badaniach edometrycznych. Pomiar osiadania wykonywane podczas testu służą do wyznaczenia modułów odkształcenia podłoża.

Należy mieć na uwadze, że zasięg oddziaływania w głąb obciążenia na grunt, jest ściśle powiązany z powierzchnią przykładanego obciążenia i orientacyjnie wynosi około jednej średnicy, a więc obejmuje niewielką głębokość w przypadku małych urządzeń pomiarowych. W przypadku urządzeń o większej powierzchni, pojawia się problem z obciążeniem pozwalającym na uzyskanie naprężeń odpowiadających projektowanym pod fundamentem. Badania terenowe są bardziej wiarygodne od laboratoryjnych, gdyż realizowane są w warunkach rzeczywistego stanu naprężeń w podłożu. Jednak również w przypadku tych badań niezwykle ważna jest staranność w przygotowaniu stanowiska pomiarowego. Badania te są również bardziej kosztowne oraz pracochłonne.

Inną metodą terenową wyznaczenia modułu odkształcenia jest badanie presjometryczne, które polega na pomiarze odkształcenia ścianki otworu wiertniczego w wyniku przyłożonego do niej określonego obciążenia poziomego,

kołowo symetrycznego. Do wywierconego wcześniej otworu o średnicy około 60 mm wprowadza się sondę presjometru o elastycznej powierzchni bocznej, a następnie wywiera nacisk sondy na ściankę otworu poprzez wtłaczanie do niej płynu pod określonym ciśnieniem. W czasie badania mierzy się ciśnienie płynu oraz zmianę objętości komory, czyli odkształcenie objętościowe otworu. Na tej podstawie wyznaczana się presjometryczny moduł odkształcenia oraz ciśnienie graniczne. Badanie powtarza się w przygotowanym otworze na wybranych głębokościach (por. [103], [124]).

Opisane powyżej metody są badaniami punktowymi. Grunt jest ośrodkiem niejednorodnym, a zmienność parametrów bywa bardzo duża. Nawet w zakresie wydzielonej warstwy geotechnicznej występuje znaczne zróżnicowanie zarówno cech fizycznych, jak i mechanicznych (por. [132]). Z tego względu, szczególnie ważne w rozpoznaniu geotechnicznym są sondowania, które dają obraz rozkładu parametrów wraz z głębokością.

Bezpośrednim sondowaniem wgłębnym dającym parametry odkształcenia jest badanie dylatometryczne DMT. Podczas badania stalowa łopatką z kołową membraną wciskana jest w grunt, a następnie w odstępach zazwyczaj 20 cm wykonuje się pomiary. Podczas pomiaru z poziomu terenu zadaje się ciśnienie gazu wypychające membranę w kierunku gruntu. Dla ustalonych przemieszczeń membrany w kierunku gruntu wykonuje się pomiar ciśnienia, a następnie wyznacza się dylatometryczny moduł odkształcenia M_{DMT} .

Innym rodzajem często stosowanego sondowania jest sondowanie statyczne CPT/CPTU, podczas którego w grunt wciska się stożek o normowych wymiarach z prędkością 2 cm/s, a wraz z zagłębianiem rejestruje się opory podstawy q_c i poboczniczy f_s . Należy podkreślić, że w badaniu tym nie mierzy się odkształceń, ponieważ wartościami bezpośrednio pomierzonymi są naprężenia powstające na stożku. Jednak istnieje wiele formuł interpretacyjnych, korelujących moduły odkształcenia z parametrami sondowania.

Kolejną grupą ważnych właściwości gruntu są parametry wytrzymałościowe, takie jak kąt tarcia φ , spójność c oraz wytrzymałość na ścinanie w warunkach bez odplywu c_u . Tu również istnieją różnice w wartościach w zależności od metody wyznaczania i warunków pracy. W praktyce te parametry funkcjonują jako: całkowite, efektywne, pozorne, resztkowe.

Najbardziej uniwersalnym narzędziem, pozwalającym na różnowariantowość badań wytrzymałościowych, jest aparat trójosiowego ściskania (por. [35], [53], [132]). Standardowo składa się on z komory, w której w osłonie gumowej membrany umieszcza się walcową próbkę gruntu, zazwyczaj o średnicach D od 38 do 100 mm i smukłości $H/D > 2$, gdzie H to wysokość próbki. Następnie do komory wprowadza się wodę, za pomocą której zadaje się ciśnienie na próbkę, które na tym etapie jest izotropowe ($\sigma_1 = \sigma_3$). W zależności od zastosowanej procedury, próbkę można konsolidować i nasycać pory wodą. Kolejnym krokiem jest ścinanie, które następuje poprzez zwiększanie naprężeń pionowych σ_1 za

pomocą nacisku prasy. Badanie trójosiowego ściskania ma wiele odmian i różni się między innymi: konsolidacją, stopniem nasycenia próbki, prędkością ścinania, cyklami ścinania, możliwością odpływu wody z próbki lub jej brakiem. Wybór rodzaju badania zależy od warunków pracy podłoża w analizowanym przypadku.

Zasadniczo wyróżnia się trzy podstawowe rodzaje badań:

- CD (*consolidated drained*) – badanie jest wykonywane z konsolidacją (najczęściej przy obciążeniu izotropowym, lecz nie zawsze) i umożliwieniem odpływu wody z próbki. Wzrost naprężeń powinien być na tyle powolny, aby nie występowała nadwyżka ciśnienia wody w porach, a naprężenia były przejmowane przez szkielet gruntu. Badanie powinno się przeprowadzać po całkowitym nasyceniu, które kontrolowane jest za pomocą parametru Skemptona „ B ” (grunt całkowicie nasycony $B = 1$, grunt suchy $B = 0$). Badanie służy wyznaczeniu parametrów efektywnych (efektywnego kąta tarcia wewnętrznego φ' i efektywnej spójności c').
- CU (*consolidated undrained*) – podczas badania, po skonsolidowaniu gruntu (również najczęściej przy obciążeniu izotropowym, lecz nie zawsze), próbka jest obciążana przy uniemożliwionym odpływie wody, przez co powstaje nadwyżka ciśnienia wody w porach. W tym rodzaju badania bardzo istotne jest, aby zapewnić prawidłowy pomiar ciśnienia wody w porach. Badanie również powinno się przeprowadzać po całkowitym nasyceniu, które kontrolowane jest za pomocą parametru Skemptona „ B ”. Brak spełnienia warunku pełnego nasycenia wpływa na kształt ścieżki naprężenia efektywnego, a co za tym idzie również na wytrzymałość w warunkach bez odpływu. Błąd wynikający z niepełnego nasycenia przyczynia się do zawyżenia wytrzymałości w szczególności w zakresie małych i średnich naprężeń. Z badania otrzymuje się parametry całkowite (c_u – wytrzymałość na ścinanie w warunkach bez odpływu)
- UU (*unconsolidated undrained*) – badanie wykonuje się bez konsolidacji gruntu i bez możliwości odpływu wody z próbki. Naprężenia na próbkę są zadawane stosunkowo szybko. W przypadku gruntów całkowicie nasyconych ($S_r = 1$) wytrzymałość na ścinanie jest stała niezależnie od naprężeń. Dla gruntów niecałkowicie nasyconych ($S_r < 1$) wytrzymałość na ścinanie jest mniejsza w zakresie małych naprężeń i wyrównuje się po osiągnięciu pełnego nasycenia.

Konsolidacja próbki może się odbywać w warunkach izotropowych lub anizotropowych, dlatego czasami dodatkowo do skrótu badania dodaje się odpowiednio literę I lub A (np. badanie z konsolidacją izotropową z odpływem oznacza się jako CID – *isotropic consolidated drained*).

Innym, prostszym urządzeniem, służącym do wyznaczania parametrów wytrzymałościowych, jest aparat bezpośredniego ścinania. W przeszłości był stosowany częściej ze względu na szybkość i prostotę badania. Obecnie jest

stosowany rzadziej ze względu na niedokładności badania, a także większy dostęp do badań trójosiowych.

W aparacie bezpośredniego ścinania główny element stanowi dwudzielna skrzynka, w której umieszcza się prostopadłościenną próbkę gruntu, najczęściej o wymiarach od 60x60 mm do 100x100 mm w rzucie i około 20 mm wysokości. Następnie skrzynkę z próbką umieszcza się w aparacie i na górnej jej powierzchni zadaje się naprężenia normalne. W kolejnym etapie próbkę się ścina. Podczas badania, dolna część skrzynki jest mocowana na sztywno do maszyny, natomiast górna jest przesuwana, przez co dochodzi do ścięcia próbki gruntu w środku jej wysokości. Badanie można wykonywać z konsolidacją lub bez oraz przy różnych prędkościach ścinania. Podczas badania rejestruje się siłę ścinającą i przesuw próbki, a także zmianę wysokości podczas konsolidacji. Jako kryterium zniszczenia, służące do wyznaczenia wytrzymałości na ścinanie, przyjmuje się gwałtowny spadek siły lub jej wyrównanie, a w przypadku, gdy do tego nie dojdzie, naprężenia styczne przy pewnych ustalonych odkształceniach. Według normy [88] odkształcenia te wynoszą 10%, natomiast wytyczne specyfikacji technicznej [118] określają odkształcenia graniczne na poziomie 20%.

Klasyczne metody określania ścisłości gruntu bazują na badaniach edometrycznych. Wyznaczone w laboratorium edometryczne moduły ścisłości mają najczęściej niskie wartości, a co za tym idzie szacowane za ich pomocą osiadania osiągają znaczne wartości. Ma to oczywiście związek z zakresem odkształceń, przy których zostały one wyznaczone. Zarówno w praktyce inżynierskiej, jak i w literaturze, można znaleźć wiele potwierdzeń, że osiadania rzeczywiste są dużo mniejsze niż te oszacowane z bezpośrednich wyników laboratoryjnych badań edometrycznych. W Polsce, w praktyce inżynierskiej, od wielu lat powszechnie stosowane są moduły określane na podstawie normy PN-B/81 03020 [86]. Wartości modułów edometrycznych podane w tej normie są znacznie wyższe od uzyskiwanych w laboratorium, nawet o rząd wielkości. Jednak należy wziąć pod uwagę, że moduły te nie zostały wyznaczone w sposób bezpośredni w laboratorium, a jedynie na podstawie analizy osiadania rzeczywistych budynków. Są to wartości wyprowadzone tak, aby mogły być stosowane bezpośrednio podczas projektowania. Dotyczy to również kąta tarcia wewnętrznego i spójności podanych w tej normie, które w gruncie rzeczy nie są ani wartościami całkowitymi ani efektywnymi [53]. Metoda określania parametrów podłoża za pomocą tej normy jest coraz bardziej krytykowana (por. [54], [126]), a w niektórych instytucjach (np. GDDKiA) wręcz zakazana. Daje ona bardzo przybliżone wartości, często znacznie różniące się od rzeczywistych. Jednak w dalszym ciągu jest niestety często stosowana ze względu na przywiązanie do niej projektantów oraz szybkość i prostotę przyjęcia parametrów.

Najwłaściwszym sposobem weryfikacji parametrów odkształceniowych są geodezyjne pomiary osiadania obiektu. Wysokiński [135] pisze, że wartości

modułów w polskiej normie [86] były raczej wysokie, ale ogólnie zgodne z pomiarami osiadań. Ponadto stwierdza, że w praktyce stosuje się cztery metody do określania odkształcalności gruntu: „zadanie odwrotne”, ocena empiryczna badań in-situ (np. sondowań), próbne obciążenia oraz badania laboratoryjne. Metodą pozwalającą na otrzymanie najbardziej rzeczywistych parametrów odkształceniowych jest rozwiązanie „zadania odwrotnego”, czyli wykonanie analizy wstecznej na podstawie pomiarów osiadania w określonym zakresie naprężeń. Za wyniki miarodajne szacowane na podstawie laboratoryjnych modułów edometrycznych można uznać te otrzymane na gruntach słabych (np. organicznych).

Wiłun [132] podawał, że wyniki z badań edometrycznych są obarczone błędami ze względu na: naruszenie struktury gruntu podczas pobierania próbek w otworze wiertniczym oraz przy przemieszczaniu do pierścienia edometru, znacznie większe spadki hydrauliczne podczas badania w stosunku do panujących w naturze, niedokładność przylegania gruntu do pierścienia edometru i filtrów, odkształcenia własne edometru. Z przeprowadzonych przez niego badań wynika, że moduły ściśliwości wyznaczone w edometrach należy korygować współczynnikami zwiększającymi. Co prawda, podaje on poprawki ze względu na odkształcenia własne edometru oraz niedokładne przyleganie próbki do aparatu, jednak nawet po ich uwzględnieniu, wyznaczone moduły dają znacznie zawyżone osiadania. Na podstawie licznie przeprowadzonych próbnych obciążeń w dawnym ZSRR, do obliczeń wprowadzono współczynnik poprawkowy m , którym koryguje się pierwotny moduł edometryczny M_0 zgodnie ze wzorem:

$$M_0 = mM'_0, \quad (2.14)$$

gdzie

$$m = \frac{2,72}{e_0}, \quad (2.15)$$

e_0 – początkowy wskaźnik porowatości,

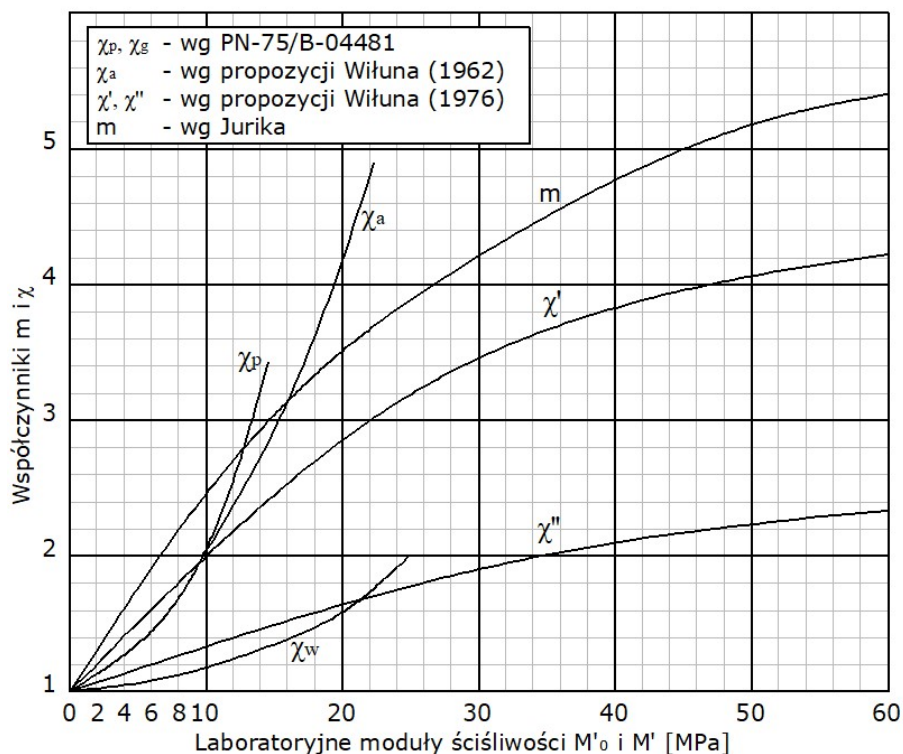
M'_0 – moduł ściśliwości obliczony bez poprawek na podstawie wyników z badań laboratoryjnych.

Wiłun [132] uważał, że tak wyznaczone wartości są zbyt duże i zaproponował własne współczynniki χ , których wartość odczytuje się z wykresu Rys. 2.8.

Wiłun [132] podaje moduły odkształcenia podłoża E_0 , wyznaczone na podstawie prowadzonych przez lata obserwacji osiadań ponad 70 budowli. Biorąc pod uwagę zależność (2.13), moduły ściśliwości wyznaczone na podstawie analizy wstecznej są kilkukrotnie wyższe od modułów wyznaczonych laboratoryjnie w edometrze.

Z badań prowadzonych na podłożu pod Pałacem Kultury i Nauki w Warszawie wynika, że moduły wyznaczone na podstawie próbnych obciążeń są $2,33 \div 2,68$ (w zależności od gruntu) razy wyższe niż wyznaczone w laboratorium. Co więcej,

bazując na wynikach pomiarów osiadania obiektu, z analizy wstecznej wyznaczono moduł 5 razy większy niż wynikający z badań edometrycznych.



Rys. 2.8 Współczynniki poprawkowe m i χ według Wiłuna [132]

Borowczyk i Frankowski w pracy [6] opisują wyniki badań lessów Lubelszczyzny. Wynika z nich, że wartości modułów wyznaczonych in-situ (w tym przypadku za pomocą presjometru) są często znacznie wyższe od uzyskanych w badaniach edometrycznych. Wspominają również, że rzeczywiste osiadania obiektów inżynierskich są mniejsze niż przewidywane, dlatego też w dalszych badaniach należy kłaść nacisk na wyznaczanie modułu na podstawie pomiarów polowych. Wyniki badań pozwolą na bardziej racjonalne projektowanie obiektów inżynierskich na podłożu lessowym.

Szulborski i Wysokiński w pracy [122] opisują analizę osiadania 30. kondygnacyjnego budynku w Warszawie. Przeprowadzone badania i obliczenia zostały zweryfikowane pomiarami geodezyjnymi. Wyniki otrzymane z pomiarów rzeczywistych osiadań wskazują na wysokie moduły odkształcenia, wyższe nawet od normowych. Autorzy tłumaczą to pracą podłoża w zakresie małych odkształceń, w których występuje silna nieliniowość fizyczna gruntu.

W obszarach podłoża doznających małych odkształceń, szczególnie tych głębiej położonych, moduły odkształcenia przyjmują znaczne wartości. W dalszej części pracy proponują wykorzystywać bezpośrednio ustalone empirycznie zależności pomiędzy osiadaniem, a obciążeniem dla danego rodzaju podłoża. Zwracają uwagę, że nie należy wykorzystywać wyników badań laboratoryjnych bezpośrednio w przypadku występowania w podłożu gruntów, dla których nie ustalono parametrów odkształcalności na podstawie obserwacji. Wyniki badań ścisłości uzyskane np. w edometrze lub konsolidometrze przed zastosowaniem w obliczeniach należy skorygować. Współczynniki korygujące powinny uwzględniać między innymi: błędy badania, efekt skali, założenia modelu obliczeniowego i jego nieadekwatność. Współczynnik powinien być tak dobrany, aby zapewniać zgodność obliczeń z pomiarami osiadania.

Godlewski i Szczepański [25] zwracają uwagę, że metoda wyznaczenia modułu odkształcenia powinna zostać określona w zależności od wielkości odkształceń gruntów. Rozbieżności pomiędzy rzeczywistymi osiadaniami, a szacowanymi z badań laboratoryjnych tłumaczą silną nieliniowością modułu odkształcenia w zakresie małych odkształceń (10^{-5} ÷ 10^{-2}). Wyznaczenie modułów w zakresie tych odkształceń należy do metod zaawansowanych, wspomaganych pomiarami prędkości fal sejsmicznych. W opisie tych odkształceń używa się początkowych modułów odkształcenia E_0 i modułu ścinania G_0 . Wielkości te można określić na podstawie prędkości fali poprzecznej V_s , którą uzyskuje się w badaniach sejsmicznych typu SDMT lub SCPTU (por. [65], [66]).

Truty w pracy [126] przedstawia problematykę analiz współpracy konstrukcji budowlanych z podłożem, ze szczególnym uwzględnieniem silnej nieliniowości w zakresie bardzo małych odkształceń. Opisuje różnice pomiędzy obliczeniami z wykorzystaniem modeli *Hardening Soil*, *Hardening Soil-small* i liniowo sprężystego-idealnie plastycznego modelu z kryterium zniszczenia *Coulomba-Mohra*. Zwraca uwagę na znaczenie poprawnego wyznaczenia modułów w zależności od przewidywanego zakresu odkształceń i charakteru pracy konstrukcji.

Gryczmański w pracy [32] opisuje częste niezgodności teoretycznych przewidywań odpowiedzi gruntu na ścieżkę obciążenia z eksperymentami w dużej skali i pomiarami osiadania rzeczywistych obiektów. Dotyczy to zarówno obliczeń na parametrach oszacowanych na podstawie badań laboratoryjnych, jak i polowych. Zwraca uwagę na znaczenie analizy wstecznej oraz kalibracji modeli konstytutywnych na podstawie rzeczywistych obiektów.

Biorąc pod uwagę powyższe informacje uzyskane z literatury, zakłada się, że osiadanie budynków będących przedmiotem analizy w dalszej części pracy będzie mniejsze niż szacowane z bezpośrednich wyników laboratoryjnych badań edometrycznych.

2.4. Modelowanie współpracy konstrukcji z podłożem

Najbardziej zaawansowaną metodą uwzględniania wpływu podłoża gruntowego na pracę obiektu są analizy numeryczne MES. Podczas procesu modelowania budynku wprowadza się uproszczenia oraz założenia obliczeniowe, które wpływają na otrzymywane wyniki. W niniejszym rozdziale na podstawie literatury przedstawiono kilka przykładów obliczeń z omówieniem przyjętych założeń i uproszczeń.

Chai z zespołem [11] opisuje analizę numeryczną wykonaną po katastrofie budowlanej w Szanghaju w Chinach. Podczas budowy, 13-piętowy budynek przewrócił się w stronę wykonywanego obok wykopu pod kolejny obiekt. Autorzy pracy zbudowali dwuwymiarowy model numeryczny w płaskim stanie naprężenia, w wybranym, najbardziej reprezentatywnym przekroju. Bryła gruntu miała wymiary 50x120 m. W obliczeniach przyjęto podparcie przegubowe, umożliwiające przemieszczenia pionowe na krawędziach bocznych oraz blokujące przemieszczenia pionowe i poziome w podstawie. Grunty spoiste opisano modelem *Cam-Clay*, natomiast piaszczyste modelem sprężystym. Parametry gruntów spoistych wahały się w zakresach: $\lambda = 0,06 \div 0,35$, $\kappa = 0,006 \div 0,035$ (przyjęto $\kappa = 0,1\lambda$), $M = 1,0 \div 1,2$, $e_0 = 0,63 \div 1,45$, $\gamma = 16,6 \div 19,5 \text{ kN/m}^3$, $\nu = 0,15$, natomiast dla niespoistych przyjęto $E = 15 \div 30 \text{ MPa}$, $\nu = 0,1 \div 0,3$ oraz $\gamma = 17,0 \div 20,0 \text{ kN/m}^3$. Zastosowano siatkę elementów skończonych prostokątną ośmiowęzłową. Dla budynku przyjęto model sprężysty przypisując elementom charakterystyki materiałowe jak dla betonu z uwzględnieniem współpracy ze zbrojeniem.

Grodecki w pracy [29] wykonuje szereg wariantowych analiz numerycznych ścianek szczelnych i szczelinowych. Obliczenia przeprowadza w charakterystycznym przekroju, przy założeniu płaskiego stanu odkształcenia. Grunt zadeklarowano za pomocą liniowo sprężystego-idealnie plastycznego modelu z kryterium zniszczenia *Coulomba-Mohra*. Parametry gruntów spoistych wahały się w zakresach: $c = 5 \div 52 \text{ kPa}$, $\varphi = 9 \div 10^\circ$, $E = 6 \div 100 \text{ MPa}$, $\gamma = 19,0 \div 19,8 \text{ kN/m}^3$, natomiast dla niespoistych przyjęto $E = 64 \div 163 \text{ MPa}$, $\varphi = 30 \div 37^\circ$ oraz $\gamma = 19,0 \div 20,5 \text{ kN/m}^3$. Bryła gruntu miała wymiary około 60x30 m. Na krawędziach bocznych przyjęto podpory przegubowe z możliwością przemieszczenia pionowego, a w podstawie blokujące przemieszczenia pionowe i poziome.

Lechowicz, Kiziewicz i Wrześniński [50] przedstawiają analizę nośności podłoża w warunkach bez odpływu pod stopą fundamentową obciążoną mimośrodowo. Obliczenia prowadzone są w warunkach płaskiego stanu odkształcenia, a do opisu zachowania się gruntu przyjęto sprężysto-plastyczny model stanu krytycznego z izotropowym wzmocnieniem – zmodyfikowany model *Cam-Clay* o parametrach $\lambda = 0,023$, $\kappa = 0,004$, $M = 1,3$, $e_0 = 0,38$, $\gamma = 22,0 \text{ kN/m}^3$, $\nu = 0,2$. Materiał fundamentu został opisany modelem liniowo-sprężystym

o parametrach betonu klasy C16/20. Przedstawiony przykład jest częścią szerszej analizy wykonywanej w ramach rozprawy doktorskiej Kiziewiczza [40], gdzie znajdują się również obliczenia przy wykorzystaniu liniowo sprężystego-idealnie plastycznego modelu z kryterium zniszczenia Coulomba-Mohra.

Mrozek w rozprawie doktorskiej [76] wykonywał analizy numeryczne MES modeli przestrzennych budynków. Skupił się na odzwierciedleniu pracy konstrukcji, a podłoże zamodelował w sposób uproszczony, jako sprężyste, opisane jednoparametrową, liniową podatnością o wartości w zakresie 15÷60 MPa/m. Do stworzenia budynku zastosował elementy powłokowe S4R o boku około 15 cm.

W pracy [77] Mrozek wraz z innymi autorami przedstawił wielowariantowe obliczenia budynku zlokalizowanego na terenach górniczych. Analizie został poddany murowany, trzykondygnacyjny budynek mieszkalny, który nie był przystosowany do przenoszenia wpływów górniczych. Do opisu pracy budynku zastosował model nieliniowo-plastyczny materiału z degradacją sztywności. Pracę podłoża sprowadził natomiast do sprężystej podatności oszacowanej na podstawie dokumentacji geotechnicznej na poziomie 20 MN/m³.

Kowalska, analizując budynki w rozprawie doktorskiej [45], modelowała je przestrzennie, przyjmując dla elementów budynku model materiałowy sprężysty z przypisaniem parametrów w zależności od materiału (żelbet, mur ceglany, drewno). Konstrukcję opisała elementami trójwymiarowymi o boku trójkątnym, a połączenia między elementami konstrukcji kształtowała jako sztywne. Współpracę z gruntem uwzględniła poprzez wprowadzenie podłoża sprężystego o sztywności 0,75 GN/m, wyznaczoną na podstawie charakterystyk z normy [86].

Przewłocki i Zielińska w pracy [106] przedstawili analizę zachowania się fundamentu budynku zabytkowego. Opracowali model wycinka fundamentu wraz z bryłą podłoża. Zarówno element konstrukcyjny, jak i grunt opisano elementami przestrzennymi.

Biały w pracy [4] przedstawia analizę współpracy chłodni kominowej z jednorodnym podłożem gruntowym. Do opisu zachowania podłoża zastosował dwa modele gruntowe: *Modified Cam-Clay* oraz *FC+MCC*. Model *FC+MCC* jest połączeniem modeli *Faheya-Cartera* oraz *Modified Cam-Clay*, a sposób wyznaczania parametrów tych modeli jest opisany w pracy [128]. W analizach zastosowano 6- i 8-węzłowe elementy skończone. Powłoka chłodni została zamodelowana do poziomu około 40% wysokości konstrukcji, a ciężar pozostałego fragmentu został zastąpiony równomiernie rozłożonym obciążeniem. Dla modelu *MCC* przyjęto parametry $\varphi = 29^\circ$, $K_0 = 0,5152$, $\nu = 0,3$, $\gamma = 20,0$ kN/m³, $\lambda = 0,006554$, $\kappa = 0,003414$, $M = 1,16$, $e_0 = 0,675$, natomiast dla modelu *FC+MCC* przyjęto dodatkowe bezwymiarowe parametry $k = 0,7212$, $c = 10$, $K = 6000$, $n = 0,8$, $p_a = 1$, $f = 0,9$, $g = 0,6$.

Słowik w rozprawie doktorskiej [117] w analizach dotyczących wpływu eksploatacji górniczej na obiekty budowlane, modeluje budynek łącznie z bryłą podłoża. Elementy budynku przyjęto jako powłokowe oraz przypisano im cechy sprężyste zgodnie z charakterystykami użytych materiałów. Podłoże gruntowe zamodelowano jako przestrzenną bryłę zbudowaną z elementów prostopadłościennych o wymiarach boków w zakresie 1÷2 m. Zachowanie gruntu opisano modelem *Modified Cam-Clay* przypisując mu parametry w zakresie: $\varphi = 17\div 23^\circ$, $M = 0,793$, $\lambda = 0,04\div 0,06$, $\kappa = 0,01\div 0,02$, $\nu = 0,25$, $e_0 = 0,45\div 0,55$, $K_0 = 0,95\text{-sin}(\varphi)$.

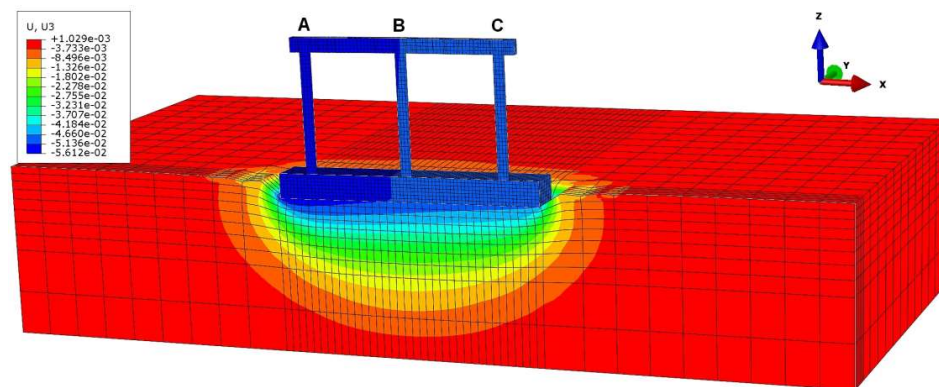
Ciekawą analizę współpracy dziesięciokondygnacyjnego budynku posadowionego za pomocą dziesięciometrowych pali zwieńczonych płytą fundamentową przedstawili Ko, Cho i Jeong [41]. Autorzy zaproponowali interaktywną metodę projektowania uwzględniającą współpracę budynku wraz z płytą fundamentową, pali fundamentowych i gruntu. Po wykonaniu serii analiz porównawczych stwierdzono, że zaproponowana metoda stosunkowo dobrze przewiduje zachowanie się konstrukcji. Autorzy zwrócili również uwagę, że tradycyjne projektowanie odbywa się bez modelowania współpracy budynek-podłoże. Analizy wykonali na modelu przestrzennym. Elementy budynku przyjęto jako powłokowe o liniowo-sprężystych cechach zbrojonego betonu, natomiast podłoże gruntowe podzielili na trzy warstwy i opisali modelem liniowo sprężystym-idealnie plastycznym z kryterium zniszczenia *Coulomba-Mohra* z zastosowaniem elementów bryłowych. Przyjęli następujące parametry gruntu w bezpośrednim kontakcie z budynkiem: $c = 15$ kPa, $\varphi = 35^\circ$, $E = 50$ MPa, $\nu = 0,32$, $\gamma = 19$ kN/m³. Gruntom zalegającym w niższych warstwach przypisano parametry skał miękkich i twardych, o zakresach wartości: $c = 50\div 100$ kPa, $\varphi = 40\div 45^\circ$, $E = 500\div 2000$ MPa, $\nu = 0,20\div 0,25$, $\gamma = 23\div 26$ kN/m³. Podłoże zostało w dużym stopniu ujednocione, a elementy skończone w głębszych warstwach mają wymiary dużo większe niż w bezpośrednim sąsiedztwie budynku. Warunki brzegowe ustalono jako przegubowe, z możliwością przesuwu pionowego na krawędziach bocznych oraz bez możliwości przesuwu w podstawie.

Comodromos wraz z zespołem [13] przedstawia symulację MES wykonywania ściany szczelinowej i jej wpływu na sąsiednie budynki. Autorzy przeprowadzają obliczenia w kolejnych fazach budowy na przestrzennych modelach. Podłoże gruntowe opisują modelem liniowo sprężystym-idealnie plastycznym z kryterium zniszczenia *Coulomba-Mohra* rozszerzonym o powierzchnię *Cap*. Grunty do głębokości 35 m p.p.t. opisano parametrami w zakresie: $c = 3\div 5$ kPa, $\varphi = 25\div 30^\circ$, $E = 4,0\div 8,5$ MPa, $\nu = 0,3$, natomiast mocniejsze grunty poniżej, parametrami w zakresie: $c = 40\div 50$ kPa, $\varphi = 25^\circ$, $E = 10$ MPa, $\nu = 0,3$. Proporcje modułów sprężystych do plastycznych przyjmowano w zakresie 5÷12, z tendencją wzrostu wraz z głębokością. Komponenty budynku zamodelowano za pomocą elementów powłokowych

i prętowych, a charakterystyki przyjęto jako liniowo-sprężyste o parametrach zbrojonego betonu. Wymiary modelowanej bryły podłoża w każdym z kierunków wynosiły około 60 m.

Autor niniejszej pracy również wykonywał analizy numeryczne obiektów budowlanych. W pracach [79], [84] przedstawia obliczenia statyczne i dynamiczne kładki pieszo-rowerowej. W tym przypadku nie uwzględniano jednak współpracy z gruntem. W pracach tych modelowano wpływ obciążeń statycznych i dynamicznych działających na most przeznaczony dla ruchu pieszych i rowerów. Rozważano obciążenia dynamiczne wywołane przez przechodzących przez most ludzi oraz oddziaływania wandalistyczne. Obliczenia wykonywano w systemie ALGOR opartym na MES.

W innej pracy [80], autor zaproponował metodę modelowania niejednorodnego podłoża zwietrzelinowego oraz dobór parametrów podłoża gruntowego opisanego modelem *Cam-Clay*. Analiza dotyczyła wiaduktu drogowego, znajdującego się w ciągu obwodnicy Lublina. Budowla składa się z płyty pomostu grubości 0,30 m, opartej na trzech belkach żelbetowych o wysokości 1,50 m, biegnących wzdłuż obiektu w rozstawie 3,5 m. Belki połączone są ze sobą poprzecznicami żelbetowymi o przekrojach 0,80x1,20 m. Całość oparto za pomocą łożysk na dwóch przyczółkach oraz pięciu podporach pośrednich. Podpory pośrednie składają się z trzech słupów o średnicy 1,20 m, górą zwieńczone są oczepem grubości 0,80 m i posadowione są na wspólnej stopie o wymiarach 5,00x15,40 m i wysokości 1,4 m.



Rys. 2.9 Mapa przemieszczeń pionowych [m] dla modelu podpory wiaduktu wraz z bryłą podłoża [80]

Przedmiotem analizy była współpraca z gruntem jednej z podpór pośrednich. Obliczenia przeprowadzono dla modelu MES, na który składała się podpora wiaduktu wraz z bryłą podłoża gruntowego (Rys. 2.9). Przeprowadzono szereg obliczeń z wykorzystaniem zmiennych parametrów podłoża. Wyniki porównywano z pomiarami geodezyjnymi osiadania. Właściwości podłoża,

wyznaczone za pomocą badań laboratoryjnych oraz odwiertów, zweryfikowano obliczeniami numerycznymi i wynikami rzeczywistych osiadań obiektu. W rejonie wiaduktu, w poziomie posadowienia oraz na niewielkiej głębokości poniżej znajduje się zwietrzelina, składająca się z części skalistych połączonych gliną pylastą w stanie twaroplastycznym. Na podstawie oceny makroskopowej podłoża w wykopie oszacowano, że procentowa zawartość skał waha się w granicach 20÷30%. Głębsze warstwy stanowią przewarstwienia skał miękkich, twardych oraz zwietrzeliny gliniastej. Pomimo innego rodzaju podłoża, wykonane obliczenia zapewniły dodatkową wiedzę wykorzystaną do interpretacji wyników analiz prowadzonych w ramach niniejszej pracy.

Analizując przedstawione przykłady oraz wytyczne zebrane z kilkudziesięciu publikacji i opisane w [16], autor do budowy modeli i zrealizowania własnych obliczeń przyjął następujące założenia:

- model przestrzenny: budynek zbudowany z elementów płytowych i prętowych, fundamenty i podłoże gruntowe z elementów bryłowych,
- siatka elementów skończonych: elementy płytowe budynku – elementy powłokowe czterowęzłowe, fundamenty – elementy bryłowe ośmiowęzłowe, podłoże gruntowe – elementy bryłowe dwudziestowęzłowe,
- wymiar boku siatki elementów skończonych budynku około 20 cm,
- wymiar boku siatki elementów skończonych podłoża zmienny od około 40 cm w strefie kontaktu z budynkiem do 300 cm w najgłębszych partiach podłoża,
- model materiałowy elementów konstrukcyjnych – liniowo-sprężysty o charakterystyce betonu zbrojonego,
- model materiałowy gruntu *Cam-Clay*,
- wielkość bryły podłoża w dużym modelu – około trzech szerokości fundamentu w każdym kierunku od krawędzi najbliższego fundamentu,
- wielkość bryły podłoża w małym modelu – około trzech szerokości fundamentu w głąb oraz jedna szerokość w planie,
- wielkość bryły podłoża dla posadowienia na płycie – około jednej szerokości płyty w każdym kierunku od krawędzi fundamentu,
- ze względu na wielkość zadania obliczeniowego upraszczanie elementów konstrukcyjnych oraz homogenizacja parametrów podłoża.

2.5. Podsumowanie

Zdaniem autora, przytoczony w bieżącym rozdziale stan wiedzy, potwierdza dużą złożoność pracy podłoża i obecność wielu problemów i niepewności podczas prac zarówno badawczych, jak i projektowych. Zagadnienia geotechniczne wymagają wiedzy z zakresu wielu dziedzin, a w praktyce także stosowania uproszczeń, bez których niemożliwe jest wykonanie obliczeń. Istotę problemu potwierdza fakt prowadzenia znacznej liczby badań w różnej formie przez badaczy na całym świecie, a mimo to, w dalszym ciągu nie wyprowadzono jednoznacznych procedur badawczych i istnieją znaczne rozbieżności w otrzymywanych parametrach. Ponadto, istnieją skrajne opinie zarówno na temat stopnia przydatności badań polowych i laboratoryjnych (które są lepsze?), jak i samych metod prowadzenia badań (np. sondowania CPT czy testy DMT).

Autor podziela zdanie wielu badaczy, że najwłaściwszą jest metoda łączona, w której wykorzystuje się różne metody badawcze, a parametry wyprowadza się po analizie wszystkich wyników. Jednak również w takim podejściu, jako wiodącą należy wybrać jedną metodę badawczą. W tym miejscu autor proponuje sondowania statyczne CPT/CPTu. Są to badania stosunkowo tanie, łatwe, powtarzalne i szybkie do wykonania, a ich rezultatem jest wiarygodny rozkład sztywności podłoża na głębokości. Są dobrym materiałem do podstawowych wydzieleni geotechnicznych i wyprowadzenia wyjściowych wartości parametrów. W dalszej kolejności stanowią podstawę do wytypowania miejsc dodatkowych testów (np. DMT, presjometrycznych) i poboru wysokiej klasy próbek do badań laboratoryjnych w celu określenia dokładnych wartości konkretnych parametrów. Zakres wykonywania dodatkowych badań powinien być ściśle powiązany ze złożonością zagadnienia. W przypadku prostych konstrukcji, podstawowe badania CPT uzupełnione testami DMT mogą dostarczać wystarczającej ilości i jakości danych. Jednak dla złożonych zagadnień należy dobrać odpowiednie badania dodatkowe. Równie ważne jest etapowanie prac i dostosowywanie głębokości rozpoznania, liczba punktów pomiarowych i metod badawczych do stwierdzonych warunków gruntowych.

Należy pamiętać, że miarą przydatności wykonanych badań jest możliwość ich wykorzystania w praktyce. Stworzenie skomplikowanego modelu podłoża, do którego opisu potrzebna będzie znaczna liczba parametrów otrzymywanych z zaawansowanych badań, skutkować będzie brakiem możliwości jego zastosowania w praktycznych obliczeniach inżynierskich, na co również zwracał uwagę Gryczmański w pracy [32]. Dlatego też, w dalszej części pracy przedstawiono wyniki wielu badań (min. CPT, DMT, edometrycznych, trójosiowego ściskania), jednak dążono do wyprowadzenia parametrów i opracowania stosunkowo prostej metodyki wyznaczania parametrów podłoża lessowego, możliwej do praktycznego stosowania. Należy jasno zaznaczyć, że autor jest w pełni świadomy, iż opisywanie odkształcalności gruntu jednym

stałym parametrem jest dalece idącym uproszczeniem. Wartość modułu ściśliwości zależy od warunków pracy, a przede wszystkim od zakresu naprężeń oraz odkształceń gruntu. Praktyka inżynierska często wymusza opisanie odkształcalności jedną wartością dla danej warstwy gruntu, ponieważ pozwala to na czytelne zobrazowanie rozkładu sztywności podłoża.

Wnioski przedstawione z badań prezentowanych w niniejszej monografii, będą pomocne projektantom konstrukcji przy właściwej ocenie współpracy budynków posadowionych na podłożu lessowym i prognozowaniu rzeczywistych osiadań.

3. LESSY Z TERENU LUBLINA I OKOLIC

3.1. Wstęp

W niniejszym rozdziale scharakteryzowano podłoże lessowe, zwracając szczególną uwagę na lessy z rejonu Lublina. Zamieszczono informacje o parametrach i badaniach lessów zebranych na podstawie literatury, a także przedstawiono wyniki własnych badań lessów z terenu Lublina.

3.2. Charakterystyka ogólna lessów

Grunty lessowe to specyficzne podłoże, charakteryzujące się znaczną wytrzymałością strukturalną w stanie naturalnym i znacznym spadkiem swych właściwości pod wpływem działania wody. Prowadzone dotąd badania dotyczyły przeważnie stratygrafii oraz częściowo litologii. Obszerny zakres informacji natury geograficzno-geologicznej można znaleźć w takich publikacjach jak [59], [67], [110]. Rezultaty badań przedstawiane w tych pracach nie dotyczą jednak aspektów strictly geotechnicznych i inżynierskich. Typowe badania geotechniczne i geologiczno-inżynierskie lessów na większą skalę w Polsce prowadzone były przez kilku badaczy, z których jako wiodących należy wymienić Malinowskiego ([60], [61]), Grabowską-Olszewską ([26]–[28]), Frankowskiego i Borowczyka ([6], [7], [19]–[22]). Informacje na temat budowy, składu, genezy, właściwości fizycznych oraz mechanicznych lessów z terenu Polski można znaleźć w takich pracach, jak [6], [27], [42], [55], [60], [61], [67], [99], [119]. Problematyka lessów jest poruszana i badana nie tylko w Polsce, ale również na całym świecie (por. [38]) i zajmują się nią głównie Chińczycy ([56], [57], [102], [105], [115]), Amerykanie ([37], [101]), oraz Anglicy ([46], [71]).

Bardzo obszerną w zakresie badań na temat lessów na terenie Polski i cenioną merytorycznie jest pozycja [61] autorstwa Malinowskiego. W niniejszej pracy, głównie na podstawie tego opracowania opisano charakterystykę lessów.

Lessy są gruntami drobnoziarnistymi złożonymi głównie z frakcji pylastej ($0,05 \div 0,002$ mm), której zawartość wynosi średnio 70÷90%. Oprócz niej, występują również frakcja iłowa ($<0,002$ mm) i piasku drobnego ($0,05 \div 0,25$ mm). W lessach spotyka się również niewielkie przewarstwienia piasku średniego i grubego. Zawartość poszczególnych frakcji jest zmienna i zależna od występowania poszczególnych facji bądź poziomów stratygraficznych.

Głównym składnikiem lessów jest kwarc (do 70%), któremu w zmiennych proporcjach towarzyszą skalenie, minerały iłowe (najczęściej illit i kaolinit) oraz węglan wapnia. Duży wpływ na właściwości fizyczne i mechaniczne takie jak plastyczność, tarcie czy odkształcalność, ma zawartość minerałów iłowych.

Najpowszechniejszą jest facja **eoliczna (subarealna)**, którą powszechnie określa się lessem typowym. Facja ta na wysoczyznach tworzy rozległe pokrywy,

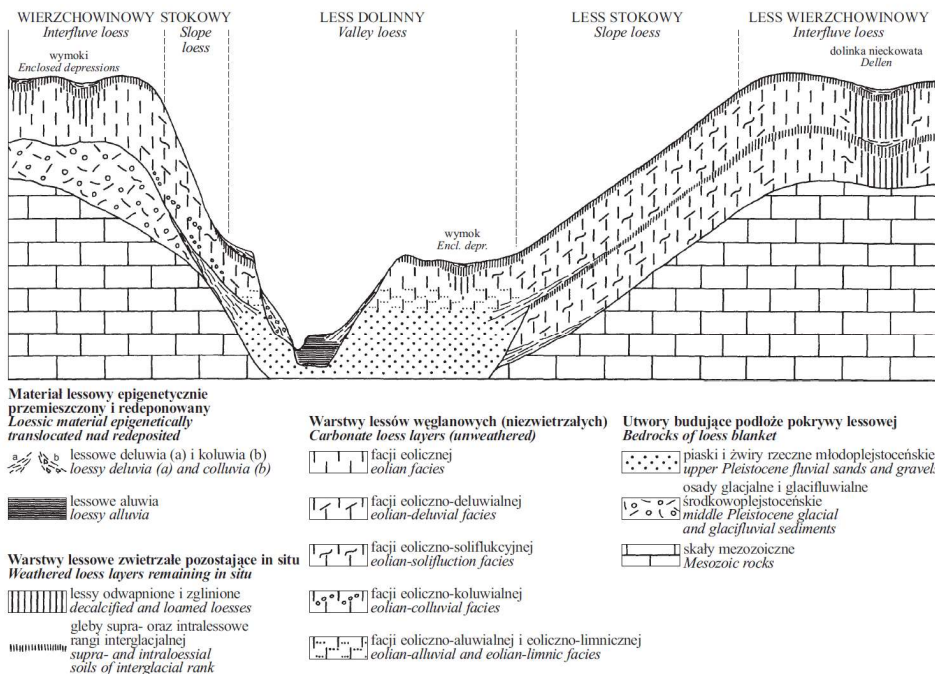
które częściowo pokrywają również stoki dolin. Powstanie tego lessu przypisuje się głównie zlodowaceniowi północnopolskiemu, chociaż stwierdzono jego występowanie również w lessach starszych. Miąższość pokryw lessowych dochodzi do 20, a lokalnie nawet do 30 metrów. Charakteryzują się one żółtoszarą, jasnobrunatną lub beżową barwą, niekiedy z poziomym smugowaniem. Facja ta jest jednolita pod względem uziarnienia i składa się głównie z frakcji pyłowej stanowiącej nawet 90% zawartości. Less eoliczny w odsłonięciach wykazuje tendencję do pionowych pęknięć, co jednak nie stanowi reguły.

Drugą z najczęściej występujących facji są **lessy dolinne (aluwialne)**. Powstały one w środowisku wodnym. W dolinnych obszarach, występują także lessy osadzone wtórnie z rejonów przyległych dolin. Posiadają barwę ceglastożółtą, żółtoszarą lub popielatą. Zmienność barwy jest wynikiem zmian zachodzących w środowisku akumulacyjnym. Lessy aluwialne występują w dnach niektórych dolin rzecznych pod warstwą piaszczysto-madowych osadów holocenijskich. Tworzą arrasy niskie i średnie. Lessy te występują również w starych dolinach denudacyjnych, nad którymi często występuje pokrywa młodszych lessów eolicznych. Do lessów aluwialnych zalicza się również wypełniające stare doliny erozyjne lessy postglacjalne, które powstały w wyniku powtórnego osadzenia się starszych osadów lessowych, deluwii, zwietrzelin i glin zwałowych. W postglacjalnych lessach zauważyć można silną dynamikę sedymentacyjną, która wyrażona jest poprzez widoczne warstwowanie w postaci form spływowych oraz sfałdowania o amplitudach dochodzących do 50 cm. Pod względem klasyfikacji granulometrycznej, aluwialne lessy składają się głównie z pyłów. Jednak w porównaniu do lessów eolicznych, frakcja iłowa występuje tu w większej ilości, dochodzącej nawet do 20%. Zawartość frakcji piaskowej jest podobna jak w lessach eolicznych, jedynie lokalnie może być wyższa.

Do trzeciej facji lessów należy zaliczyć **lessy soliflukcyjne**. Występują one przede wszystkim na stokach dolin, a ich powstanie wiąże się z procesami kriogenicznymi. Można je spotkać na wszystkich poziomach stratygraficznych lessu. Powstały równocześnie z lessami eolicznymi, jednak różnią się od nich dużą zmiennością sedymentacyjną, powodującą zmienny skład granulometryczny. Charakteryzują się różnorodnością wielkości ziaren oraz zmienną zawartością poszczególnych frakcji. Wynika to z dużej dynamiki akumulacyjnej i uwidacznia się obecnością różnorodnych form spływowych. Spotkać można przewarstwienia lessu typowego wzbogaconego miejscami we frakcję iłową, jak również drobnoziarniste warstewki piaszczyste o różnorodnych ułożeniu (normalnym, falistym, sfałdowaniach, wygięciach).

Inny znany badacz lessów – Maruszczak, który swe badania prowadził bardziej pod kątem geologiczno-geograficznym, niż inżynierskim, w pracy [67] podobnie wydzieliał lessy w ujęciu genetyczno-facjalnym. Maruszczak zaznaczał jednak zawsze w nazwach protogenetyczny udział wiatru, dodając do każdej facji

przedrostek „eoliczno-”. Ponadto, wydzielił jeszcze facje: **eoliczno-deluwialną**, **eoliczno-koluwalną**, oraz **eoliczno-limniczną**. Zdaniem autora niniejszej pracy, taki podział jest zasadny i szczególnie dwie pierwsze facje należy uwzględniać w praktyce geotechnicznej. Deluwialne osady lessowe są często spotykane w strefie przypowierzchniowej pofałdowanych obszarów Lubelszczyzny. Rodzi to pewne problemy inżynierskie, gdy zakres deluwiów zalega poniżej poziomu posadowienia. Maruszczak, oprócz podziału genetyczno-facjalnego lessów, podaje również podziały ze względu na uziarnienie oraz ukształtowanie terenu. Te trzy rodzaje stosowanych przez niego klasyfikacji podano w Tab. 3.1 natomiast na Rys. 3.1 przedstawiono ideogram Maruszczaka, ilustrujący budowę i podział utworów lessowych.



Rys. 3.1 Podział lessów według Maruszczaka [67]

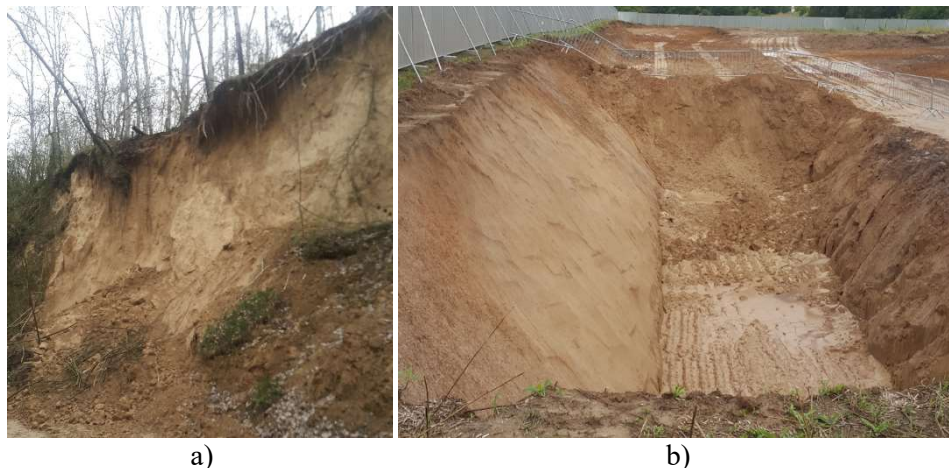
Opisane powyżej podziały lessów stanowią najważniejsze z wielu stosowanych klasyfikacji. Istnieją także inne koncepcje podziału, które są przedmiotem dyskusji wśród badaczy głównie z dziedzin geografii i geologii, jednak przedstawione podziały autor uznaje za wystarczające i odpowiednie w kontekście geotechniki.

Tab. 3.1 Podział lessów według Maruszczaka [67]

Odmiany granularne	Odmiany genetyczno-facjalne	Ukształtowanie terenu
– lessy gliniaste	– eoliczna	– lessy wierzchwinowe
– lessy (pylaste)	– eoliczno-deluwialna	– lessy stokowe
– lessy piaszczyste	– eoliczno-soliflukcyjna	– lessy dolinne
	– eoliczno-koluwialna	
	– eoliczno-limniczna	
	– eoliczno-aluwialna	

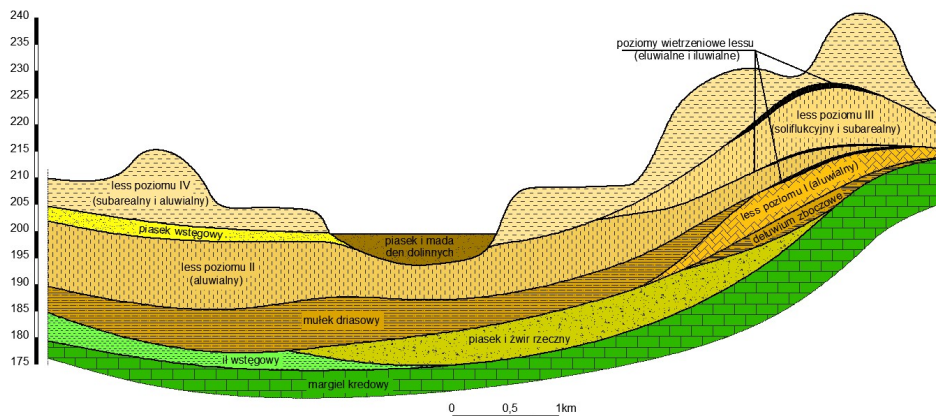
3.3. Lessy Wyżyny Lubelskiej

W obrębie Wyżyny Lubelskiej występuje pięć poziomów stratygraficznych lessu, z czego cztery są związane z glacialnymi cyklami sedymentacyjnymi, a piąty jest postglacialny. Główne profile zostały rozpoznane w okolicach Kazimierza Dolnego, Nałęczowa, Lublina, Kraśnika oraz Hrubieszowa. Widok typowych form podłoża lessowego Wyżyny Lubelskiej przedstawiono na Fot. 3.1. Na podstawie badań wykonanych przez wielu badaczy, stwierdzono, że niemal regułą jest występowanie w sąsiedztwie dolin rzecznych, na zboczach kilku poziomów stratygraficznych jak na profilu pokazanym na Rys. 3.2. Idąc w kierunku wysoczyzny, starsze poziomy stratygraficzne zanikają, a najczęściej występującym staje się less poziomu IV, występujący bezpośrednio na kredzie lub glinie zwałowej, a często na niewielkich przewarstwieniach poziomów III i II. Poszczególne poziomy lessowe rozdzielone są lessem gliniastym o zwiększonej zawartości frakcji ilastej, często z warstwą humusową, która ułatwia identyfikację genetyczną, gdyż jest wynikiem wietrzeń okresów interglacialnych.



Fot. 3.1 Typowe podłoża lessowe Lubelszczyzny: a) naturalne odsłonięcie – wąwozy lessowe w okolicach Kazimierza Dolnego, b) wykop fundamentowy na budowie przy ul. Beryłowej w Lublinie

Najłatwiejszy do identyfikacji jest less postglacjalny określany poziomem V. Występuje on tylko w obrębie wąwozów i dolin wciętych w podłożu dolin denudacyjnych. Typowy przekrój przedstawiający less postglacjalny przedstawiono na rysunku Rys. 3.3.



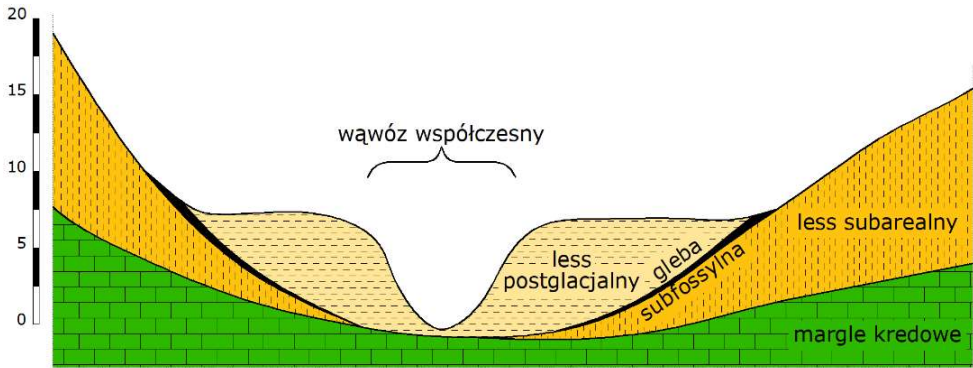
Rys. 3.2 Profil stratygraficzno-facjalny lessów na Wyżynie Lubelskiej [61]

Dominującą wśród lessów Lubelszczyzny jest frakcja pyłowa. Zawartość pozostałych frakcji jest zmienna w zależności od facji i poziomu stratygraficznego. Największy wpływ na właściwości geotechniczne ma zawartość frakcji iłowej, która najczęściej wynosi około 10%, lecz może być wyższa i lokalnie dochodzić do 30% i więcej.

Ze względu na plastyczność, lessy Wyżyny Lubelskiej można podzielić na mało spoiste, średnio spoiste i zwięzłe spoiste. Biorąc po uwagę klasyfikację geotechniczną, najczęściej występują one jako pyły, gliny pylaste, pyły piaszczyste i gliny, a także rzadziej jako gliny pylaste zwięzłe i piaski gliniaste.

Najczęściej występującymi lessami są lessy mało spoiste reprezentowane przez pyły pochodzenia eolicznego, rzadziej aluwialnego. Lessy średnio spoiste to przede wszystkim aluwia oraz zwietrzałe facje glacialne i postglacialne (holocenijskie). Lessy zwięzłe spoiste to głównie zwietrzały less starszych poziomów, którego geneza wiąże się ze zlodowaceniem środkowopolskim.

Ważnym parametrem lessów jest jego porowatość, która zazwyczaj waha się w granicach 26÷51%. Jest ona często uznawana za przyczynę osiadania zapadowego, którym określa się zmianę objętości powodującą dodatkowe osiadanie gruntu (często gwałtowne), wynikające z pojawienia się wody niszczącej jego strukturę. Problem osiadania zapadowego dotyczy gruntów mało spoistych, głównie lessowych i jest znany na całym świecie. W Polsce, wiodącym badaczem zajmującym się tym zjawiskiem była Grabowska-Olszewska, która opisała wyniki swoich badań w pracach [26]–[28].



Rys. 3.3 Przekrój przez warstwy lessu postglacjalnego na Rostoczu [61]

Grabowska-Olszewska w pracy [28] twierdzi, że osiadanie zapadowe lessów najintensywniej zachodzi w ich najmłodszych poziomach. Są to najczęściej młodoplejstocenijskie lessy subarealne (lessy młodsze górne). Potwierdzają to również wyniki badań Malinowskiego [60], przeprowadzone na lessach okolic Kazimierza Dolnego i Nałęczowa, oraz badania lessów przeprowadzone przez Borowczyka i Frankowskiego [6] w okolicach Kazimierza Dolnego, Kraśnika, Izbicy, Szczepieszyna i Jarosławia.

Osiadanie zapadowe prawie wyłącznie obserwuje się w gruntach zbudowanych z frakcji pylastej (z zawartością maksymalnie kilkunastu procent frakcji ilastej). Zmniejszoną podatność na zapadanie lessów o zwiększonej frakcji ilastej potwierdza również Malinowski w pracy [60]. Ponadto, zapadowe lessy są wynikiem pierwotnej akumulacji eolicznej, zalegają na wysoczyznach i mają na ogół teksturę bezładną. Najczęściej są koloru jasnożółtego, z zawartością węglanów powyżej 5%. Nietrwałość struktury jest również potęgowana przez wtórne procesy cyklicznego zamarzania i odmarzania w okresach zimowych. Powoduje to zwiększenie podatności zapadowej lessów starszych, które znajdują się w zasięgu oddziaływania przemarzania sezonowego (por. [28]).

Według badań Frankowskiego i Borowczyka [20] oraz pracowników Instytutu Techniki Budowlanej [134] lessy zapadowe charakteryzują się oporami stożka z sondowań statycznych CPT $q_c < 3$ MPa.

Główne parametry wytrzymałościowe lessów, a więc kąt tarcia wewnętrznego i spójność wykazują spore zróżnicowanie. Według pracy Malinowskiego [61], dla pyłów kąt tarcia wewnętrznego waha się w przedziale $26,0 \div 36,0^\circ$, a spójność $22 \div 39$ kPa, natomiast dla glin pylastych kąt tarcia wewnętrznego wynosi w granicach $6,5 \div 34,5^\circ$, a spójność $20 \div 120$ kPa. Szczególnie w zakresie glin pylastych zauważa się znaczny rozrzut parametrów. Na podstawie badań lessów z okolic Kazimierza Dolnego i Nałęczowa, Malinowski w pracy [60] określił kąt tarcia wewnętrznego w granicach $20 \div 40^\circ$, z czego najwięcej wyników oscylowało

wokół 30°. Spójność, według tych badań, należy przyjmować w zakresie 10÷50 kPa.

Według Grabowskiej-Olszewskiej [26] na podstawie badań wykonanych dla lessów świętokrzyskich, kąt tarcia wewnętrznego wynosi 22,6÷29,9°, a spójność 30÷60 kPa. Mularz i Rybicki [78] w badaniach wykonanych na lessach z okolic Sandomierza otrzymali kąt tarcia wewnętrznego w granicach 6,0÷36,0° (średnio 25,1°) oraz spójność w zakresie 0÷80 kPa (średnio 26,4 kPa). Według Kolano i Cała [42] lessy tych okolic charakteryzują się kątem tarcia wewnętrznego w zakresie 31,7÷34,2° oraz spójnością w zakresie 40,6÷77,2 kPa.

Badania przeprowadzone przez firmę Geoteko na cele budynku mieszkalno-usługowego przy ul. Pana Balcera w Lublinie [24] dały rezultaty parametrów efektywnych $\varphi' = 33\div 35^\circ$ oraz $c' \sim 0$ kPa.

Analiza wyników badań zebranych z 25 lat działalności i udostępnionych przez firmę geotechniczną Gekon z Lublina wskazuje na kąt tarcia w zakresie $\varphi = 17\div 29^\circ$ dla stanu półzwarłego i $\varphi = 8,5\div 22,0^\circ$ dla stanów od twardo do miękkoplastycznego oraz spójność w zakresie $c = 13\div 32$ kPa.

Opisane wartości parametrów wahają się w rozległym zakresie, a autorzy najczęściej nie podawali warunków pracy gruntu podczas badania. Dlatego też, w większości przypadków nie jest określone czy mamy do czynienia z wartościami efektywnymi czy całkowitymi.

Należy dodać również, że w powszechnej praktyce projektowej i komercyjno-badawczej, do niedawna bardzo popularną metodą przyjmowania parametrów wytrzymałościowych była tak zwana „metoda normowa B” według PN-B/81 03020 [86]. Co prawda, nie powinno się w ten sposób określać parametrów lessów, o czym wspomina ta norma [86], jednak niestety często ma to miejsce w praktyce. Biorąc pod uwagę sposób wyznaczania parametrów według wspomnianej normy, grunty lessowe, jako spoiste nieskonsolidowane, należałoby zaliczyć do kategorii C. Zgodnie z powyższym, dla gruntu w stanie półzwarłym i zwartym otrzymuje się kąt tarcia wewnętrznego $\varphi = 18^\circ$ oraz spójność $c = 30$ kPa.

Również w zakresie parametrów odkształceniowych lessów prowadzono liczne badania. Według Malinowskiego [61], lessy Roztocza charakteryzują się edometrycznymi modułami ścisłości pierwotnej około 7÷8 MPa dla przedziału naprężeń 50÷100 kPa, 15÷19 MPa dla przedziału naprężeń 100÷200 kPa oraz 20÷30 MPa dla przedziału naprężeń 250÷300 kPa. Wartości te ustalono na podstawie badań około 60 próbek (w większości glin pylastych, mniej pyłów) i zastosowaniu współczynników zwiększających według Wiłuna [132] w granicach 4÷6.

W pracy [60] Malinowski przedstawił wyniki badań lessów, głównie pyłów o konsystencji zwartej i półzwartej z okolic Kazimierza Dolnego i Nałęczowa. Wynika z nich, że lessy charakteryzują się edometrycznymi modułami ścisłości pierwotnej około 6÷10 MPa dla przedziału naprężeń 50÷100 kPa, 8÷14 MPa dla

przedziału naprężeń 100÷200 kPa oraz 14÷20 MPa dla przedziału naprężeń 250÷300 kPa. Nie podano informacji o zastosowanych współczynnikach korygujących.

Lessy były również przedmiotem badań polowych. W pracach [5]–[7], [19], [21], [22], [74], [101] przedstawiono analizy wyników uzyskiwane między innymi z wykorzystaniem sondowań statycznych, obrotowych, wkręcanych i badań dylatometrycznych DMT.

Jednym z wiodących badaczy lessów, wykorzystującym badania polowe, jest Frankowski. Borowczyk i Frankowski [6] z badań polowych lessów okolic Kazimierza Dolnego, Kraśnika, Izbicy, Szczebrzeszyna i Jarosławia podają presjometryczne moduły około 12,2÷14,1 MPa, przy rozrzuć 3,7÷27,0 MPa. Jak widać zmienność parametrów odkształceniowych jest znaczna. Autorzy podkreślają znaczenie badań polowych oraz poruszają istotną kwestię różnicy modułów otrzymywanych z badań in-situ oraz w laboratorium. Wartości modułów presjometrycznych są wyższe, często znacznie, a osiadania rzeczywiste obiektów inżynierskich mniejsze niż przewidywane, co według autorów świadczy o zaniżaniu wartości modułów z badań laboratoryjnych.

Frankowski i Pietrzykowski [22] przedstawiają charakterystyki odkształceniowe lessów Lubelszczyzny z okolic Kazimierza Dolnego. Porównują moduły wyznaczone w badaniach edometrycznych z określonymi z sondowań CPT i badań dylatometrycznych DMT. Wyprowadzają współczynnik $\alpha_m = 2,5$ do interpretacji modułu edometrycznego z badań CPT, skalibrowany na podstawie badań laboratoryjnych. Zwracają jednak uwagę na różnice w modułach DMT w porównaniu z interpretowanymi z CPT oraz badaniami laboratoryjnymi. Tłumaczą to innym zakresem odkształceń (około 0,01%) przy wyznaczaniu tego parametru. Taki zakres jest bliski pracy podłoża pod typowymi fundamentami.

Młynarek i Wierzbicki prowadzą liczne badania terenowe w całej Polsce. W pracach [74], [131] opisują badania przeprowadzone na lessach z okolic Łańcuta. Porównują moduły ścisłości otrzymane z sondowań statycznych CPT oraz dylatometrycznych DMT. Zwracają uwagę, że w literaturze zarówno krajowej, jak i światowej znajdują się nieliczne prace poświęcone tym gruntom. Przedstawione przez nich badania wskazują, że lessy charakteryzują się średnimi modułami ścisłości $M_{CPTU} = 19$ MPa oraz $M_{DMT} = 14$ MPa. Do wyznaczenia modułów wykorzystano standardowe formuły, nieskalibrowane dla gruntów lessowych. Autorzy tych prac zaproponowali formułę przejścia z modułów z sondowań statycznych CPT na moduł dylatometryczny.

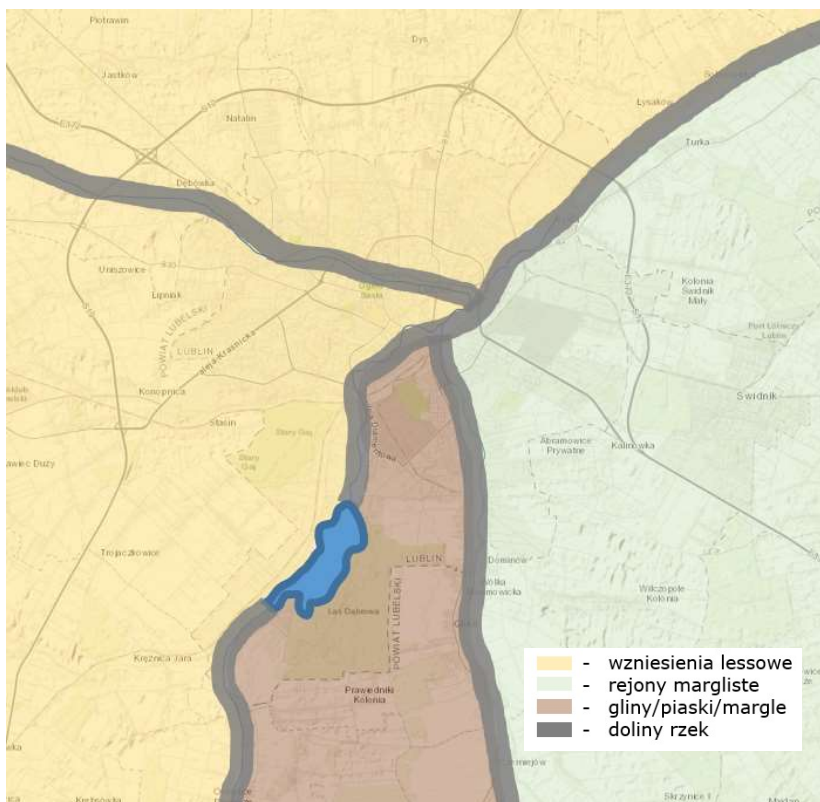
Należy zwrócić uwagę na regionalne uwarunkowania. Badane lessy z okolic Łańcuta charakteryzowały się bardzo niskimi oporami stożka $q_c \sim 2$ MPa. Oporo stożka z badań wykonywanych przez autora na lessach lubelskich uzyskują dużo wyższe wartości, co zostanie szerzej opisane w rozdziale 3 niniejszej pracy. Przebadane przez Frankowskiego lessy z Kazimierza Dolnego charakteryzowały się średnimi oporami stożka q_c w zakresie 4÷6 MPa, co jest zgodne z typowymi

wartościami uzyskiwanymi w badaniach własnych autora na lessach Lubelszczyzny.

Jak można zauważyć, występują znaczne różnice w otrzymywanych wartościach parametrów, co wpływa na wyniki późniejszych obliczeń projektowych. Należy dążyć do wyprowadzania parametrów, jak najlepiej odzwierciedlających rzeczywistą pracę gruntu. Opisanie parametrów gruntów są podstawowymi charakterystykami podłoża i są niezbędne do wyznaczenia parametrów modeli gruntowych, które scharakteryzowano w poprzednim rozdziale.

3.4. Warunki geotechniczne Lublina

Lublin zasadniczo można podzielić na 4 strefy warunków geotechnicznych, które przedstawiono na Rys. 3.4.



Rys. 3.4 Strefy warunków geotechnicznych Lublina

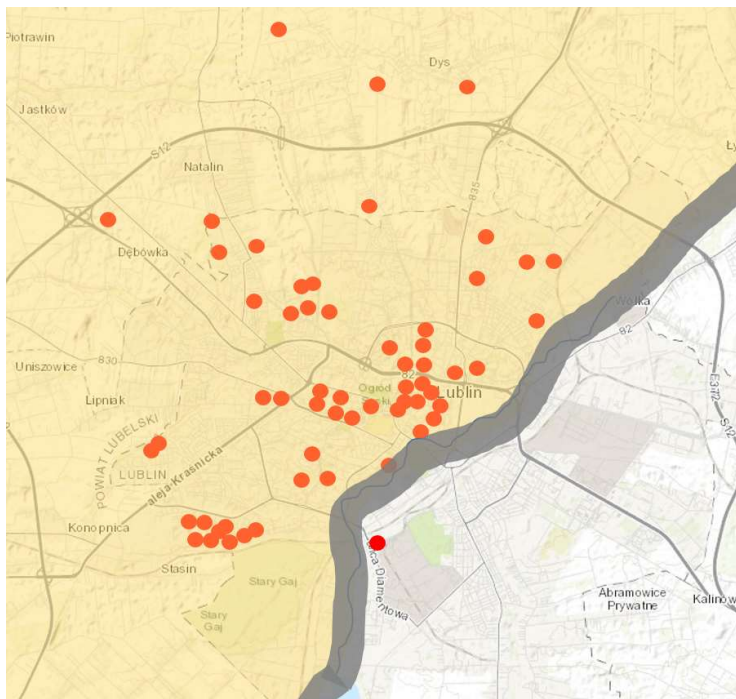
Pierwszą i największą strefę stanowią wzniesienia lessowe, które znajdują się w zachodniej części i należą do Płaskowyżu Nałęczowskiego. Druga strefa to

rejony margliste znajdujące się we wschodniej części. Płytko pod powierzchnią terenu pod niewielką warstwą glin, znajdują się utwory kredowe (margle, opoki, gezy) należące do Płaskowyżu Świdnickiego. W górnej strefie występują one w postaci zwietrzliny gliniastej, która wraz z głębokością przechodzi w zwietrzelinę kamienistą, a następnie w spękaną skałę węglanową. Strefy te rozdziela rzeka Bystrzyca przepływająca w kierunku północno-wschodnim. Dolina Bystrzycy wraz z dolinami dwóch pozostałych rzek Lublina: Czechówki i Czerniejówki stanowi trzecią strefę – gruntów dolinnych, rzecznych. Charakteryzuje się ona złożonymi warunkami gruntowymi o znacznych miąższościach gruntów słabonośnych (organicznych i miękkoelastycznych), spoczywających na piaskach. Czwartą, najmniejszą strefę stanowi część południowa, należąca do Wyniosłości Giełczewskiej. Znajdują się tu niewielkie miąższości glin i piasków, zalegających na podłożu kredowym.

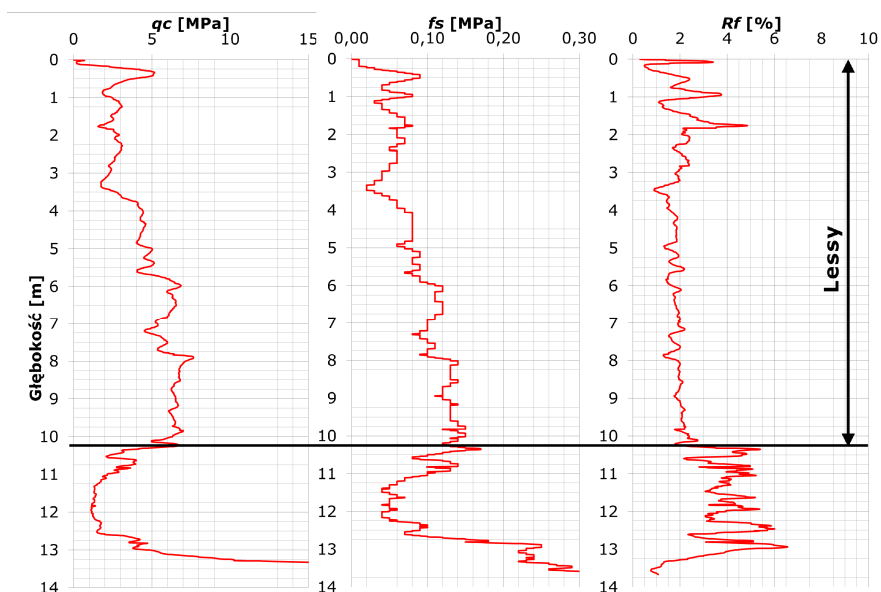
3.5. Badania własne lessów

Rozpoznanie podłoża tradycyjnie wykonuje się za pomocą odwiertów badawczych. Jednak charakterystykę geotechniczną podłoża najlepiej odwzorowują wszelkie sondowania i badania wykonywane in-situ. W niniejszym rozdziale scharakteryzowano i podsumowano liczne badania wykonywane przez autora na terenie Lublina w strefie występowania gruntów lessowych, głównie za pomocą sondowań statycznych CPT.

Przedstawione wyniki pochodzą z badań wykonanych przez autora w 67 różnych lokalizacjach Lublina (Rys. 3.5). Do analizy wykorzystano 543 sondowania statyczne CPT/CPTU o łącznej długości ponad 4000 metrów bieżących oraz 11 testów DMT/SDMT o łącznej długości 73 metrów bieżących. Szczegółowa analiza wyników uzyskanych z części sondowań CPT/CPTU została opisana w artykule [85]. Rozpoznanie podłoża miało formę łączoną i przeprowadzono je zarówno za pomocą sondowań statycznych CPT i testów DMT, jak również odwiertów badawczych oraz badań laboratoryjnych. Dla każdej z lokalizacji plan badań bazował na sondowaniach statycznych CPT, które zostały wykonane dla każdego z założonych punktów, a dodatkowo w wybranych punktach wykonywano odwierty badawcze w celu rozpoznania rodzaju gruntu oraz pobrania próbek do badań laboratoryjnych. Odwierty wykonywano zawsze po sondowaniu, dzięki czemu można było je realizować praktycznie w tym samym miejscu. Sondowania statyczne CPT wykonywano zgodnie z normami [96], [97] z wykorzystaniem zarówno stożka elektrycznego, jak i mechanicznego oraz interpretowano wykorzystując zależności empiryczne podane w normach [89], [94] i pracach [8], [74], [104], [116]. Duży zbiór danych z sondowań CPT pozwolił na wyprowadzenie własnych korelacji, natomiast dane z testów DMT nie pozwoliły jeszcze na wyprowadzanie wiarygodnych korelacji dla lessów. Typowy rozkład oporów sondowania na głębokości dla podłoża lessowego przedstawiono na Rys. 3.6.



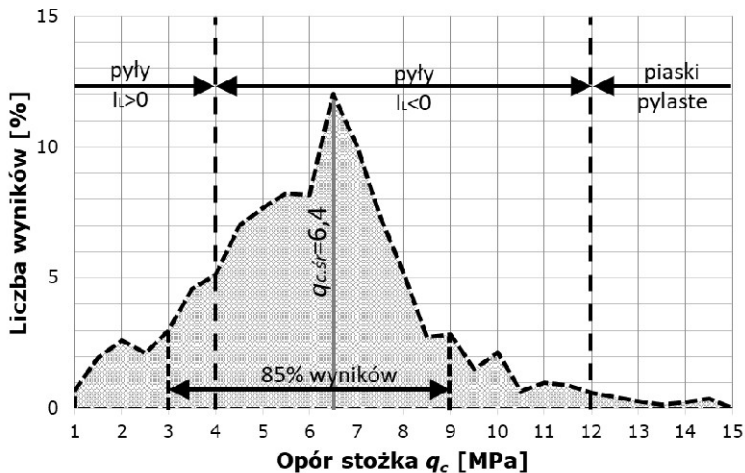
Rys. 3.5 Lokalizacja badań na terenie Lublina



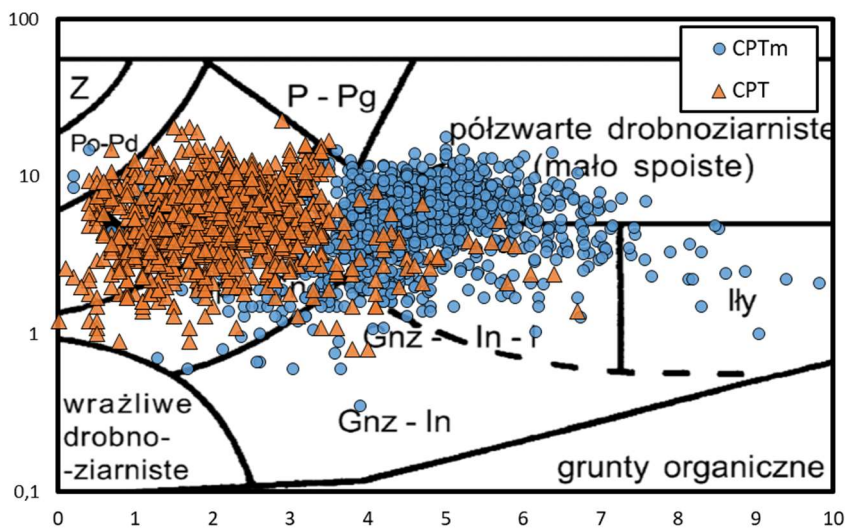
Rys. 3.6 Typowy rozkład parametrów sondowania statycznego na głębokości dla podłoża lessowego – punkt Polygonowa

Dla danych zebranych z wykonanych sondowań przeprowadzono analizę statystyczną. W każdym z przebadanych punktów wydzielono warstwy charakteryzujące się quasi-stalym q_c tak, aby dla wydzielonej warstwy wskaźnik zmienności nie przekraczał 10%. Następnie wyniki zebrano w bazie danych, przypisując każdej warstwie wyznaczone q_c oraz jej miąższość. Na tej podstawie, dla przebadanych lessów wyznaczono statystyczny rozkład wartości oporów stożka q_c , który przedstawiono na Rys. 3.7. Wynika z niego, że opory stożka q_c lessów wahają się w szerokim zakresie $1 \div 15$ MPa, jednak najczęściej występujący zakres (85% procent wyników) to $3 \div 9$ MPa. Średnia wartość wynosi 6,4 MPa. Dla oporów stożka $q_c > 12$ MPa, grunt w odwiertach rozpoznawano zazwyczaj jako piasek pylasty o znacznej zawartości frakcji pylastej i niewielkiej piasku drobnego.

Wykorzystując zmodyfikowany i dostosowany do warunków polskich przez Młynarka [73] nomogram Robertsona (Rys. 3.8) przebadane lessy są identyfikowane w rejonie obszarów gruntów półwartych drobnoziarnistych i gliniastych na podstawie wyników ze stożka mechanicznego (CPTm) oraz w rejonach piasków pylastych i glin na podstawie wyników ze stożka elektrycznego (CPT). Należy jednak zaznaczyć, że wykorzystany nomogram opracowany został dla wyników CPTU, a więc przytoczona tu identyfikacja sondowań stożkiem mechanicznym (CPTm) ma charakter jedynie porównawczy i poglądowy. Ponadto należy dodać, iż zdarza się, że rozkład frakcji uzyskany w laboratorium wskazuje na grunt spoisty, jednak wysokie opory sondowania q_c i bardzo niski wskaźnik R_f wskazują na zachowanie jak dla gruntu niespoistego. Jest to typowe zachowanie dla gruntów „prześciowych”, jakimi są pyły, co szerzej zostało omówione w pracy [108].



Rys. 3.7 Rozkład wartości oporów stożka q_c lessów (badania własne)

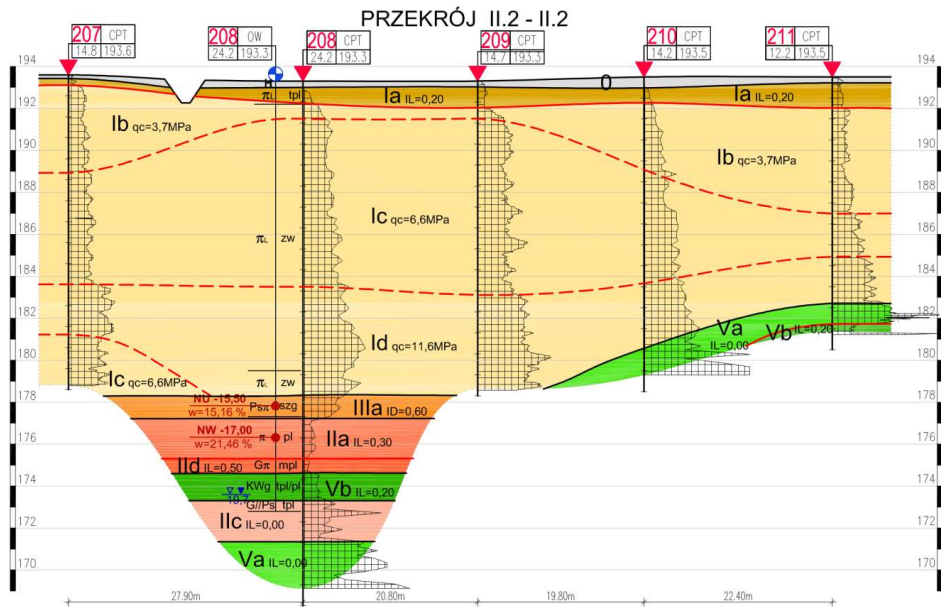


Rys. 3.8 Identyfikacja rodzaju gruntu lessowego z sondowania CPT z wykorzystaniem zmodyfikowanego do warunków polskich nomogramu Robertsona [73]

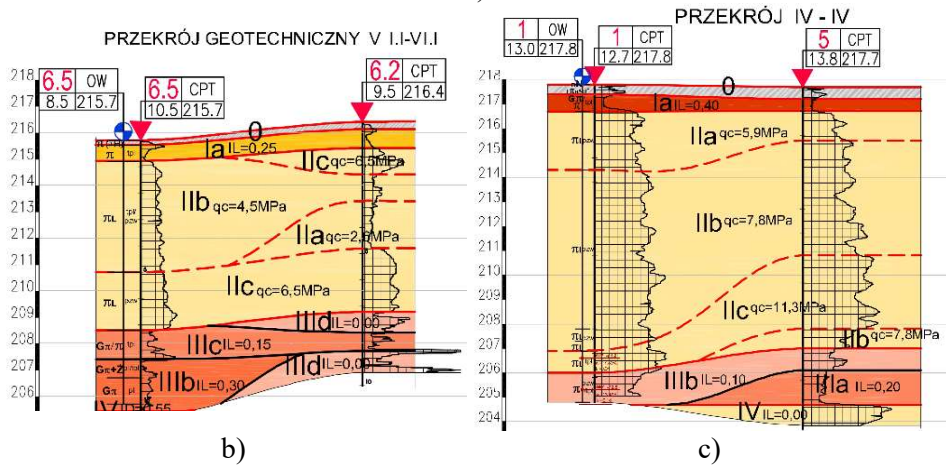
Badania laboratoryjne wykonywane na próbkach o naturalnej wilgotności (NW) pobieranych z odwiertów oraz badania makroskopowe w terenie potwierdzały, że podłoże zbudowane jest głównie z gruntów o konsystencji zwartej. W analizie wyznaczania konsystencji lessów bezpośrednio z wyników badań CPT, opisaney w pracy autora [82] ustalono, że dla lessów stopień plastyczności I_L przyjmuje wartości dodatnie przy oporze q_c około $4,1 \div 4,5$ MPa. W związku z czym można stwierdzić, że spoiste grunty lessowe w stanie zwartym charakteryzują się znacznym rozrzutem ($4,1 \div 12,0$ MPa) oporów stożka q_c . **Należy zwrócić uwagę, że przypisanie lessów zwartych ($I_L < 0$) do jednej warstwy geotechnicznej powoduje, że w jej zakresie znajdują się grunty charakteryzujące się oporami stożka q_c nawet trzykrotnie wyższymi.** Nie można więc w tym przypadku mówić o podłożu jednorodnym i należy wprowadzać dodatkowe wydzielenia.

W celu zobrazowania problemu niejednorodności pokryw lessowych, na Rys. 3.9 pokazano przykładowe przekroje z obszaru Lublina z wydzieleniami geotechnicznymi z wartością oporu stożka q_c jako parametrem wiodącym. Przedstawione na przekrojach warstwy geotechniczne uwzględniają parametry sondowania CPT. Przykładowo, na przekroju przedstawionym na Rys. 3.9a, lessy zawarte są w warstwie I, która została podzielona na podwarstwy Ia ($I_L = 0,20$) oraz Ib ($I_L = 0,00$, $q_c = 3,7$ MPa), Ic ($I_L = 0,00$, $q_c = 6,6$ MPa) i Id ($I_L = 0,00$, $q_c = 11,6$ MPa). Przy tradycyjnym podziale ze stopniem plastyczności jako parametrem wiodącym, podwarstwy Ib, Ic oraz Id stanowiłyby jedną warstwę, bez

rozdzielenia ze względu na odmienne parametry. Analogiczne wydzielenia wykonano na przekrojach przedstawionych na Rys. 3.9b oraz Rys. 3.9c.



a)

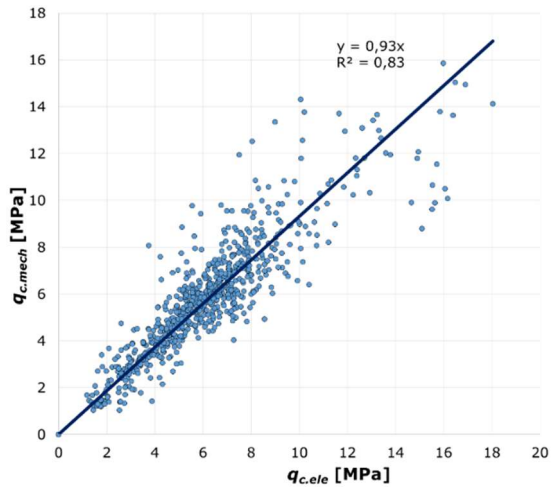


b)

c)

Rys. 3.9 Przekroje geotechniczne z obszaru Lublina z podziałem warstwy lessowej ze względu na q_c : a) rejon ul. Poligonowej, b) rejon ul. Gęskiej, c) rejon al. Raclawickich

Ze względu na prowadzenie badań zarówno stożkiem mechanicznym jak również elektrycznym, przeprowadzono testy porównawcze. W tym celu, wybrano 15 punktów, w których wykonano sondowania przy użyciu obu rodzajów stożków. Jako pierwsze wykonywano sondowanie z zastosowaniem stożka mechanicznego, a następnie w odległości około 1÷2 m, z użyciem stożka elektrycznego. Analiza danych i ich zestawienie na Rys. 3.10, pozwoliło na wyprowadzenie współczynnika przejścia β pomiędzy tymi dwoma rodzajami stożka. Zależność ta ma postać:



Rys. 3.10 Porównanie oporów q_c uzyskiwanych z wykorzystaniem stożka mechanicznego i elektrycznego dla lessów z rejonu Lublina

$$q_{c.mech} = \beta q_{c.ele} \quad (3.1)$$

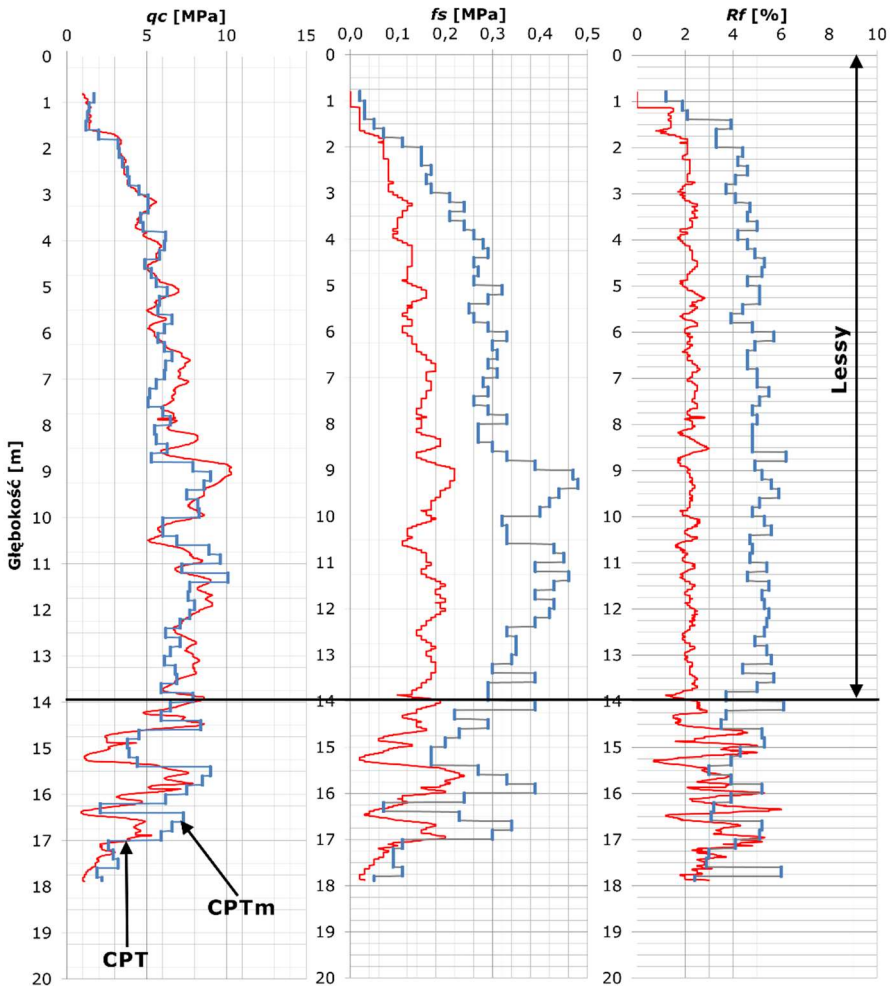
gdzie:

- $q_{c.mech}$ – opór stożka pomierzony za pomocą stożka mechanicznego,
- $q_{c.ele}$ – opór stożka pomierzony za pomocą stożka elektrycznego,
- β – współczynnik przejścia pomiędzy stożkami.

W ten sposób, dla lessów lubelskich wyprowadzono wartość $\beta = 0,93$. W celu zobrazowania różnic występujących przy badaniach różnymi typami stożka, na Rys. 3.11 przedstawiono jeden z wykresów porównawczych obydwu sondowań. Jak widać, opory stożka q_c dla obydwu stożków są bardzo zbliżone, natomiast opór poboczniczy f_s , a tym samym wskaźnik R_f pomierzone stożkiem mechanicznym są znacznie wyższe niż elektrycznym. To tłumaczy różnice w klasyfikowaniu gruntu z wykorzystaniem nomogramów. Szerszy opis analizy porównawczej tych wyników został przedstawiony w pracy autora [83]. Problem był opisywany również w pracach [1], [18], [127]. Należy jednak podkreślić, iż diagramy klasyfikacyjne przypisują sposób zachowania się gruntu (*soil behavior type*), a nie służą bezpośrednio do klasyfikowania gruntu ze względu na uziarnienie jak przyjmuje się w normach [87], [95]. Dlatego też, w niektórych przypadkach mogą występować rozbieżności pomiędzy gruntem zidentyfikowanym w odwiercie, a wynikającym z interpretacji wyników sondowania. Na podstawie sondowania CPT nie ma możliwości jednoznacznego rozpoznania rodzaju gruntu, otrzymuje się natomiast parametry oporu podłoża, które odzwierciedlają jego nośność i mogą być wykorzystywane bezpośrednio do

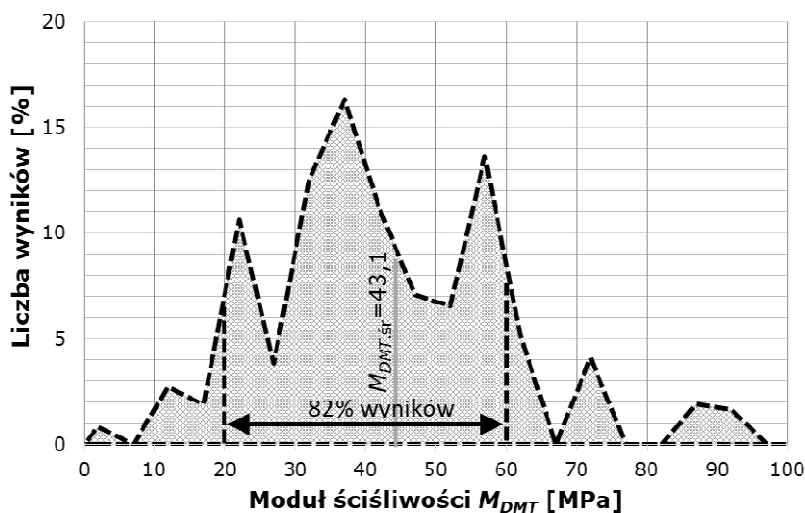
projektowania posadowień. Jako, że interpretowane parametry gruntu, służące do obliczeń geotechnicznych, wyprowadza się przede wszystkim z oporu pod podstawą stożka q_c , parametry te przyjmują zbliżoną wartość zarówno dla sondowań ze stożkiem elektrycznym jak i mechanicznym.

W kilkunastu przypadkach wykonywano również badanie z pomiarem ciśnienia wody w porach (CPTU). Lessy są gruntami nienasyconymi i charakteryzują się dużą porowatością oraz małą wilgotnością, w związku z czym nadwyżka ciśnienia wody w porach jest niewielka, najczęściej pomijalna, a niekiedy występuje niewielkie podciśnienie. Dlatego też dla lessów można przyjąć $q_c = q_t$.



Rys. 3.11 Porównanie sondowań CPT wykonanych stożkiem mechanicznym oraz elektrycznym. Lokalizacja: Lublin – ul. Poligonowa

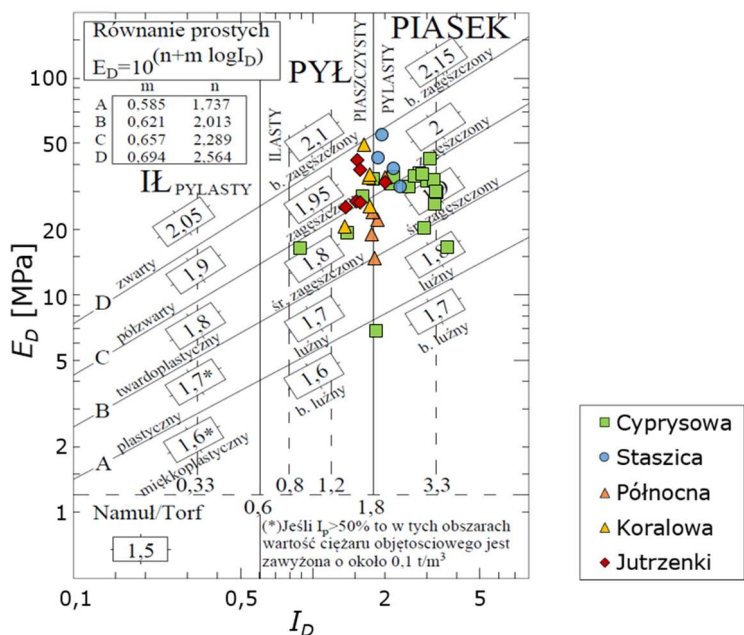
Wielkość zbioru danych z sondowań statycznych pozwala stwierdzić, że są to dane wiarygodne i reprezentatywne. Aktualizacje bazy danych oporów stożka q_c wykonywane co pewien czas przez autora, powodują jedynie niewielkie zmiany w rozkładzie przedstawionym na Rys. 3.7. Przykładowo, wartość średnia q_c wyznaczona z około 2700 metrów bieżących sondowań profilu lessowego, przedstawiona w artykule [85], wynosiła 6,5 MPa. Po aktualizacji danych do ponad 4000 metrów bieżących sondowań, wartość średnia zmieniła się znikomo na 6,4 MPa. Świadczy to o osiągnięciu odpowiedniej liczby danych. Dalsze aktualizacje prawdopodobnie będą jedynie w nieznaczny sposób zmieniać rozkład wyników. Należy również dodać, że rozkład wartości oporów stożka q_c przyjmuje kształt zbliżony do rozkładu normalnego Gaussa.



Rys. 3.12 Rozkład wartości modułów ściśliwości M_{DMT} lessów (badania własne)

Kilkanaście wykonanych testów dylatometrycznych DMT, pozwoliło na obliczenie kolejnych danych statystycznych, które jednak ze względu na niewielką liczbę badań, na tym etapie należy traktować jako wstępne. Jako parametr najbardziej reprezentatywny z tych badań przyjęto moduł ściśliwości M_{DMT} . Rozkład wartości modułu ściśliwości przedstawiono na Rys. 3.12. Wynika z niego, że wartość modułu ściśliwości najczęściej (82% wyników) wahał się w zakresie 20÷60 MPa i średnio wyniósł 43,1 MPa. Rozkład wartości M_{DMT} przyjmuje postać zbliżoną do rozkładu normalnego, jednak występują na nim jeszcze znaczne skoki i nieciągłości świadczące o zbyt małej liczbie danych. Na Rys. 3.13 przedstawiono identyfikację rodzaju gruntu z wykorzystaniem nomogramu Marchettiego [62]. Zgodnie z wykorzystanym nomogramem, przebadane grunty lessowe zachowaniem klasyfikowane są jako grunty z pogranicza pyłów i piasków, od średnio zagęszczonych do bardzo

zagęszczonych. Zachowanie gruntu zidentyfikowane badaniami DMT, zasadniczo pokrywa się z zachowaniem określonym w testach CPT. Pylaste grunty lessowe sposobem zachowania identyfikowanym w testach in-situ często przypominają grunty piaszczyste. Porównując badania autora do prowadzonych przez Frankowskiego na lessach okolic Kazimierza Dolnego (min. [19], [21], [22]) zauważa się podobne zależności.



Rys. 3.13 Identyfikacja rodzaju gruntu lessowego z testów DMT z wykorzystaniem nomogramu Marchetti [62]

3.6. Podsumowanie

Po analizie badań przedstawionych w niniejszym rozdziale, autor stwierdza, że w przypadku lessów zdecydowanie lepszą metodą badawczą niż rozpoznanie odwiertami jest wykonanie sondowań statycznych CPT. Wydzielenia geotechniczne, bazujące jedynie na odwiertach, prowadzą do nadmiernego upraszczania podłoża lessowego. Aby prawidłowo ocenić sztywność podłoża lessowego, niezbędne jest wykonywanie różnego rodzaju sondowań. W dalszej części pracy przedstawiono analizy numeryczne, dla których parametry podłoża wyprowadzono z wykorzystaniem wyników sondowań statycznych CPT oraz testów dylatometrycznych DMT. Ponadto dane przedstawione w niniejszym rozdziale, stanowią punkt odniesienia dla wyników uzyskanych na badanych obiektach.

4. BADANIA NA OBIEKTACH RZECZYWISTYCH

4.1. Wstęp

Prace badawcze na obiektach rzeczywistych wykonywano na dwóch różniących się od siebie budynkach: niskim-rozległym oraz wysokim-zwartym. Głównym obiektem badań był budynek niski-rozległy (Cyprysowa). Dla niego badania przeprowadzone zostały w najszerszym zakresie, a także wykonano zaawansowaną analizę numeryczną. Budynek wysoki (Kraśnicka) był obiektem drugorzędny, przez co zakres badań i analiz były dużo mniejszy, niż w przypadku obiektu głównego. Podczas realizacji prac wykorzystywano również doświadczenia zdobyte podczas analiz wiaduktu drogowego.

Program prac obejmował szeroki zakres badań, na które składały się:

- wstępną analizę konstrukcji obiektu oraz terenu badań,
- analiza dostępnych badań geotechnicznych oraz zaplanowanie badań własnych,
- dobór badań, liczby i rodzaju próbek do pobrania,
- rozmieszczenie punktów badawczych i wykonanie badań polowych,
- pobranie próbek NNS z wykopów fundamentowych w fazie realizacji inwestycji,
- wykonanie badań laboratoryjnych,
- zaprojektowanie sieci reperów pomiarowych,
- okresowe pomiary geodezyjne z wykorzystaniem niwelacji precyzyjnej,
- pomiary drgań własnych budynku.

W przypadku obiektu głównego (Cyprysowa) autor prowadził wszystkie prace badawcze osobiście (badania podłoża – polowe i laboratoryjne, montaż reperów pomiarowych oraz pomiary geodezyjne i pomiary drgań własnych budynku), a także uczestniczył w pracach projektowych i wykonawczych budynku.

W obiekcie drugorzędny (Kraśnicka) do określenia parametrów podłoża częściowo wykorzystano dokumentację projektową udostępnioną przez firmy projektowe i wykonawcze, które uzupełniono własnymi badaniami na próbkach pobranych z wykopów fundamentowych. Wyniki pomiarów geodezyjnych zostały udostępnione przez firmę wykonawczą obsługującą budowę.

Badania gruntowe polowe i laboratoryjne oraz prace geodezyjne przeprowadzono z wykorzystaniem sprzętu oraz z pomocą pracowników Katedry Geotechniki oraz Katedry Mechaniki Budowli Politechniki Lubelskiej, Katedry Geoinżynierii Szkoły Głównej Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie oraz firmy Geonep Geotechnika z Lublina.

W niniejszym rozdziale przedstawiono charakterystykę obiektów oraz podano opis i metodykę wykonanych badań i pomiarów.

4.2. Opis budynków

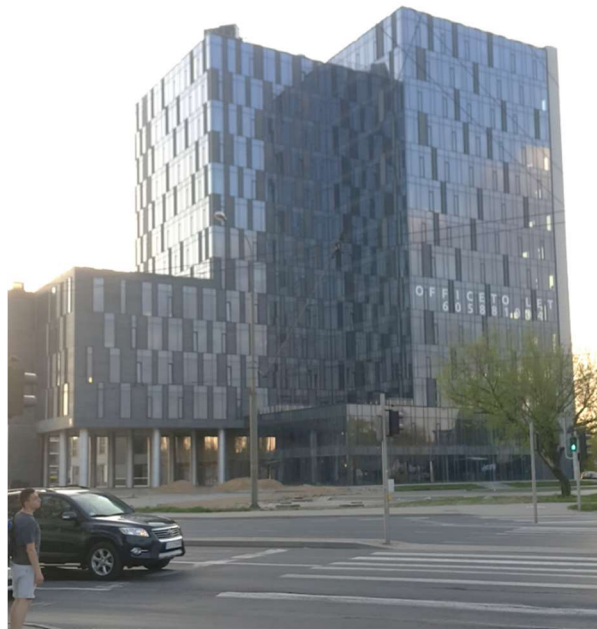
Pierwszym i głównym obiektem badań jest rozległy budynek wielorodzinny o czterech kondygnacjach nadziemnych oraz jednej podziemnej znajdujący się przy ul. Cyprysowej w Lublinie (Fot. 4.1). Cały obiekt składa się z trzech oddylatowanych od siebie od fundamentu w górę segmentów, ułożonych w kształt litery T. Wymiary w planie mają około 90x45 m. Obiekt znajduje się na niewielkiej skarpie, przez co każdy z segmentów jest obniżony o pół kondygnacji względem poprzedniego. Najwyżej znajduje się Segment A, sąsiadujący z nim Segment B jest obniżony o pół kondygnacji, Segment C o pół kondygnacji względem B, oraz o całą kondygnację względem A.

Konstrukcja, w której wykonano budynek jest mieszana, żelbetowo-murowana. Ściany w części podziemnej wykonane są w technologii żelbetowej, zaś w części nadziemnej jako murowane, fragmentami żelbetowe. Grubość wykonanych ścian, zarówno żelbetowych, jak i murowanych wynosi 25 cm, natomiast stropów monolitycznych żelbetowych 20, 22 oraz 30 cm. Budynek jest posadowiony za pomocą tradycyjnych fundamentów bezpośrednich w postaci stóp i ław żelbetowych.



Fot. 4.1 Budynek wielorodzinny przy ul. Cyprysowej w Lublinie (obiekt rozległy) [136]

Drugim z obiektów jest wysoki budynek biurowy o 14 kondygnacjach nadziemnych oraz 1 podziemnej (Fot. 4.2). Wymiary w planie wynoszą około 70x45 m. Obiekt znajduje się przy ul. Kraśnickiej w Lublinie. Konstrukcję nośną stanowi żelbetowy szkielet w postaci monolitycznych stropów o grubości 0,28 m opartych na słupach rozstawionych w miarę regularnej siatce. Całość posadowiona jest na płycie fundamentowej o grubości 2,2 m w części centralnej, która wraz ze zbliżaniem się do krawędzi zmniejsza się schodkowo przez 1,3 m do 0,9 m, a lokalnie ma grubość 0,5 m.



Fot. 4.2 Budynek biurowy przy ul. Kraśnickiej w Lublinie (obiekt wysoki)

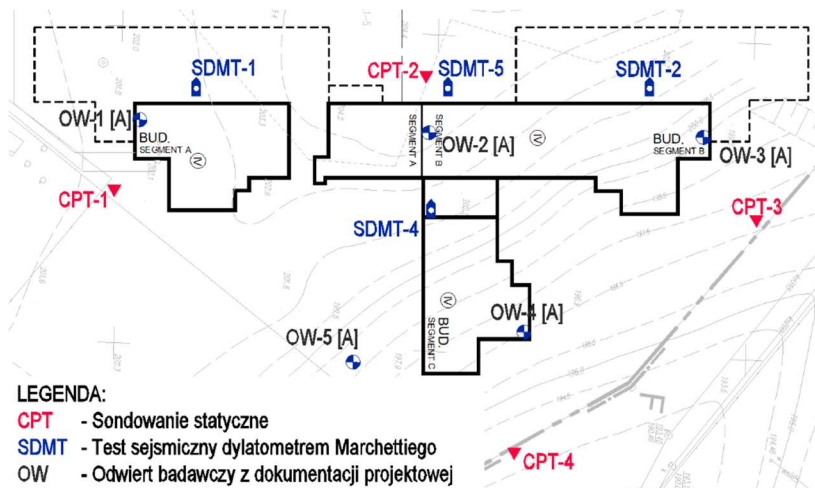
4.3. Badania połowe podłoża gruntowego

4.3.1. Wstęp

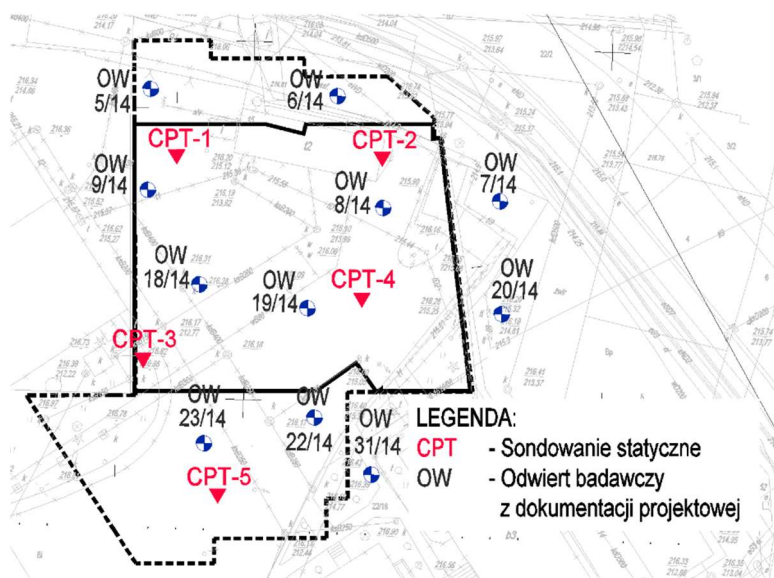
Analiza współpracy budynku z podłożem wymaga rozpoznania budowy podłoża gruntowego, jego zmienności oraz parametrów. Podstawową i najszerszej stosowaną w świecie metodą badawczą są odwierty, które dostarczają informacji na temat rodzaju gruntu zalegającego w podłożu oraz jego podstawowych cech. Pozwala to na określenie wydzielen stratygraficznych i litologicznych, co stanowi podstawę do opracowania planu poboru próbek do badań laboratoryjnych. W Polsce przyjęło się, że głównym parametrem charakteryzującym grunt (tzw. parametrem wiodącym), jest stopień plastyczności I_L w przypadku gruntów spoistych oraz stopień zagęszczenia I_D dla gruntów niespoistych. Założenie można uznać za wystarczające jedynie w przypadku prostych zagadnień inżynierskich i warunków gruntowych. Jednak dla złożonych i skomplikowanych warunków gruntowych, a także dla konstrukcji ściśle współpracujących z gruntem, założenia te okazują się niewystarczające.

Praca podłoża gruntowego, szczególnie spoistego, jest złożona i uzależniona od wielu czynników (nie tylko wilgotności), dlatego też, przy tworzeniu modelu geotechnicznego, należy bazować głównie na charakterystykach wytrzyma-

małościowych i odkształceniowych, otrzymanych z sondowań i badań laboratoryjnych. Odwierty badawcze należy traktować jako uzupełnienie badań, dające możliwość rozpoznania rodzaju gruntu i pobrania próbek do szczegółowych badań laboratoryjnych.



Rys. 4.1 Lokalizacja punktów badawczych – obiekt Cyprysowa



Rys. 4.2 Lokalizacja punktów badawczych – obiekt Kraśnicka

Profil geotechniczny powinien być wydzieleniem warstw o podobnych właściwościach fizycznych. Z tego względu, w niniejszej pracy przy opracowywaniu modelu geotechnicznego podłoża bazowano głównie na sondowaniach statycznych CPT oraz badaniach dylatometrem Marchettiiego DMT. W celu zweryfikowania rodzaju gruntu wykonano również odwierty badawcze oraz pobrano próbki do badań laboratoryjnych. Ze względu na ogólnie znane problemy z pobieraniem próbek o nienaruszonej strukturze i trudnością zachowania tej struktury, dla głównego obiektu Cyprysowa zdecydowano się na pobór próbek NNS już w trakcie trwania samej budowy z wykopu szerokoprzestrzennego. Na ogół jest to niemożliwe, ponieważ na etapie wykopu powinno znać się już charakterystykę podłoża, aby móc prawidłowo zaprojektować obiekt. Takie działanie możliwe jest jedynie w celach weryfikacyjnych. W tym przypadku, biorąc pod uwagę prowadzone badania naukowe, próbki pobrano bezpośrednio z wykopu. Dla obiektu Kraśnicka, próbki pobrano zarówno z wykopu, jak i z odwiertu za pomocą próbnika NNS.

Na mapach dokumentacyjnych przedstawiono rozmieszczenie punktów badawczych dla obiektów Cyprysowa (Rys. 4.1) oraz Kraśnicka (Rys. 4.2). Zaznaczono punkty badań przeprowadzonych przez autora, jak również komercyjnych, wykonanych przez firmy zewnętrzne do celów projektowych analizowanych obiektów.

4.3.2. Sondowanie sondą statyczną CPT

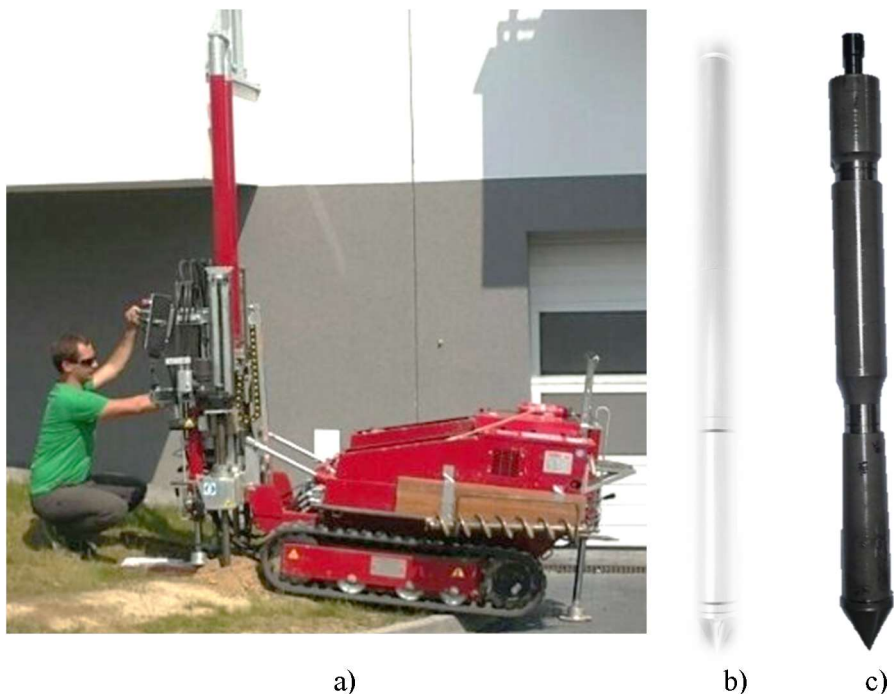
Terenowe badania statycznego sondowania CPT wykonywano przy użyciu samojezdnej statycznej sondy Pagani T63-150 o maksymalnym nacisku 150 kN. W badaniach na obiektach stosowano stożek mechaniczny Begemanna, który wciskano z prędkością 2 cm/s, a charakterystyki penetracji rejestrowano co 20 cm. W okresie wykonywania badań na obiekcie nie dysponowano stożkiem elektrycznym, a w późniejszym czasie nie było możliwości ponownego wykonania badań ze stożkiem elektrycznym. Odczytywane podczas badania wartości to opór pod podstawą stożka oraz łączny opór podstawy i poboczniczy tulei ciernej. Zastosowane stożki charakteryzowały się standardową geometrią: powierzchnia podstawy – 10 cm², powierzchnia tulei ciernej – 150 cm², wierzchołkowy kąt stożka – 60°. Wszystkie parametry badania odpowiadały standardom norm określających warunki sondowań statycznych [89], [94], [97].

Odczyty zarejestrowane podczas testów statycznego sondowania stanowiły podstawę do ich późniejszej interpretacji. W celu interpretacji danych oraz określenia parametrów geotechnicznych wydzielonych w podłożu warstw gruntów, dane przedstawiono za pomocą standardowych parametrów:

q_c – opór stożka – parametr ten charakteryzuje ogólną nośność podłoża,

f_s – tarcie na tulei ciernej,

R_f – współczynnik tarcia, służący do klasyfikacji gruntu ze względu na uziarnienie i sposób zachowania (*soil behavior type*).



Fot. 4.3 Sondowania statyczne CPT na obiekcie Cyprysowa: a) wykonywanie badania przez autora w punkcie CPT-1, b) widok stożka elektrycznego Mkj493 używanego do badań lessów w rejonie Lublina, c) stożek mechaniczny Begemanna używany na obiekcie Cyprysowa

Do identyfikacji budowy podłoża gruntowego przyjęto nomogram Robertsona zmodyfikowany i dostosowany do warunków polskich przez zespół Młynarka [73] oraz informacje z odwiertów badawczych. Jako wiążące do rozpoznania rodzaju gruntu przyjęto dane z otworów wiertniczych. Interpretacja i analiza sondowań jest szeroko opisywana w literaturze oraz została zestawiona w pracy Sikory [116].

Ponadto, opory sondowania wykorzystano do wyznaczenia następujących parametrów gruntowych:

- stopnia plastyczności I_L lessów na podstawie własnej formuły [82]:

$$I_L = 0,76 - 0,17q_c, \quad (4.1)$$

oraz dla gruntów spoistych innych niż lessowe zgodnie z formułami zawartymi w normie PN-B-04452 [89];

- stopnia zagęszczenia I_D gruntów niespoistych zgodnie z normą Eurokod 7 [94];
- wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odplywu c_u zgodnie z normami Eurokod 7 [94] oraz PN-B-04452 [89], ze wzoru:

$$c_u = \frac{(q_c - \sigma_{v0})}{N_{kt}}, \quad (4.2)$$

gdzie σ_{v0} to naprężenia geostatyczne w poziomie pomiaru q_c , a N_{kt} to współczynnik empiryczny przyjmowany w zależności od rodzaju gruntu. Dla lessów na podstawie badań Frankowskiego [19] przyjęto $N_{kt} = 40$, natomiast dla pozostałych gruntów N_{kt} przyjęto w zakresie 10÷25 w zależności od rodzaju i genezy;

- efektywnego kąta tarcia wewnętrznego gruntów niespoistych φ' zgodnie z tab. D.1 z normy Eurokod 7 [94];
- modułu ściśliwości M wyznaczonego zgodnie z wytycznymi Eurokodu 7 [94]. Zgodnie z przytoczoną normą, moduł ściśliwości wyznacza się na podstawie zależności Sanglerat'a [111] ze wzoru:

$$M = \alpha_m q_c. \quad (4.3)$$

Sanglerat [111] proponuje przyjmowanie współczynnika empirycznego α_m w zakresie wartości 1÷8, w zależności od rodzaju gruntu i oporów sondowania. Dla gruntów mocniejszych przyjmuje się mniejsze wartości. Podobną formułę podaje Ciloglu [12], według którego α_m powinno się zawierać w zakresie wartości 3,1÷13,5 w zależności od wskaźnika plastyczności i zawartości frakcji drobnoziarnistych. Nieznacznie skorygowaną zależność w postaci:

$$M = \alpha_m (q_t - \sigma_{v0}), \quad (4.4)$$

podaje Sennehet [114] gdzie α_m przyjmuje się w zakresie wartości 5÷15 dla prekonsolidowanych gruntów oraz 4÷8 dla normalnie skonsolidowanych. Inną korelację:

$$M = 8,25(q_t - \sigma_{v0}), \quad (4.5)$$

podają Kulhawy i Mayne [48], przyjmując stały współczynnik α_m . Zależność tę stosowali Młynarek i Wierzbicki dla lessów z okolic Łańcuta (por. [74], [131]). Frankowski [22] dla lessów z Kazimierza Dolnego wyznaczył dla formuły (4.3) współczynnik $\alpha_m = 2,5$. Wynik ten został otrzymany na podstawie obliczeń, w których moduł ściśliwości wyznaczono z badań edometrycznych. Badania edometryczne zgodnie z krzywą zmiany sztywności (Rys. 2.6) odpowiadają odkształceniom plastycznym w zakresie dużych odkształceń, a więc warunkom pracy dalekim od występujących pod typowymi fundamentami. Dlatego nie wykorzystano tego współczynnika w dalszych obliczeniach. Uwzględniając powyższe dane literaturowe oraz po przeprowadzeniu własnych analiz, dla lessów zdecydowano się przyjąć formułę (4.3) ze współczynnikiem $\alpha_m = 6$. W dalszych obliczeniach potwierdzono, że jest to wartość prawidłowa;

- pierwotnego modułu odkształcenia podłoża $E_{0,CPT}$ zgodnie z zaleceniami Pisarczyka [104] ze wzoru:

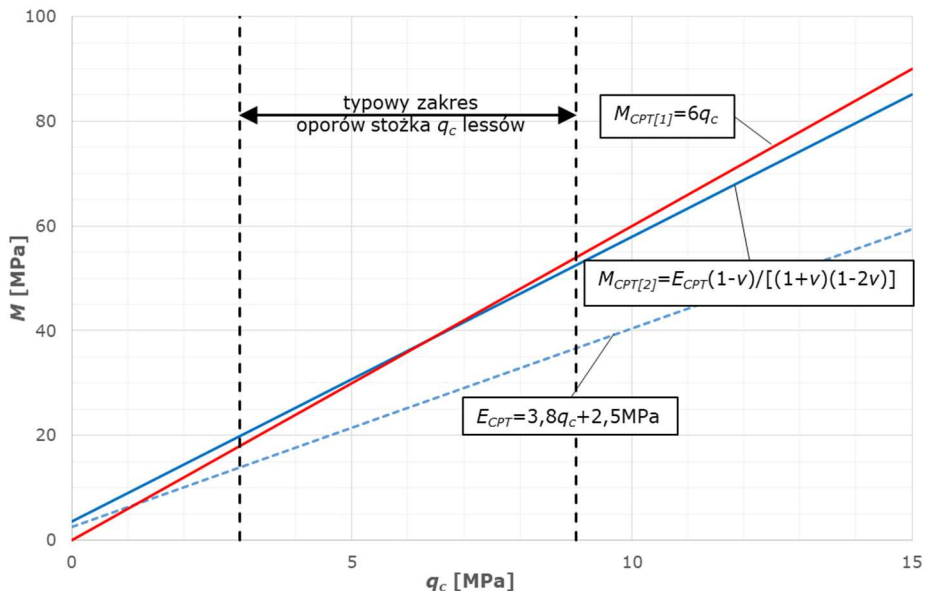
$$E_{0,CPT} = 3,8q_c + 2,5 \text{ MPa} \quad (4.6)$$

dla gruntów spoiстых, oraz

$$E_{0,CPT} = 3,4q_c + 13 \text{ MPa} \quad (4.7)$$

dla gruntów niespoistych.

Przeprowadzono krótką analizę porównawczą parametrów ściśliwości interpretowanych z sondowań statycznych. Porównano moduł ściśliwości obliczony ze wzoru Sanglerata'a (4.3) ze współczynnikiem $\alpha_m = 6$, który oznaczono jako $M_{CPT[1]}$, z modułem odkształcenia podłoża $E_{0,CPT}$ oszacowanego ze wzoru (4.5) i przeliczonego za pomocą wzoru (2.13) na moduł ściśliwości oznaczony jako $M_{CPT[2]}$. Porównanie przedstawiono na Rys. 4.3. Wynika z niego, że moduły ściśliwości oszacowane obydwoma formułami dają bardzo zbliżone wyniki dla zakresu oporu stożka q_c typowego dla lessów lubelskich. Dla wartości średniej oporu stożka dla lessów, to jest q_c około 6,5 MPa, moduł ściśliwości M_{CPT} oszacowany obydwoma formułami wynosi około 39 MPa. Dla $q_c < 6,5$ MPa moduł ściśliwości wyznaczony z zależności Sanglerant'a otrzymuje niższe wartości niż oszacowany z modułu odkształcenia $E_{0,CPT}$, natomiast dla $q_c > 6,5$ MPa, jest odwrotnie. Dla typowego zakresu oporów stożka dla lessów $q_c = 3 \div 9$ MPa, stosunek $M_{CPT[1]}/M_{CPT[2]}$ wynosi od 0,9 dla $q_c = 3$ MPa do 1,03 dla $q_c = 9$ MPa, co oznacza, że dla mocniejszych lessów różnice są tak niewielkie, że zasadniczo nie ma znaczenia, z którego wzoru korzystamy. Natomiast dla lessów słabszych różnica jest większa i wzrasta wraz ze spadkiem q_c . Bardziej niekorzystne parametry otrzymamy z formuły Sanglerant'a (4.3).



Rys. 4.3 Porównanie modułów ściśliwości interpretowanych z sondowań statycznych CPT za pomocą różnych formuł

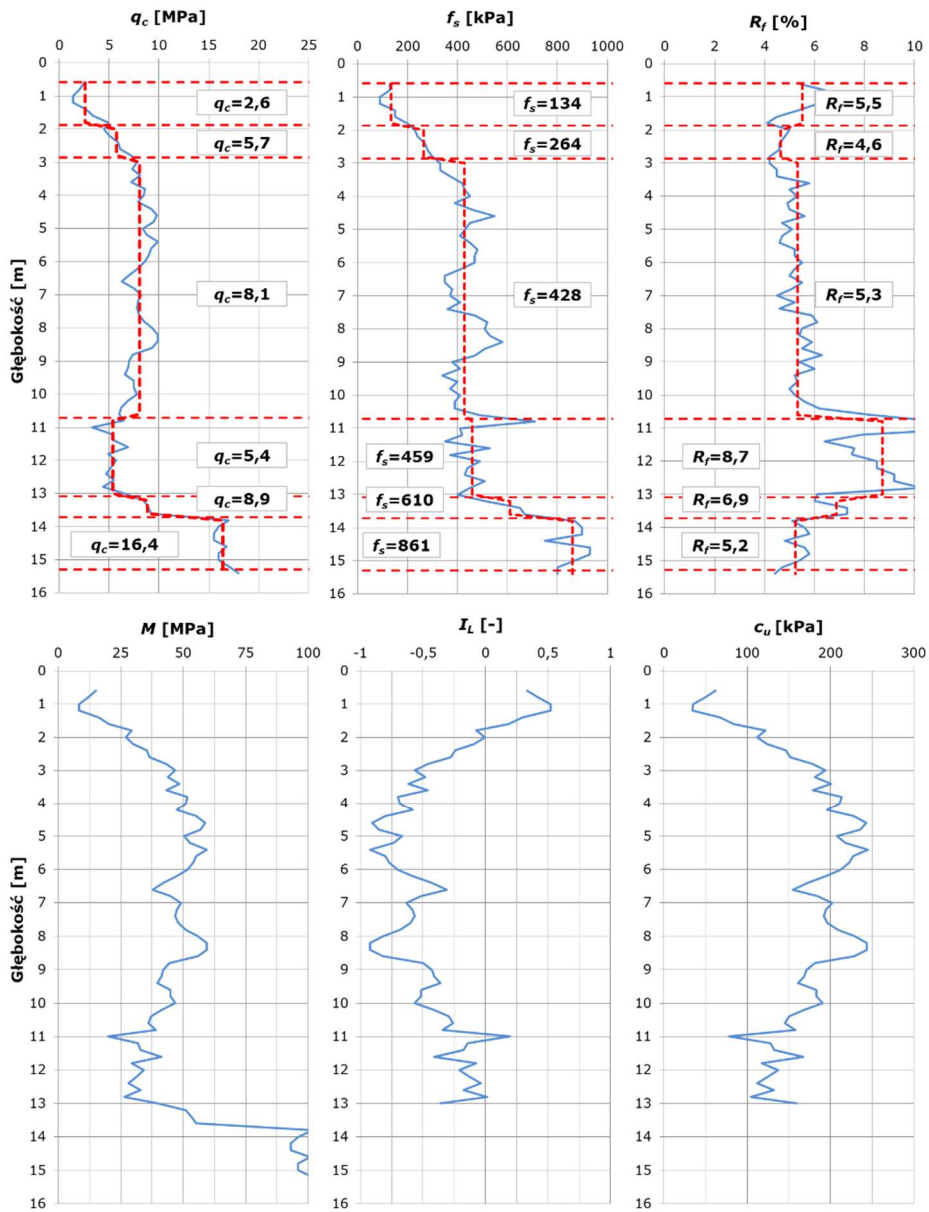
Podstawowe parametry sondowań wykonanych na obiektach, przedstawiono na wykresach. Dla obiektu Cyprysowa wykonano 4 sondowania:

- CPT-1 (Rys. 4.4),
- CPT-2 (Rys. 4.5),
- CPT-3 (Rys. 4.6),
- CPT-4 (Rys. 4.7),

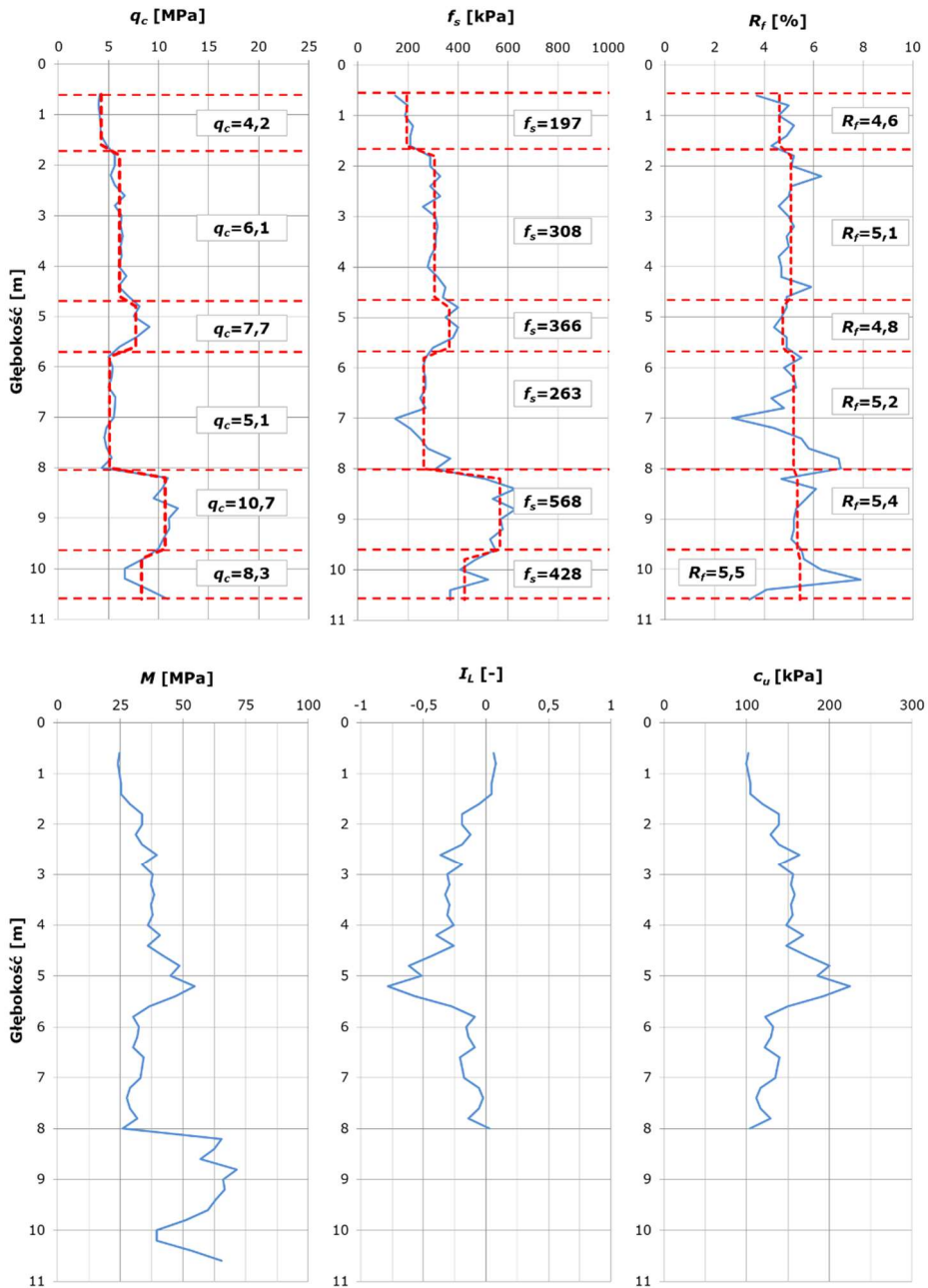
natomiast dla obiektu Kraśnicka dysponowano wynikami pięciu sondowań wykonanych i udostępnionych przez firmę Geoteko:

- CPT-1 (Rys. 4.8),
- CPT-2 (Rys. 4.9),
- CPT-3 (Rys. 4.10),
- CPT-4 (Rys. 4.11),
- CPT-5 (Rys. 4.12).

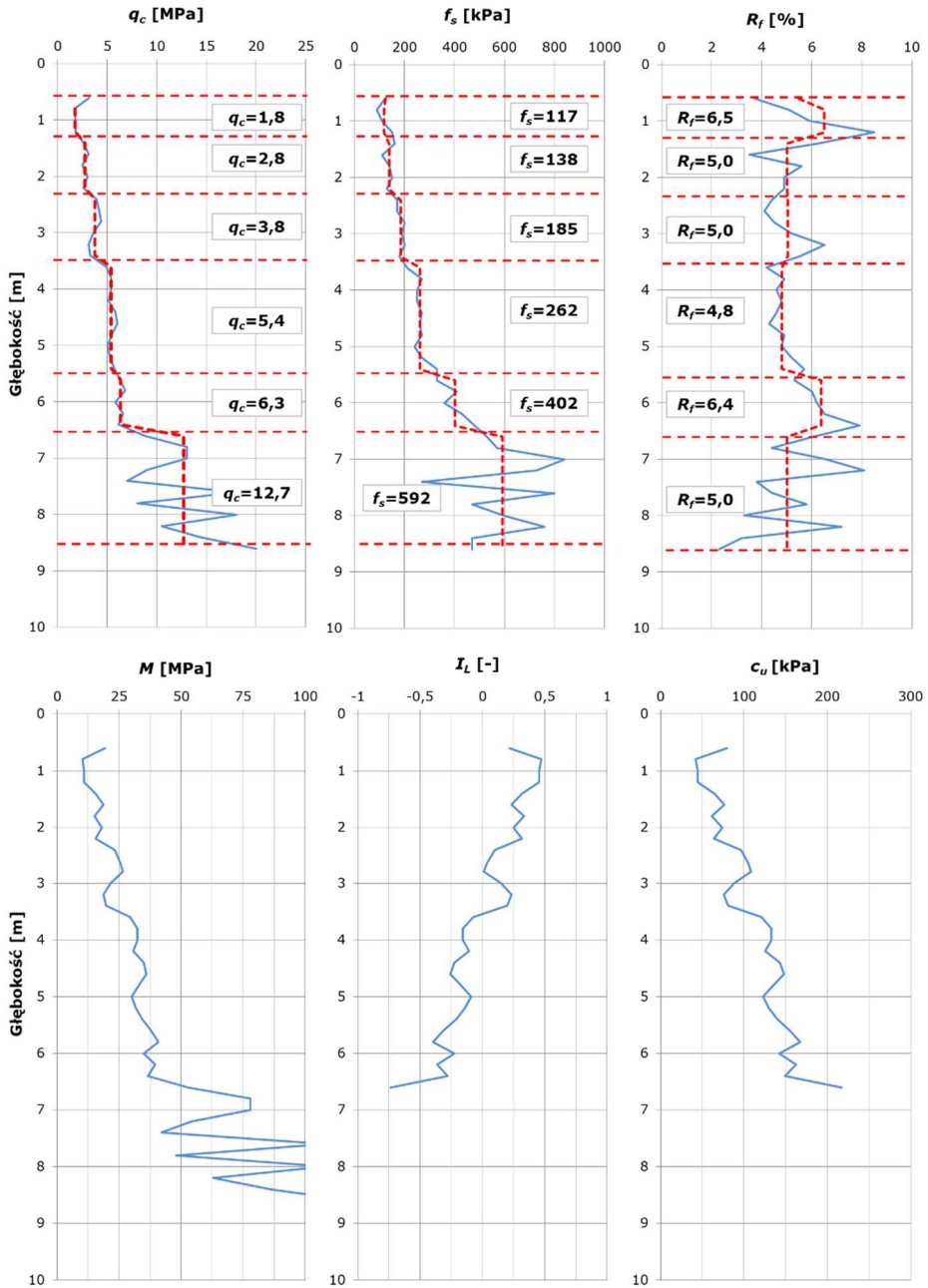
Podział na warstwy podłoża wykonano na podstawie klasyfikacji gruntu oraz charakterystyk sondowania. Z profilu ciągłego, opisanego charakterystykami co 20 cm, wydzielono warstwy o parametrach reprezentatywnych wyznaczonych z oporu pod podstawą stożka. Za wartość reprezentatywną oporu stożka dla danej warstwy przyjęto wartość średnią. Wartości skrajnie wysokie odrzucono. Podział na warstwy pokazano jedynie na wykresach parametrów podstawowych.



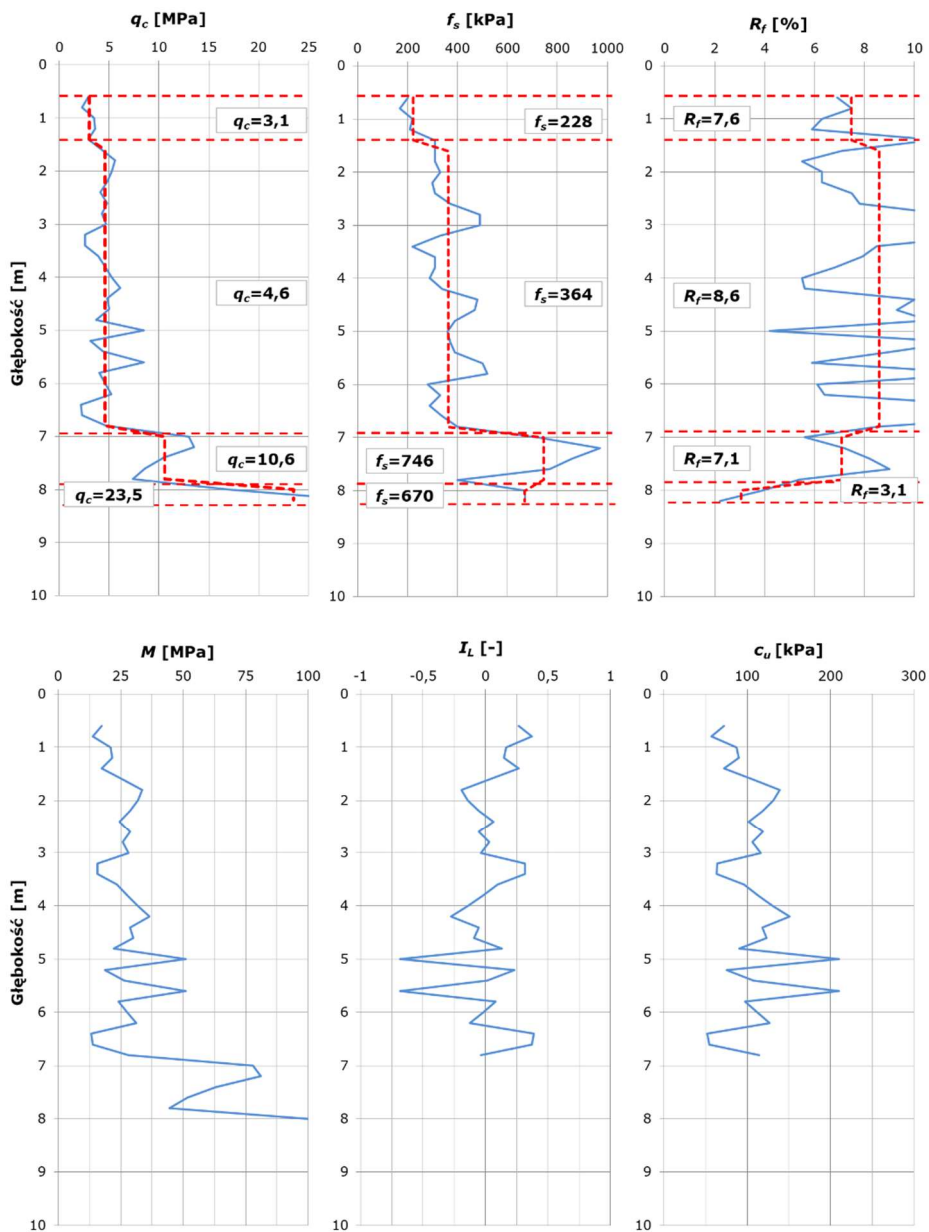
Rys. 4.4 Parametry sondowania CPT-1 – obiekt Cyprysowa



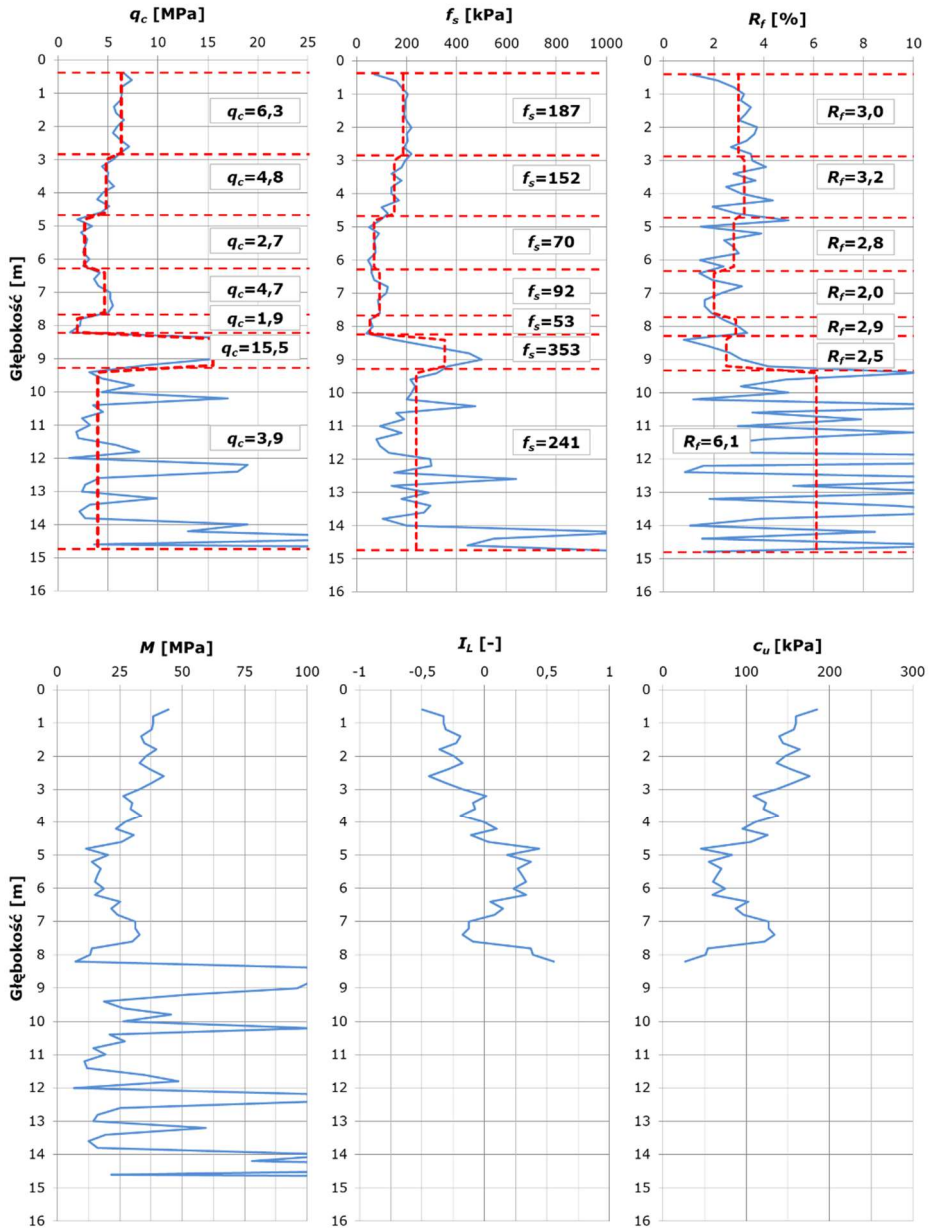
Rys. 4.5 Parametry sondowania CPT-2 – obiekt Cyprysowa



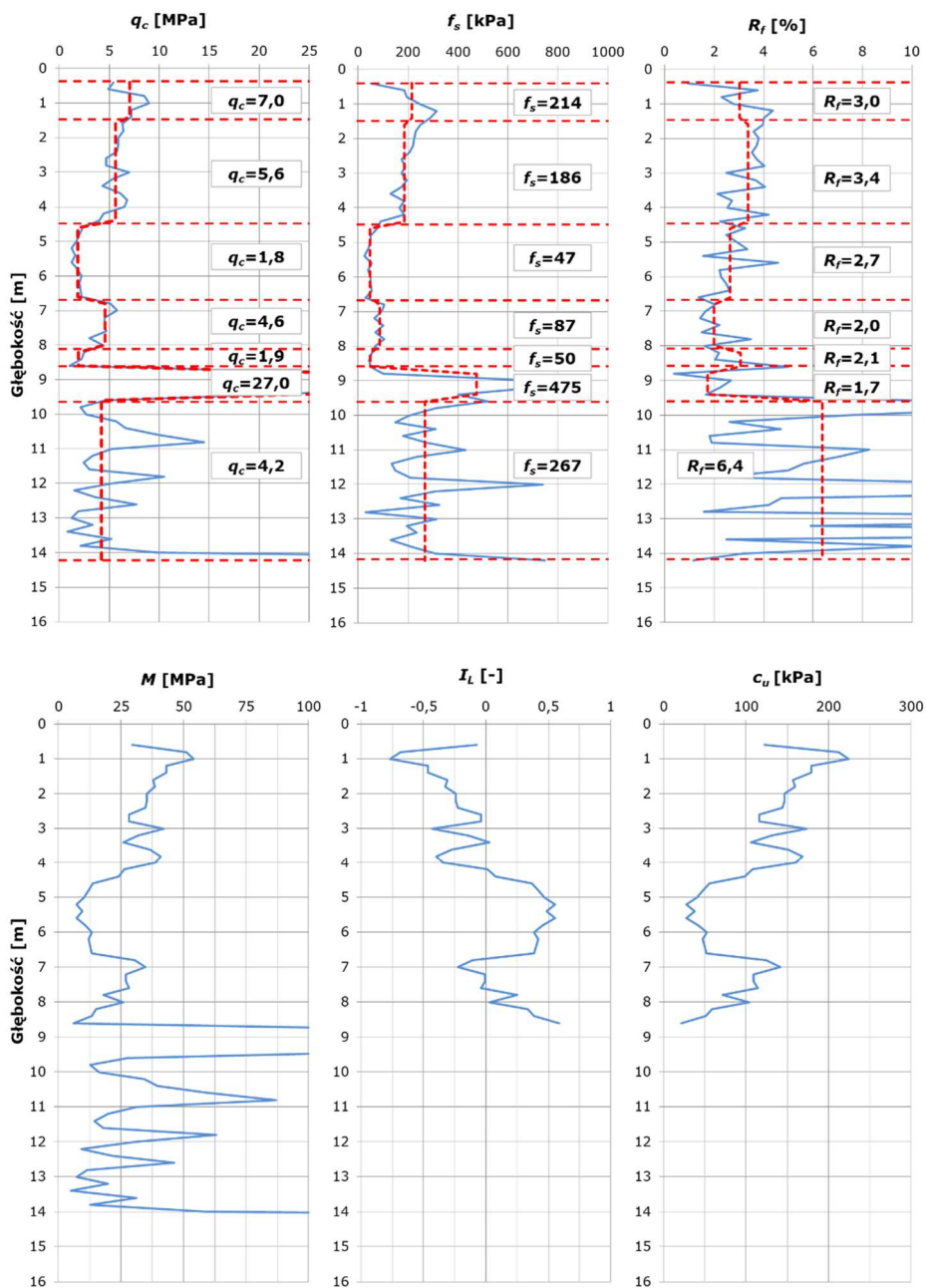
Rys. 4.6 Parametry sondowania CPT-3 – obiekt Cyprysowa



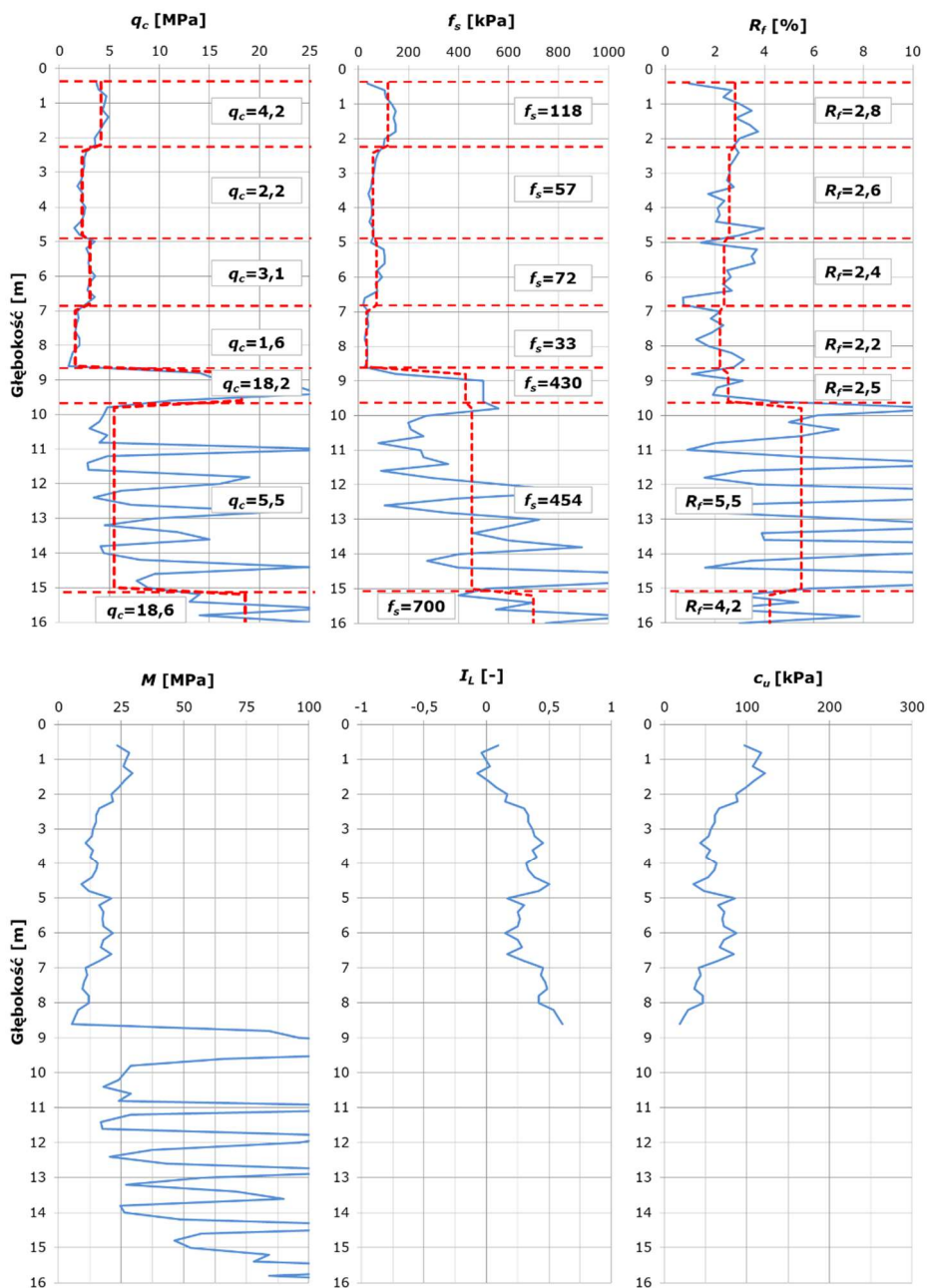
Rys. 4.7 Parametry sondowania CPT-4 – obiekt Cyprysowa



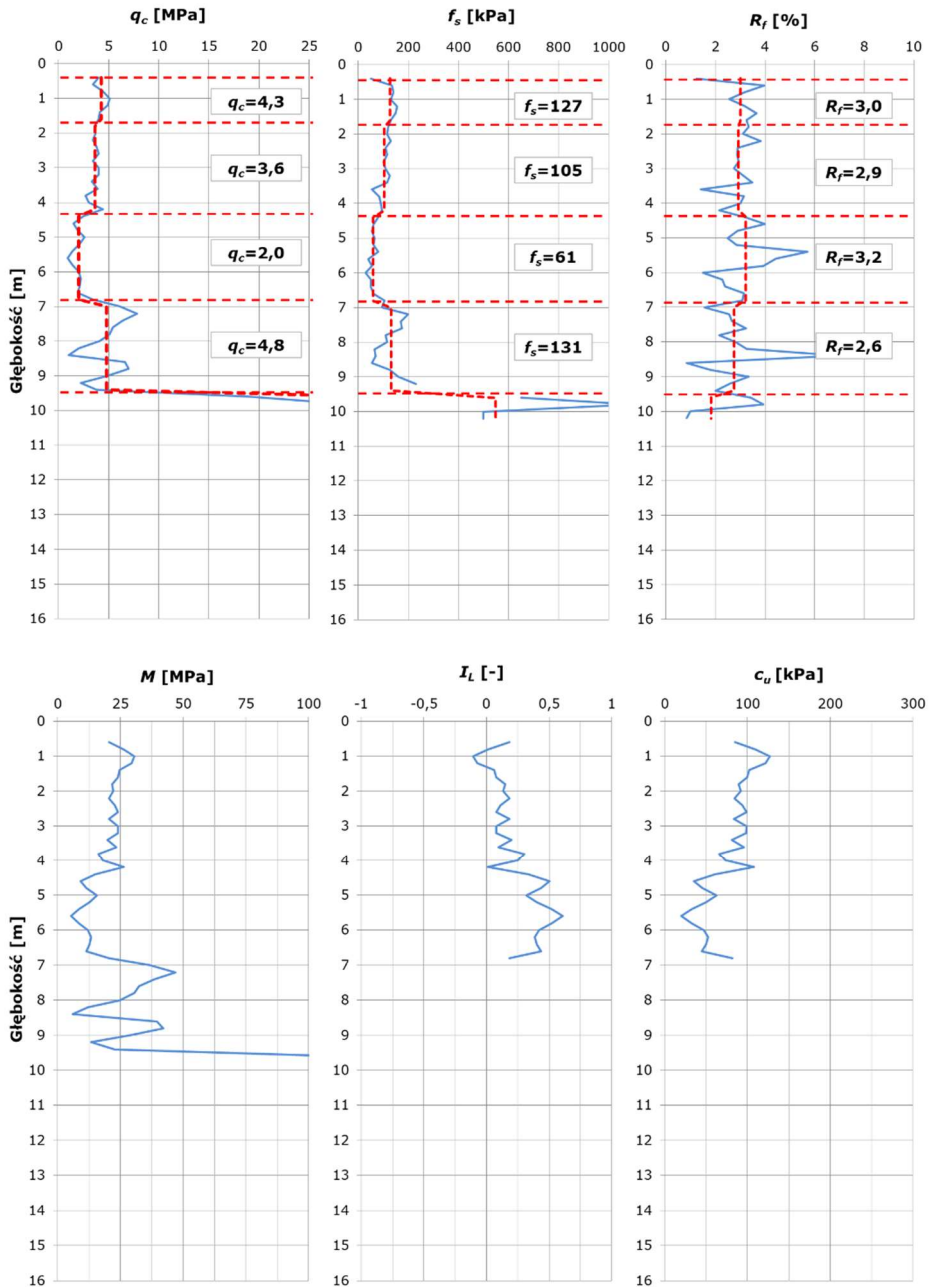
Rys. 4.8 Parametry sondowania CPT-1 – obiekt Kraśnicka



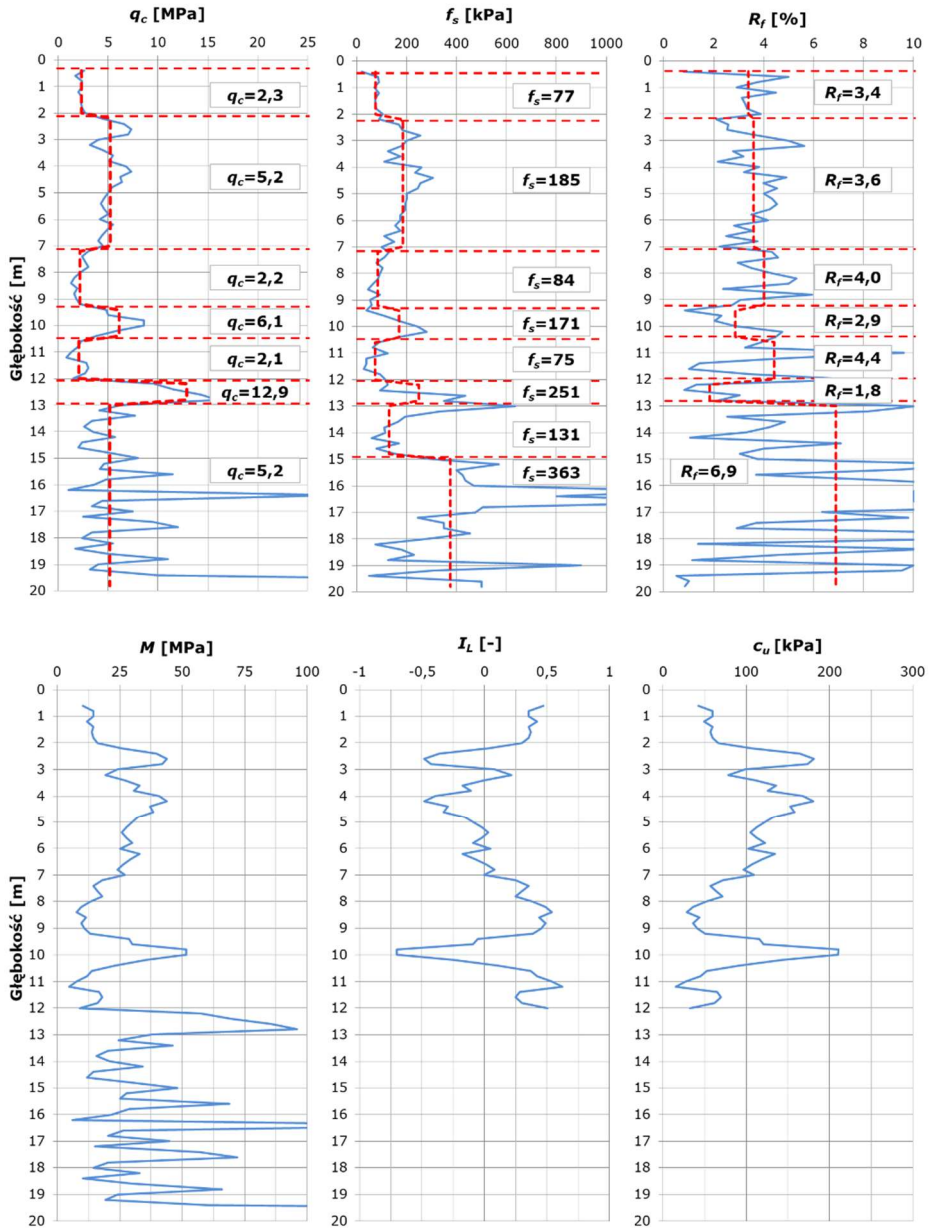
Rys. 4.9 Parametry sondowania CPT-2 – obiekt Kraśnicka



Rys. 4.10 Parametry sondowania CPT-3 – obiekt Kraśnica



Rys. 4.11 Parametry sondowania CPT-4 – obiekt Kraśnicka



Rys. 4.12 Parametry sondowania CPT-5 – obiekt Kraśnica

Podsumowując wykonane sondowania statyczne, stwierdza się, że dla obiektu Cyprysowa, podłoże lessowe pod fundamentami budynku charakteryzuje się oporami stożka q_c w zakresie 4,6÷8,1 MPa, ze średnią wartością 5,3 MPa. Otrzymane wartości świadczą o tym, że lessy w tym rejonie można uznać jako dobre podłoże nośne i reprezentatywne dla terenu Lublina. Ponadto, dla otrzymanego zakresu q_c , różnice w modułach ścisłości oszacowanych za pomocą przyjętych i przedstawionych na Rys. 4.3 formuł są znikome.

Dla obiektu Kraśnicka, opory stożka q_c w warstwach bezpośrednio poniżej poziomu posadowienia wahają się od 3,7 MPa do 5,6 MPa ze średnią wartością 4,5 MPa, co również można uznać za dobre podłoże nośne, chociaż poniżej średniej ogólnej dla lessów lubelskich. Jednak w głębszych partiach podłoża, warunki gruntowe się pogarszają, a opory stożka wahają się w zakresie wartości 1,5÷4,5 MPa, przyjmując średnią 2,4 MPa. Wartości te należy uznać za niekorzystne, w kontekście parametrów uzyskiwanych w lessach na terenie Lublina opisanych w rozdziale 3. Ponadto, dla głębiej występujących słabszych warstw, różnice w modułach ścisłości oszacowanych na podstawie przyjętych formuł są znaczne.

W dalszej części pracy, charakterystyki sondowania posłużą do określenia modelu obliczeniowego w formie przekrojów geotechnicznych oraz wydzielenia warstwy geotechniczne. Opory stożka zostaną przeliczone na moduły ścisłości, które następnie zostaną wykorzystane w analizach numerycznych.

4.3.3. Badania dylatometrem Marchettiego

Badania dylatometrem Marchettiego SDMT na obiekcie Cyprysowa wykonano we współpracy i z wykorzystaniem sprzętu Katedry Geoinżynierii SGGW. Testy przeprowadzono za pomocą sondy Hyson 200 kN firmy Van der Berg (Fot. 4.4).



a)

b)



c)

Fot. 4.4 Badanie dylatometrem Marchettiego SDMT na obiekcie Cyprysowa, przy współpracy z zespołem badawczym Katedry Geoinżynierii SGGW: a) łopatką DMT, b) zestaw pomiarowy, c) przebieg badania

Dylatometr Marchettiego standardowo składa się z płaskiej, stalowej łopatki, na której znajduje się kołowa, elastyczna membrana oraz z jednostki kontrolno-pomiarowej z odczytem ciśnienia. Podczas wykonywania badania, łopatkę wciska się pionowo w grunt, a następnie w interwałach najczęściej równych 0,2 m (czasem 0,1 lub 0,5 m) wykonuje się pomiary, podczas których z poziomu terenu za pomocą przewodu pneumatycznego zadaje się ciśnienie gazu na membranę. Podczas tego działania membrana odkształca się w kierunku gruntu i wykonywane są odczyty A i B. Odczyt A jest wartością ciśnienia gazu otrzymaną w początkowej fazie ruchu membrany (przesunięcie środka membrany o 0,05 mm), która powoduje zetknięcie z otaczającym ją gruntem. Odczyt B jest wartością ciśnienia uzyskaną przy dodatkowym przemieszczeniu środka membrany w kierunku gruntu o około 1,05 mm co łącznie daje 1,1 mm. Czasem rejestruje się również trzeci odczyt C, odpowiadający ciśnieniu gazu po powrocie membrany do pozycji początkowej. Wykonane odczyty są korygowane o poprawki ΔA i ΔB , które wynikają ze sztywności własnej membrany. Membrana w pozycji neutralnej znajduje się pomiędzy pozycjami A oraz B. Poprawka ΔA odpowiada ciśnieniu niezbędnemu do przemieszczenia membrany z pozycji neutralnej do pozycji A. Poprawka ΔB , analogicznie odpowiada ciśnieniu niezbędnemu do przemieszczenia membrany z pozycji neutralnej do pozycji B. Odczyty ΔA i ΔB są wykonywane poprzez wygenerowanie w układzie nadciśnienia i podciśnienia. Poprawki należy wyznaczać przed badaniem oraz po badaniu, a ich wartości nie powinny się znacząco różnić. Znaczna różnica w odczytach najczęściej jest związana z mechanicznym uszkodzeniem membrany podczas badania. Wyznaczone poprawki mają szczególne znaczenie w gruntach słabonośnych, gdy odczyty A i B są bardzo niskie i są wartościami zbliżone do samych poprawek. Wykorzystany w badaniach dylatometr wyposażony był dodatkowo w moduł sejsmiczny do pomiaru prędkości fali poprzecznej. Moduł sejsmiczny znajduje się w żerdzi bezpośrednio za łopatką pomiarową DMT i składa się z dwóch geofonów oddalonych od siebie o 0,5 m, stanowiących odbiorniki do pomiaru fali poprzecznej generowanej podczas badania. Pomiar prędkości fali wykonuje się zazwyczaj w interwałach głębokości co 0,5 m. Fala wywoływana jest poprzez uderzenie młotem w „stalowy but” dociśnięty do podłoża, a następnie dociera najpierw do górnego odbiornika, a potem do dolnego. Procedurę badania pokazano na Fot. 4.5. Ruch cząstek gruntowych, który pojawia się wraz z propagacją fali poprzecznej odpowiada bardzo małym odkształceniom postaciowym ośrodka gruntowego. Prędkość rozchodzenia się fali poprzecznej stanowi podstawę do wyznaczenia początkowego modułu ścinania [23], [52], [63].



Fot. 4.5 Test dylatometrem sejsmicznym SDMT (badania własne lessów Lublina opisane w rozdziale 3 – lokalizacja Lublin, ul. Jutrzenki): a) wywoływanie fali poprzecznej, b) rejestracja fali zestawem pomiarowym

Interpretacja badań dylatometrycznych opiera się na trzech podstawowych wskaźnikach: wskaźniku materiałowym I_D , wskaźniku naprężenia bocznego K_D oraz module dylatometrycznym E_D . Wymienione wskaźniki wyznacza się następująco:

$$I_D = \frac{(p_1 - p_0)}{(p_1 - u_0)}, \quad (4.8)$$

$$K_D = \frac{(p_0 - u_0)}{\sigma'_{v0}}, \quad (4.9)$$

$$E_D = 34,7(p_1 - p_0), \quad (4.10)$$

gdzie:

p_0 – ciśnienie kontaktu membrany z gruntem,

p_1 – ciśnienie przemieszczenia membrany o 1,1 mm,

u_0 – ciśnienie hydrostatyczne wody w porach,

σ'_{v0} – naprężenie efektywne in situ.

Wskaźnik materiałowy służy głównie do określenia rodzaju gruntu. Uogólniając, $I_D = 1,8$ jest granicą pomiędzy gruntami spoistymi, a niespoistymi. Im mniejsze I_D tym grunt bardziej spoisty, natomiast wraz ze wzrostem wielkości frakcji, rośnie wskaźnik I_D . Podobnie jak wskaźnik R_f przy interpretacji sondowań statycznych, wskaźnik materiałowy I_D z testów DMT określa sposób zachowania gruntu, a nie klasyfikuje go na podstawie uziarnienia jak przyjmuje się w normach.

Współczynnik naprężenia bocznego K_D jest wykorzystywany do wyznaczenia wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu c_u oraz szacowania wartości

współczynnika parcia bocznego K_0 . Zgodnie z zależnościami Marchettiego wytrzymałość na ścinanie w warunkach bez odpływu $c_{u,DMT}$ oraz współczynnik parcia bocznego K_0 dla gruntów o wskaźniku $I_D < 1,2$ można wyznaczyć z wyrażen:

$$c_{u,DMT} = 0,22\sigma'_{v0} (0,5 K_D)^{1,25}, \quad (4.11)$$

$$K_{0,DMT} = (K_D / 1,5)^{0,47} - 0,6. \quad (4.12)$$

Moduł dylatometryczny E_D określa zależność między naprężeniem działającym na membranę oraz jej przemieszczeniem. Moduł ten nie służy jednak do bezpośrednich obliczeń osiadania, a jedynie odzwierciedla sztywność gruntu i do obliczeń może być wykorzystany po uwzględnieniu historii naprężenia bocznego, opisanego wskaźnikiem K_D . Do wyznaczenia osiadań służy dylatometryczny moduł ściśliwości M_{DMT} wyliczany z formuły Marchettiego [63] w postaci:

$$M_{DMT} = R_M E_D, \quad (4.13)$$

gdzie

dla $I_D \leq 0,6$	$R_M = 0,14 + 2,36 \log K_D,$
dla $0,6 < I_D < 3$	$R_M = R_{M,D} + (2,5 R_{M,D}) \log K_D$
dla $I_D \geq 3$	$R_M = 0,5 + 2 \log K_D$
	$R_{M,D} = 0,14 + 0,15(I_D - 0,6),$
jeżeli $K_D > 10$	$R_M = 0,32 + 2,18 \log K_D,$
jeżeli $R_M < 0,85$	przyjąć $R_M = 0,85.$

Kolejnym ważnym parametrem jest wskaźnik prekonsolidacji OCR , do którego wyznaczania pierwotnie używano formuły Marchettiego [63], rozwiniętej później przez Mayne'a i Martin'a [70] w postaci:

$$OCR_{DMT} = (0,5 K_D)^{1,56} \quad \text{dla gruntów o } I_D < 1,2, \quad (4.14)$$

$$OCR_{DMT} = (m K_D)^n \quad \text{dla gruntów o } 1,2 < I_D < 2,0 \quad (4.15)$$

gdzie

$$m = 0,5 + 0,17p,$$

$$n = 1,56 + 0,35p,$$

$$p = (I_D - 1,2) / 0,8,$$

$$OCR_{DMT} = (0,67 K_D)^{1,91} \quad \text{dla gruntów o } I_D > 2,0. \quad (4.16)$$

Obecnie dla gruntów gliniastych, a więc o wskaźniku materiałowym $I_D < 1,2$, istnieje wiele rozwinięć pierwotnej formuły Marchettiego, uwzględniających przede wszystkim rodzaj gruntu i regionalne uwarunkowania. Natomiast dla

gruntów pylastych i w szczególności piaszczystych, czyli o $I_D > 1,2$ wyznaczenie OCR jest dużo trudniejsze i najczęściej wiąże się je z oporem stożka q_c [64], a więc wymaga dodatkowo wykonania sondowania statycznego CPT.

Kąt tarcia dla gruntów niespoistych o wskaźniku materiałowym $I_D > 1,8$ wyznacza się ze wzoru:

$$\varphi_{DMT} = 28 + 14,6 \log K_D - 2,1 \log^2 K_D. \quad (4.17)$$

Z testów sejsmicznych, w pracy wyznaczono także początkowy moduł ścinania G_0 , ze wzoru:

$$G_0 = \rho V_s^2, \quad (4.18)$$

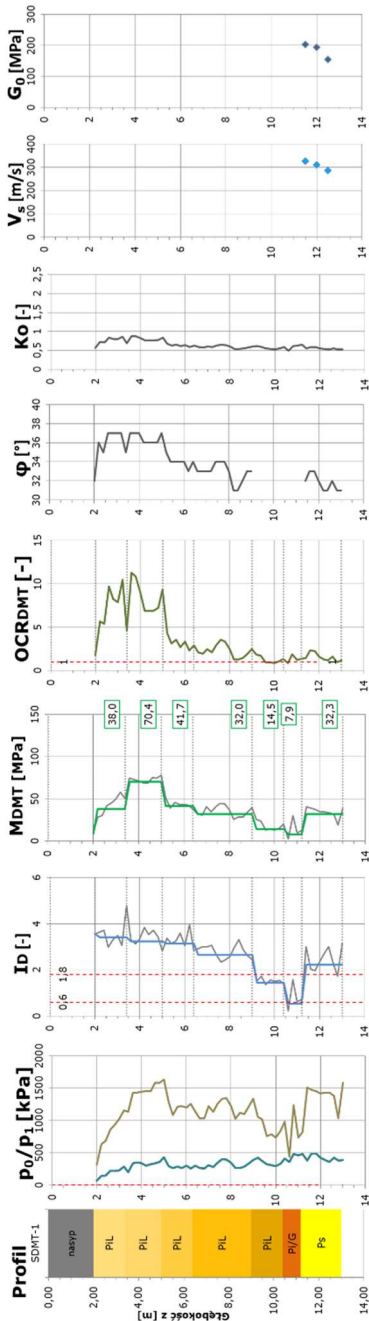
gdzie:

ρ – gęstość ośrodka gruntowego,

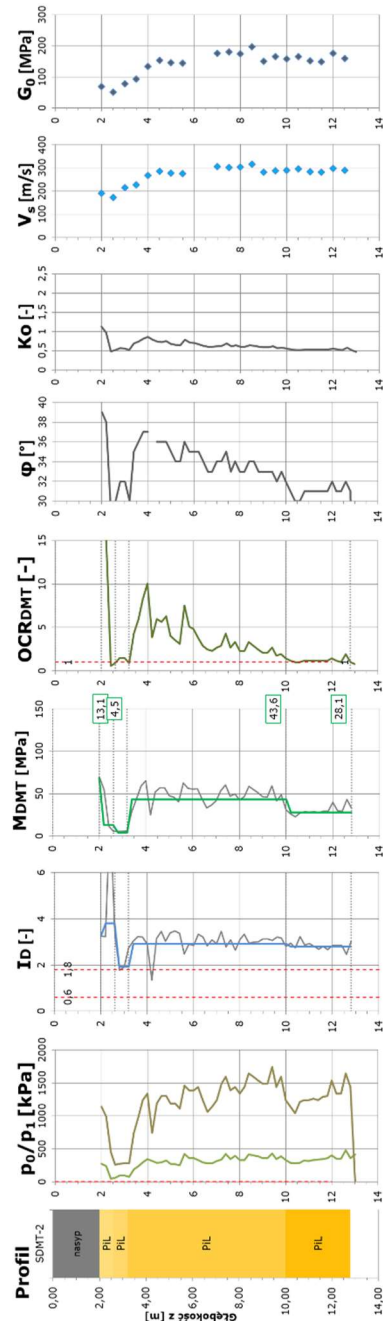
V_s – prędkość fali poprzecznej zmierzona w teście SDMT.

Wymienione interpretacje opierają się głównie na formułach pierwotnie opracowanych i zalecanych przez Marchetti'ego, opublikowanych po raz pierwszy w 1980 roku i aktualizowanych co pewien czas [62]–[64]. Obecnie, oprócz interpretacji podstawowych istnieje szereg zależności wyprowadzonych przez innych badaczy dla gruntów z całego świata. W Polsce, na szeroką skalę, analizy z zakresu interpretacji wyników badań dylatometrycznych prowadzą między innymi Lechowicz, Rabarijoely, Bajda (por. [49], [51], [52], [107]) oraz Młynarek i Wierzbiński (por. [72], [74], [131]).

Na obiekcie Cyprysowa początkowo planowano wykonanie testów w pięciu punktach. Ostatecznie ze względu na brak możliwości dojazdu do punktu DMT-3 wykonano cztery badania. Podstawowe parametry testów DMT, wykonanych na obiekcie Cyprysowa przedstawiono na Rys. 4.13 oraz Rys. 4.14. Wybrane, reprezentatywne wykresy prędkości fali poprzecznej, rejestrowane podczas testów sejsmicznych, przedstawiono na Rys. 4.15. Kolorem niebieskim oznaczony jest sygnał docierający do górnego odbiornika, natomiast kolorem czerwonym do dolnego odbiornika. Na wykresach po lewej stronie pokazano sygnały bezpośrednio zarejestrowane, natomiast po prawej stronie sygnały przesunięte.

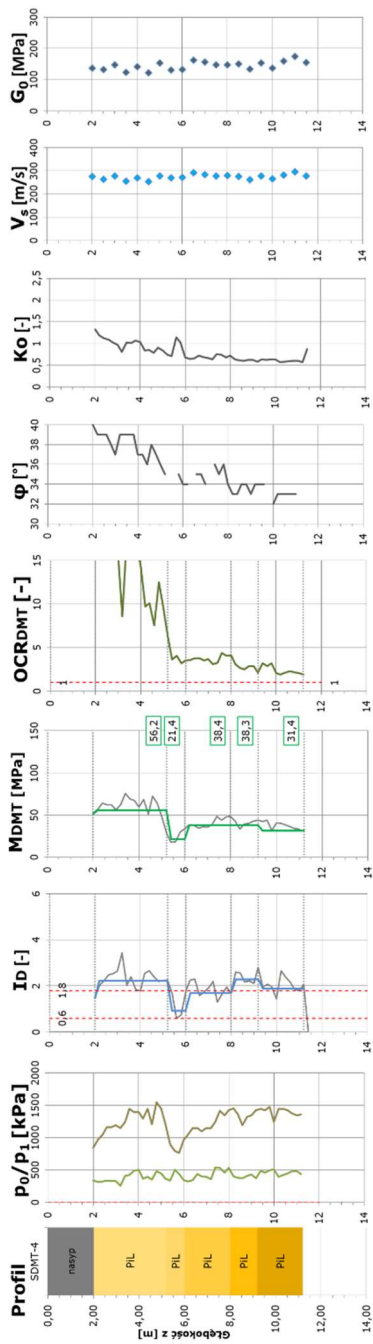


a)

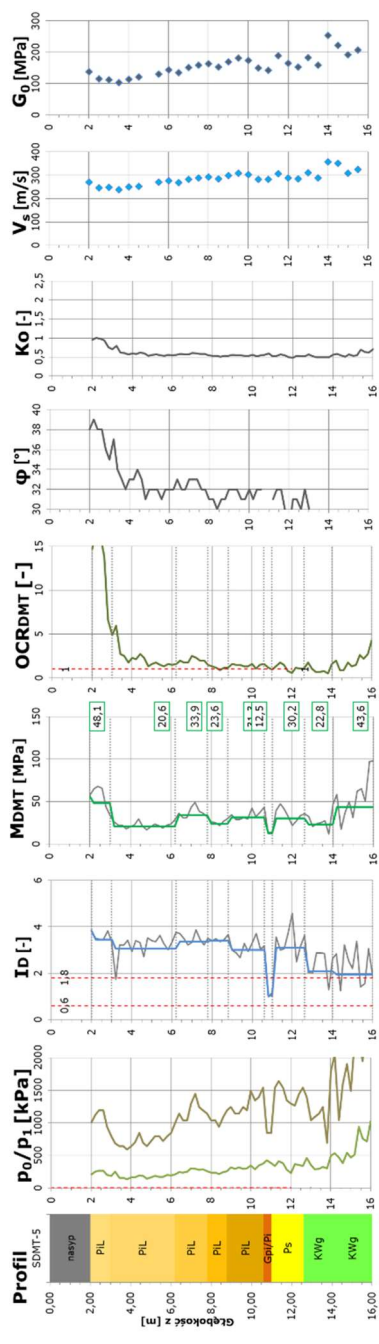


b)

Rys. 4.13 Wyniki testów SDMT na obiekcie Cyprysowa: a) SDMT-1, b) SDMT-2

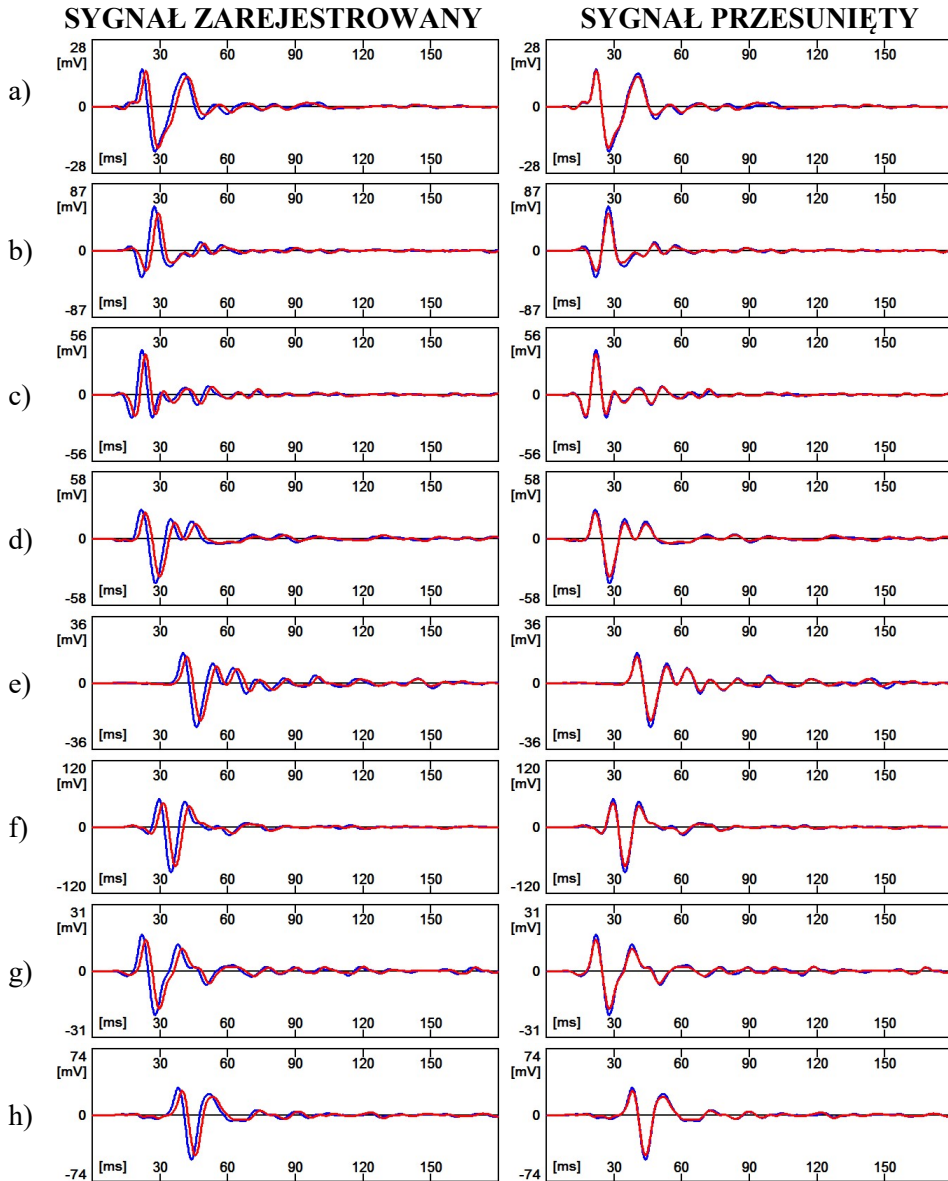


a)



b)

Rys. 4.14 Wyniki testów SDMT na obiekcie Cyprysowa: a) SDMT-4, b) SDMT-5



Rys. 4.15 Wybrane obrazy fali poprzecznej rejestrowane podczas badania SDMT:

SDMT-1 głębokość 12,0 m, zmierzona prędkość $V_s = 311$ m/s,
SDMT-2 głębokość 4,0 m, zmierzona prędkość $V_s = 267$ m/s,
SDMT-2 głębokość 8,5 m, zmierzona prędkość $V_s = 311$ m/s,
SDMT-4 głębokość 5,5 m, zmierzona prędkość $V_s = 269$ m/s,
SDMT-4 głębokość 8,0 m, zmierzona prędkość $V_s = 282$ m/s,
SDMT-5 głębokość 4,5 m, zmierzona prędkość $V_s = 252$ m/s,
SDMT-5 głębokość 6,5 m, zmierzona prędkość $V_s = 271$ m/s,
SDMT-5 głębokość 8,0 m, zmierzona prędkość $V_s = 294$ m/s

Testy dylatometryczne wykonano tylko dla obiektu Cyprysowa. Otrzymane wyniki, podobnie jak rezultaty sondowań statycznych, były podstawą do wydzielenia warstw geotechnicznych i ich opisu parametrycznego. Głównym parametrem wykorzystanym w analizach był moduł dylatometryczny M_{DMT} . Parametr ten, wahał się w przeważającej części profilu w granicach 30÷70 MPa, co można uznać za stosunkowo wysoką wartość. Moduły ścisłości wyznaczone w testach DMT były nieznacznie wyższe w stosunku do tych parametrów wyznaczonych na podstawie sondowań statycznych, zgodnie z przyjętymi przez autora formułami interpretacyjnymi. Początkowy moduł ścinania G_0 wahał się w zakresie 150÷200 MPa. Otrzymane wartości parametrów ścisłości oraz trend ich zmienności są zgodne z założeniami krzywej zmiany sztywności przedstawionej na Rys. 2.6.

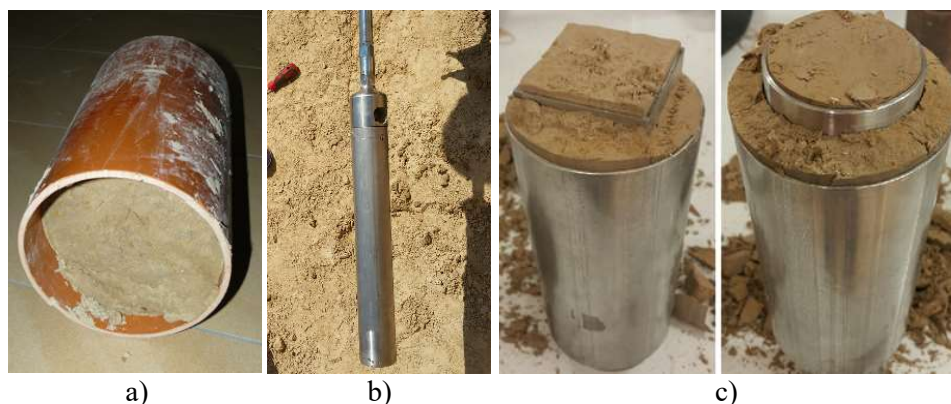
4.4. Badania laboratoryjne gruntu

W ramach badań laboratoryjnych przeprowadzono szereg testów mających na celu wyznaczenie charakterystyk gruntu. Prezentowane badania wykonywano osobiście w Pracowni Geotechniki Laboratorium Budownictwa na Wydziale Budownictwa i Architektury Politechniki Lubelskiej.

4.4.1. Pobór próbek NNS z poziomu posadowienia obiektu

Do wykonania laboratoryjnych badań parametrów fizycznych gruntu, niezbędne jest pobranie próbek o nienaruszonej strukturze. Próbki takie można uzyskać w dwojaki sposób. Pierwszym, najczęściej stosowanym, jest pobór próbek z odwiertów badawczych. Drugim sposobem jest pozyskanie próbek bezpośrednio z wykopu fundamentowego. Ze względu na to, że badania wykonuje się najczęściej na cele projektowe, a parametry podłoża należy wyznaczyć na długo przed rozpoczęciem prac ziemnych, pobór próbek z wykopu jest niemożliwy lub bardzo problematyczny. W szczególności nie można takich próbek pobrać z poziomów znacznie głębszych od posadowienia.

W przypadku budynku rozległego (Cyprysowa), możliwe było pozyskanie próbek bezpośrednio z wykopu. Podczas prowadzenia prac budowlanych, na etapie wykopu szerokoprzestrzennego pobrano próbki o nienaruszonej strukturze NNS. Próbki pobierano do cylindrów z PVC o średnicy $\varnothing 110$ oraz $\varnothing 160$ (Fot. 4.6a), wciskanych precyzyjnie za pomocą koparki. Średnica próbników została dobrana tak, aby docelowe próbki do badań zostały wycięte w laboratorium ze środkowej, nienaruszonej części, ponieważ przy próbnikach grubościennych dochodzi do naruszenia struktury w bezpośrednim sąsiedztwie ścianki. W laboratorium próbki o wymiarach potrzebnych do badań były wyciskane za pomocą prasy. Dla budynku wysokiego (Kraśnicka) próbki były pozyskiwane z głębokości, za pomocą cienkościennych próbników NNS z odwiertu badawczego wykonanego przez autora na etapie budowy (Fot. 4.6b).



Fot. 4.6 Rodzaje próbników NNS wykorzystywanych w badaniach: a) próbki gruntu w rurze PVC pobrane z wykopu na obiekcie Cyprysowa, b) próbnik NNS podczas poboru z odwiertu na obiekcie Kraśnicka, c) próbniki używane do badań lessów z rejonu Lublina z rozdziału 3

Należy podkreślić, że w przypadku lessów trudno jest uzyskać dobre jakościowo próbki, gdyż są to grunty mało spoisłe o stosunkowo dużej wytrzymałości, co skutkuje problemami przy ich formowaniu w laboratorium. Próbki często rozsypują się, pękają i rozwarstwiają podczas wyciskania w laboratorium. Podczas badań autor dążył do uzyskania jak najlepszych jakościowo próbek, często odrzucając te, które uległy naruszeniu. Mając to na uwadze, w terenie pobrano znacznie więcej próbek, niż wykorzystano w późniejszych badaniach laboratoryjnych.

4.4.2. Podstawowe parametry gruntu

W ramach wyznaczenia podstawowych parametrów gruntu w badaniach laboratoryjnych określono gęstość objętościową i wilgotność. Dane zestawiono w Tab. 4.1 oraz Tab. 4.2.

Tab. 4.1 Zestawienie wyników badań gęstości objętościowej – obiekt Cyprysowa

Próbka	Kształt	Wymiary			Objętość [cm ³]	Masa [g]	Gęstość [g/cm ³]
		[cm]	[cm]	[cm]			
1	prostopadłościan	6,0	6,0	2,0	72,00	132,75	1,84
2	prostopadłościan	6,0	6,0	2,0	72,00	133,41	1,85
3	prostopadłościan	6,0	6,0	2,0	72,00	125,72	1,75
4	prostopadłościan	6,0	6,0	2,0	72,00	127,59	1,77
5	walec	6,3	-	2,0	62,31	111,78	1,79
6	walec	6,3	-	2,0	62,31	114,66	1,84
7	walec	6,3	-	2,0	62,31	112,61	1,81
Wartość średnia:							1,81
Odchylenie standardowe:							0,04

Tab. 4.2 Zestawienie wyników badań wilgotności naturalnej – obiekt Cyprysowa

Próbka	w_n	w_{sr}	Próbka	w_n	w_{sr}
	[%]	[%]		[%]	[%]
1a	16,39	16,24	8a	14,18	14,19
1b	16,09		8b	14,19	
2a	14,57	14,89	9a	12,71	13,22
2b	15,22		9b	13,73	
3a	12,64	12,74	10a	12,53	12,64
3b	12,85		10b	12,74	
4a	14,47	14,40	11a	8,93	9,69
4b	14,33		11b	10,44	
5a	14,09	14,09	12a	8,33	9,16
6a	14,42		12b	9,99	
6b	14,10	14,26	13a	11,47	11,47
7a	13,85				
Średnia:	13,14	(Odchylenie standardowe 2,10)			

Wyznaczone wielkości były podstawą do wyliczenia parametrów pochodnych. Dla gęstości objętościowej wahającej się w zakresie $1,75 \div 1,85 \text{ g/cm}^3$, wilgotności naturalnej od 8,3% do 16,4% oraz gęstości właściwej szkieletu $2,65 \text{ g/cm}^3$, następujące parametry wahają się w zakresie:

- wskaźnik porowatości: $e = 0,55 \div 0,76$, średnio $e = 0,66$
- wilgotność całkowita: $w_r = 20,8 \div 28,8\%$, średnio $w_r = 24,8\%$
- stopień wilgotności: $S_r = 0,34 \div 0,65$, średnio $S_r = 0,50$

Przedstawione wyniki potwierdzają, że lessy w stanie naturalnym są gruntami nienasyconymi.

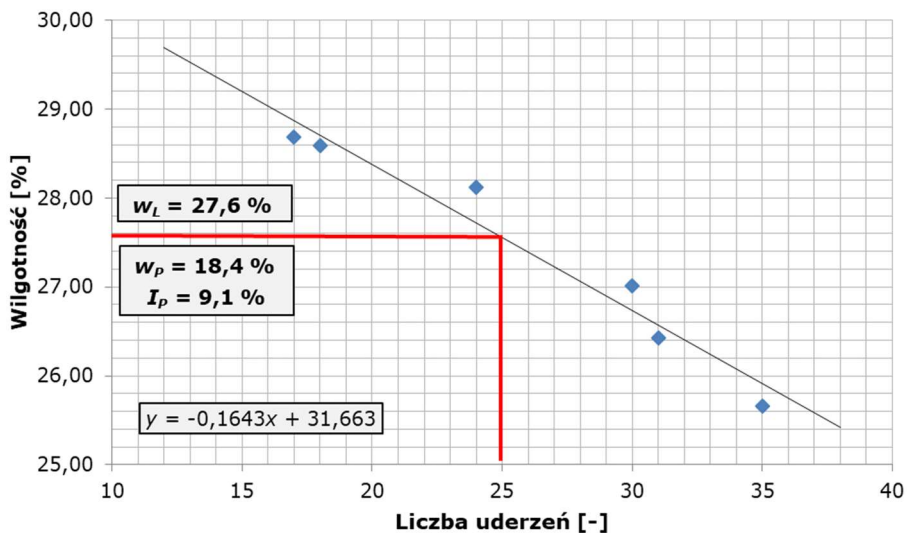
4.4.3. Badanie konsystencji gruntu

W celu określenia konsystencji gruntu, wyznaczono granice konsystencji to jest granice plastyczności i płynności. Badanie przeprowadzono metodą normową zgodnie z PN-B 04481 [88].

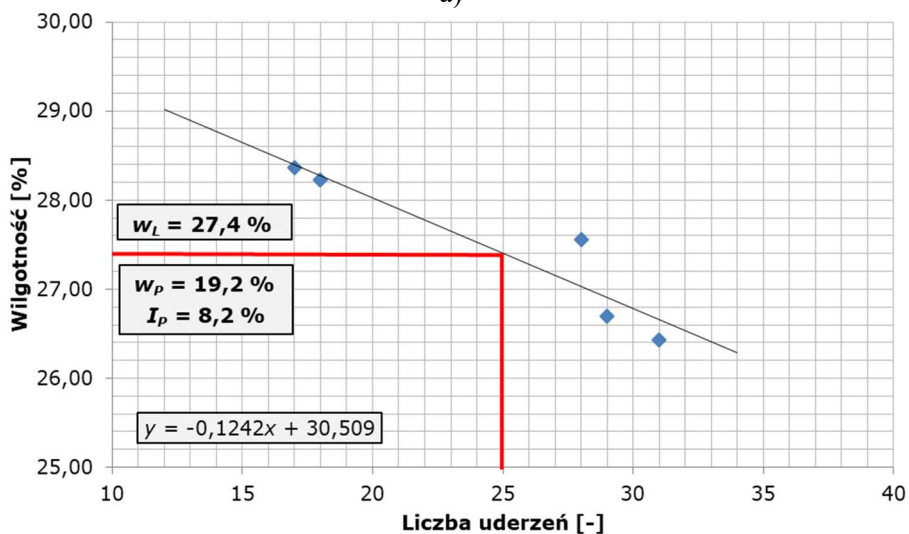
Granice plastyczności w_p określono na podstawie wilgotności waleczka gruntowego, który pęka, rozwarstwa się lub rozsypuje przy kolejnym waleczkowaniu. Granicę płynności w_L oznaczono metodą Casagrande'a. Jako wartość granicy płynności przyjęto wilgotność pasty gruntowej, w której wykonana bruzda zlewa się na długości 10 mm i wysokości 1 mm przy 25 uderzeniach miseczki o podstawę. Na reprezentatywnych próbkach wykonano po dwa oznaczenia każdego z parametrów. Wyniki badań pokazano na Rys. 4.16.

Z badań otrzymano uśrednione wyniki granicy plastyczności $w_p = 18,8\%$ oraz granicy płynności $w_L = 27,5\%$, co w rezultacie pozwoliło na wyznaczenie

wskaźnika plastyczności $I_p = 8,7\%$. Otrzymane wyniki potwierdzają konsystencję zwartą według normy [95] i stan półzwały/zwały według normy [88], a także zakwalifikowanie do gruntów o niskiej plastyczności według normy [95] oraz mało spoiwych według normy [88]. Należy również dodać, że powyższe wyniki, a także te przedstawione w rozdziale 4.4.2 są zgodne z rezultatami uzyskiwanymi przez Frankowskiego (por. [22]) i Malinowskiego (por. [60], [61]).



a)



b)

Rys. 4.16 Wyniki badania granicy płynności – obiekt Cyprysowa: a) próbka A, b) próbka B

4.4.4. Badanie ścisłości

W celu wyznaczenia ścisłości gruntu wykonano testy edometryczne. Założono przyrost obciążeń co 24 godziny w następujących krokach obciążeniowych:

ETAP I: 16 kPa > 31 kPa > 63 kPa > 126 kPa > 252 kPa > 503 kPa > 1006 kPa,

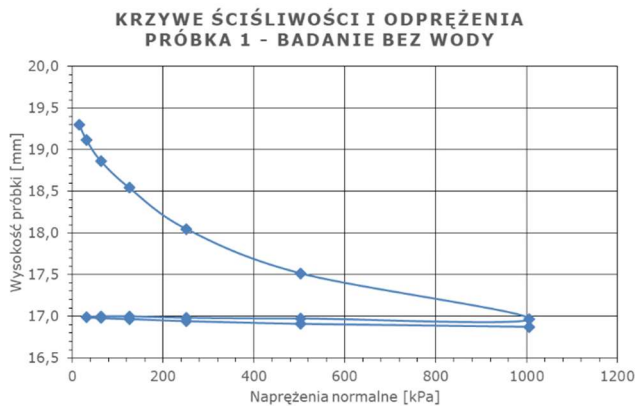
ETAP II: 1006 kPa > 503 kPa > 252 kPa > 126 kPa > 63 kPa > 31 kPa,

ETAP III: 31 kPa > 63 kPa > 126 kPa > 252 kPa > 503 kPa > 1006 kPa.

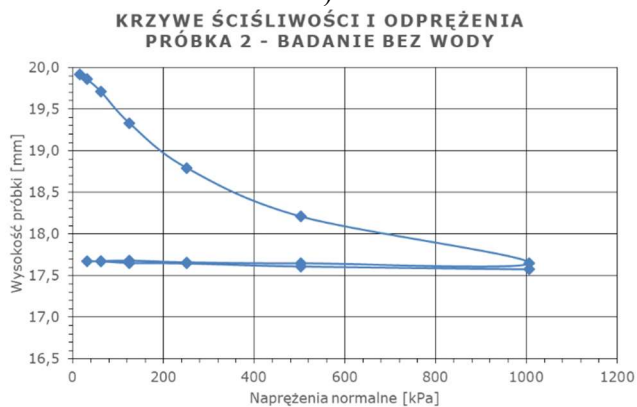


Fot. 4.7 Zestaw edometrów podczas badań dla obiektu Cyprysowa wykonywanych w Pracowni Geotechniki Laboratorium Budownictwa Politechniki Lubelskiej

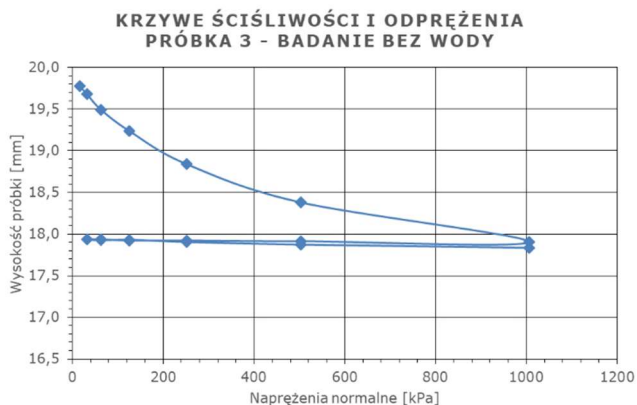
Badania prowadzono równocześnie na trzech edometrach (Fot. 4.7). Wyniki badań edometrycznych przedstawiono na wykresach w formie krzywych ścisłości, a także krzywych konsolidacji oraz zestawiono w tabelach.



a)

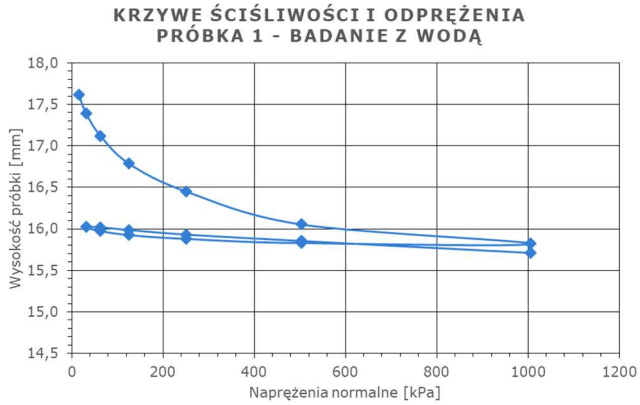


b)

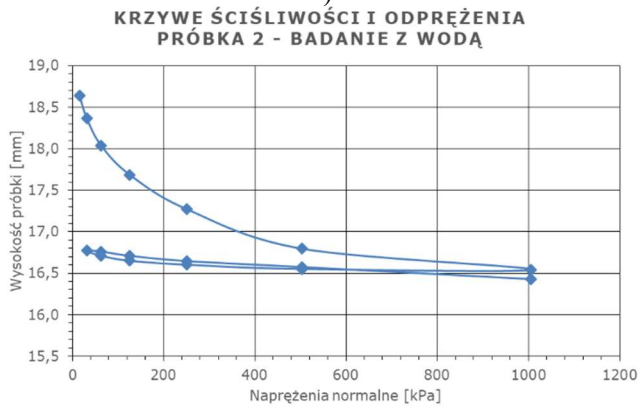


c)

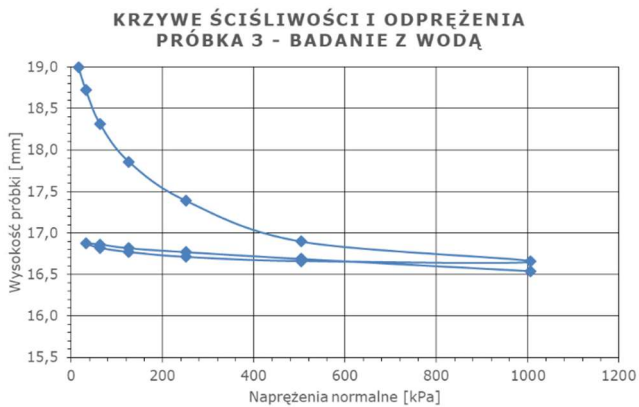
Rys. 4.17 Wykresy krzywych ściśliwości przy obciążeniu, odciążeniu i ponownym obciążeniu – obiekt Cyprysowa, próbki nienasycone: a) próbka 1, b) próbka 2, c) próbka 3



a)

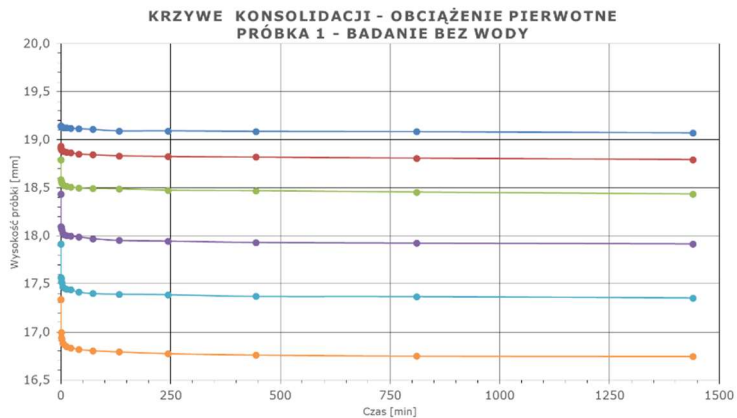


b)

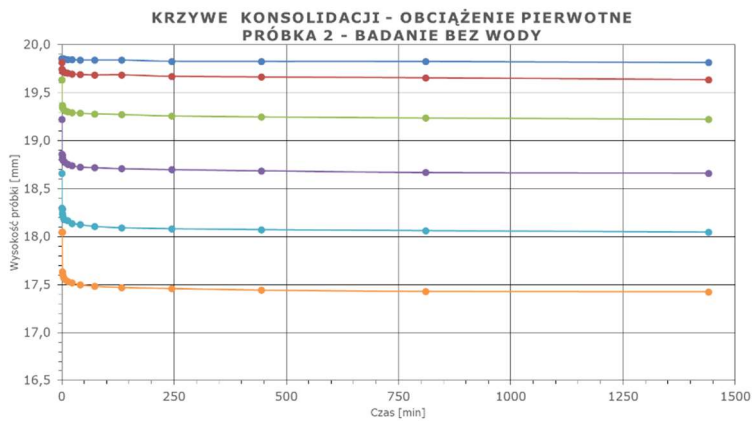


c)

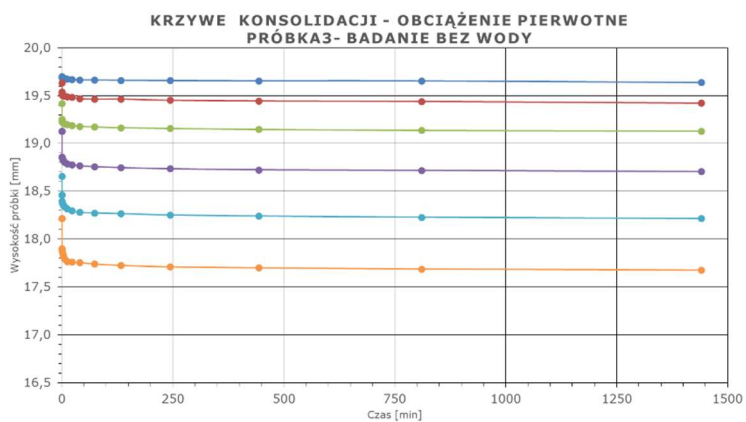
Rys. 4.18 Wykresy krzywych ściśliwości przy obciążeniu, odciążeniu i ponownym obciążeniu – obiekt Cyprysowa, próbki nasycone: a) próbka 1, b) próbka 2, c) próbka 3



a)

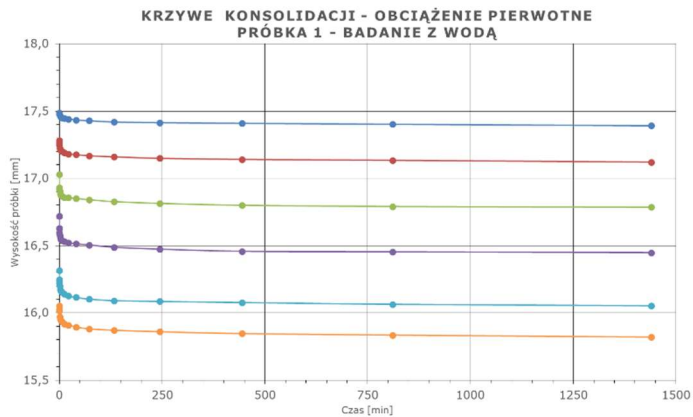


b)

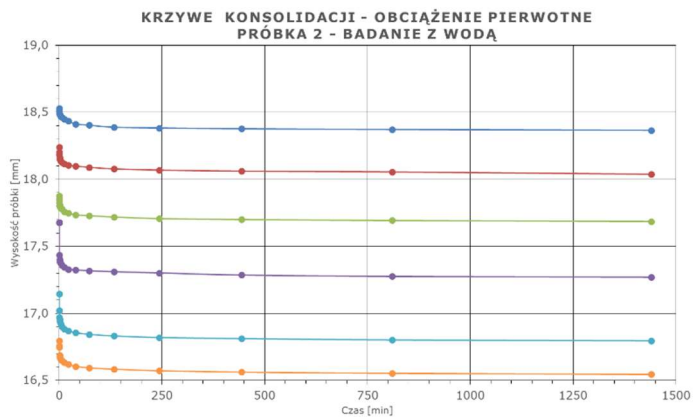


c)

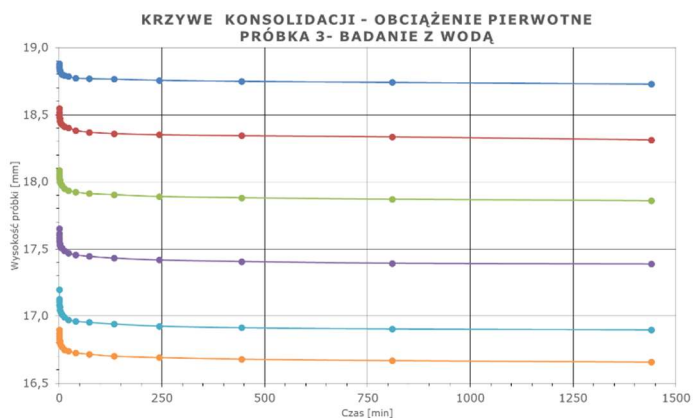
Rys. 4.19 Wykresy krzywych konsolidacji pierwotnej – obiekt Cyprysowa, próbki nienasycone:
a) próbka 1, b) próbka 2, c) próbka 3



a)

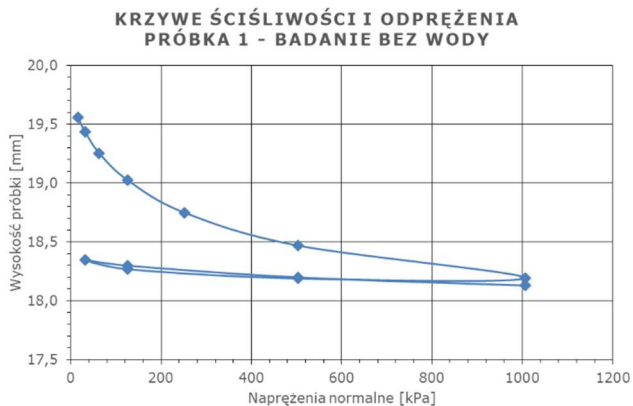


b)

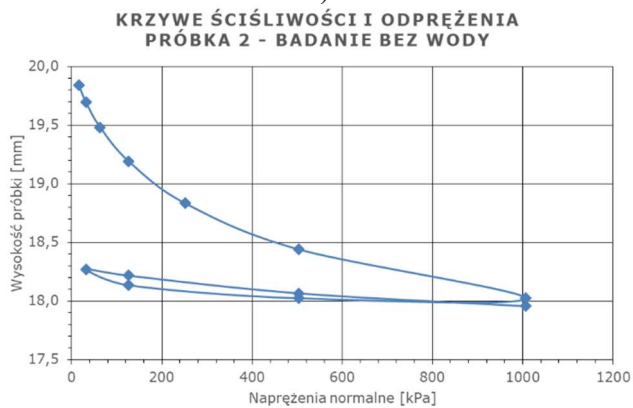


c)

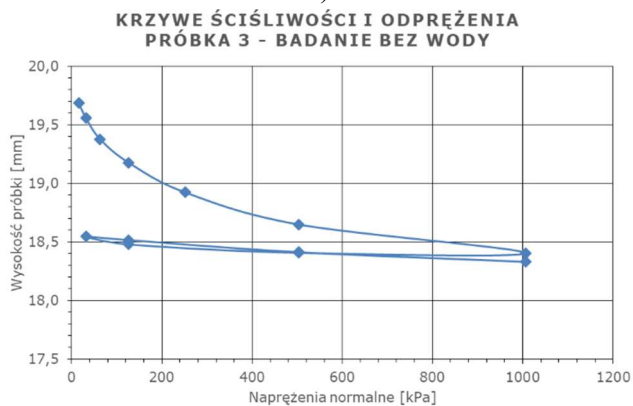
Rys. 4.20 Wykresy krzywych konsolidacji pierwotnej – obiekt Cyprysowa, próbki nasycone:
a) próbka 1, b) próbka 2, c) próbka 3



a)

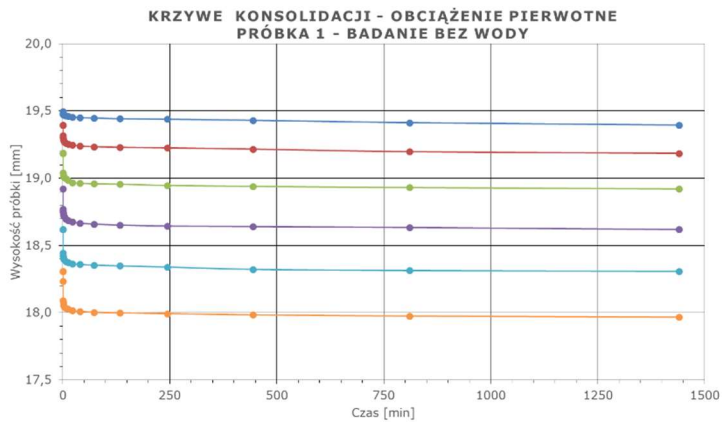


b)

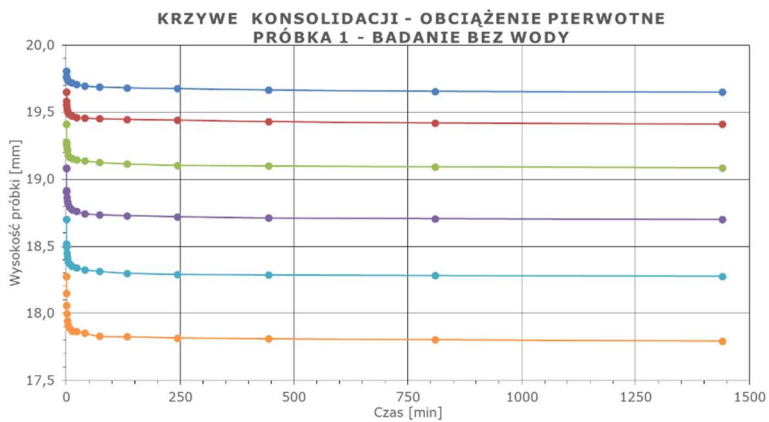


c)

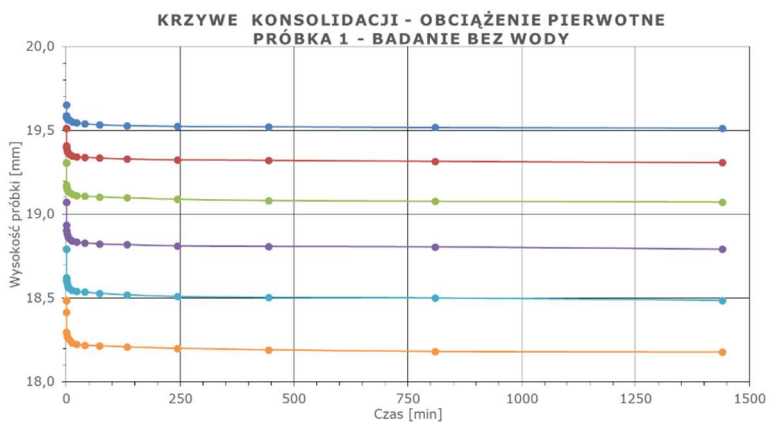
Rys. 4.21 Wykresy krzywych ściśliwości przy obciążeniu, odciążeniu i ponownym obciążeniu – obiekt Kraśnicka, próbki nienasycone: a) próbka 1, b) próbka 2, c) próbka 3



a)



b)



c)

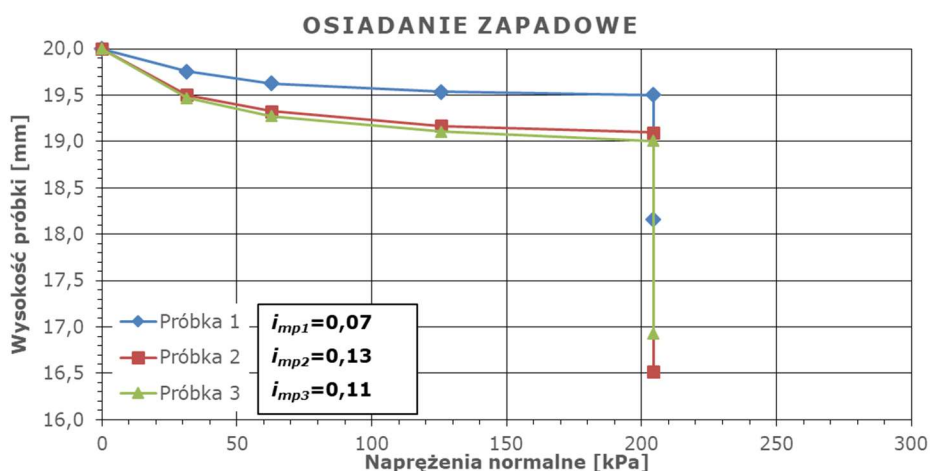
Rys. 4.22 Wykresy krzywych konsolidacji pierwotnej – obiekt Kraśnicka, próbki nienasycone:
a) próbka 1, b) próbka 2, c) próbka 3

Tab. 4.3 Moduły ścisłości z badania edometrycznego – obiekt Cyprysowa

Edometryczne moduły ścisłości	Zakres naprężeń [kPa]	Próbka bez wody			Próbka z wodą		
		1	2	3	1	2	3
M_0	16 ÷ 31	1 660	5 382	3 291	1 231	1 065	1 098
	31 ÷ 63	2 353	4 076	3 242	1 994	1 729	1 387
	63 ÷ 126	3 621	3 215	4 706	3 141	3 159	2 479
	126 ÷ 252	4 594	4 418	5 982	6 138	5 221	4 633
	252 ÷ 503	8 281	7 843	10 071	10 221	8 912	8 655
	503 ÷ 1006	15 634	15 913	19 002	34 153	33 156	34 911
	31 ÷ 1006	8 681	8 770	10 806	10 789	9 829	8 813
M_{odp}	63 ÷ 31	59 348	138 877	80 558	10 716	8 504	9 825
M	31 ÷ 63	48 526	61 664	56 356	30 459	52 696	37 865

Tab. 4.4 Moduły ścisłości z badania edometrycznego – obiekt Kraśnicka

Edometryczne moduły ścisłości	Zakres naprężeń [kPa]	Próbka bez wody		
		1	2	3
M_0	16 ÷ 31	2 590	2 106	2 402
	31 ÷ 63	3 290	2 889	3 384
	63 ÷ 126	5 224	4 175	6 059
	126 ÷ 252	8 543	6 578	9 332
	252 ÷ 503	16 590	11 800	17 118
	503 ÷ 1006	33 281	21 686	37 942
	31 ÷ 1006	15 229	11 479	16 545
M_{odp}	126 ÷ 31	22 184	12 578	26 107
M	31 ÷ 126	35 955	31 235	58 211



Rys. 4.23 Wyniki z badania zapadowości - obiekt Cyprysowa

Badania gruntu pod obiektem rozległym (Cyprysowa) przeprowadzono na 6 próbkach. Testy ściśliwości wykonano na 3 próbkach nienasyconych, w warunkach wilgotności naturalnej (Rys. 4.17, Rys. 4.19) oraz na 3 próbkach w warunkach pełnego nasycenia wodą (Rys. 4.18, Rys. 4.20). Zestawienie wyników badań zamieszczono w Tab. 4.3. W przypadku obiektu wysokiego (Kraśnicka) badania gruntu przeprowadzono na 3 próbkach. Wyniki tych badań pokazano na Rys. 4.21 oraz Rys. 4.22, a także zestawiono w Tab. 4.4. Dodatkowo dla podłoża gruntowego pod obiektem Cyprysowa na kolejnych 3 próbkach przeprowadzono test osiadania zapadowego (Rys. 4.23).

Jak można zauważyć grunt zachowuje się nieliniowo, dlatego dla modułów pierwotnych wyznaczono wartości w kolejnych zakresach naprężeń. Dla odprężenia i powtórnego obciążenia moduły wyznaczono dla zakresu zmiany naprężeń podczas wykonywania wykopu fundamentowego i obciążeń wtórnych. Pominięto zakres początkowy do 31 kPa. Podczas badania w tym zakresie pojawiają się największe błędy i moduły mogą być niewiarygodne, a w praktyce nie mają one znaczenia. Jest to zakres odpowiadający ciężarowi własnemu fundamentu i osiadanie następuje w trakcie jego wykonywania. W tabelach, pogrubieniem zaznaczono moduły ściśliwości w zakresach 126÷252 kPa oraz 252÷503 kPa, a więc o wartościach zbliżonych do rzeczywistych warunków pracy pod budynkiem. Zdaniem autora moduły te należałoby traktować jako reprezentatywne z wykonanych badań w tradycyjnych obliczeniach osiadania. Wartości modułów ściśliwości pierwotnej dla zakresu 126÷252 kPa wahały się w zakresie 4,5÷6,0 MPa dla obiektu Cyprysowa oraz 6,5÷9,3 MPa dla obiektu Kraśnicka.

Wyznaczone moduły zawierają poprawki uwzględniające odkształcenia własne edometrów, nie zawierają natomiast współczynników poprawkowych χ , proponowanych przez Wiłuna [132]. Dla otrzymanych wartości modułów, korzystając z wykresów Wiłuna (Rys. 2.8), należałoby przyjąć współczynniki $\chi' = 1,5 \div 2,0$ oraz $\chi'' = 2,4$.

Badania zapadowości przeprowadzono zgodnie z wytycznymi normy PN-B-04481 [88]. Próbkę obciążono stopniowo do naprężeń około 200 kPa, a następnie doprowadzono wodę. Z badań przeprowadzonych na 3 próbkach (Rys. 4.23) uzyskano wskaźniki $i_{mp} > 0,02$, co oznacza, że grunt ten charakteryzuje się strukturą zapadową.

4.4.5. Badania wytrzymałościowe

W celu wyznaczenia parametrów wytrzymałościowych wykonano badania bezpośredniego ścinania oraz trójosiowego ściskania.

Testy bezpośredniego ścinania wykonano na próbkach o wymiarach 60x60x20 mm wyciętych z próbek NNS pobranych z terenu budowy przy ul. Cyprysowej. Stanowisko badawcze w trakcie wykonywania testów oraz próbki po badaniu pokazano na Fot. 4.8. Badania przeprowadzono w warunkach bez

wody, bez konsolidacji, z powolnym ścinaniem. Przyjęto prędkość ścinania $v_{sc} = 0,01$ mm/s. Wykonano ścięcia przy sześciu różnych wartościach naprężeń normalnych, łącznie na siedmiu próbkach. W celu lepszego dopasowania dwie próbki ścięto przy tych samych naprężeniach – 436 kPa. Wyniki zestawiono w Tab. 4.5 oraz zobrazowano na wykresach na Rys. 4.24.



a)



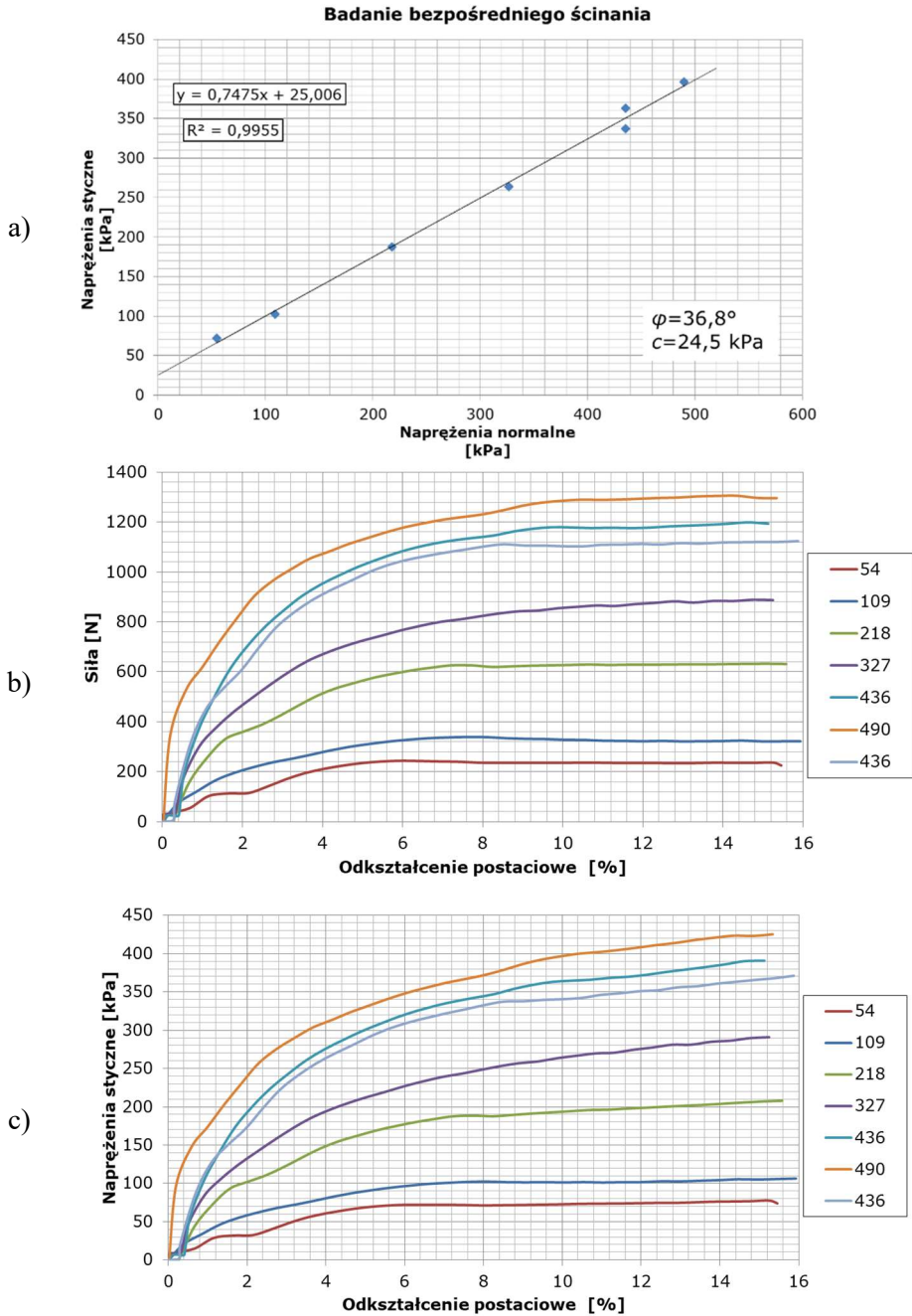
b)

c)

Fot. 4.8 Badanie w aparacie bezpośredniego ścinania: a) widok podczas badania, b) widok płaszczyzny ścicia, c) ścięta próbka po badaniu

Tab. 4.5 Wyniki badania bezpośredniego ścinania – obiekt Cyprysowa

Próbka	Naprężenia normalne	Siła ścinająca	Wytrzymałość gruntu na ścinanie
	σ [kPa]	P [N]	τ_f [kPa]
1	54,0	243,8	72,0
2	109,0	339,1	101,9
3	218,0	626,4	187,6
4	327,0	854,9	263,5
5	436,0	1 179,7	363,0
6	490,0	1 284,9	396,2
7	436,0	1 111,2	337,4

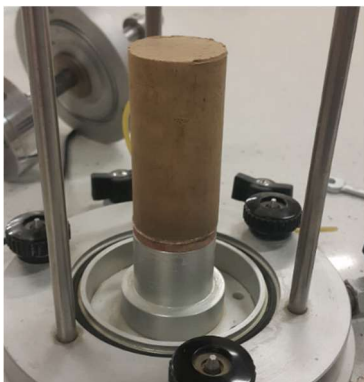


Rys. 4.24 Wykresy z badania bezpośredniego ścinania: a) naprężenia ścinające – naprężenia normalne, b) siła ścinająca – odkształcenia postaciowe, c) naprężenia tnące – odkształcenia postaciowe

Badania próbek NNS w aparacie trójosiowego ściskania (Fot. 4.9) przeprowadzono metodą CID (z konsolidacją izotropową, z odpływem). Taki sposób badania odzwierciedla pracę podłoża w rozpatrywanym przypadku. Podczas budowy, obciążenia pod fundamentami wzrastały powoli, wraz z postępem prac budowlanych. Były to obciążenia ciężarem własnym konstrukcji. Po zakończeniu budowy części konstrukcyjnej wprowadzono kolejne obciążenia: ciężar materiałów wykończeniowych oraz obciążenie użytkowe. Żadne z tych obciążeń nie było przykładane gwałtownie, ponadto rzeczywiste obciążenia zmienne są mniejsze od tych projektowanych. Projektowane obciążenia użytkowe w tego typu budynkach stanowią ok. 10÷20% obciążeń całkowitych. Oszacowano, że w rzeczywistości obciążenia te wynoszą średnio 0,5 kN/m² (przy założeniu projektowym 2,0 kN/m²). Dlatego też, jako najodpowiedniejsze dla sytuacji wybrano warunki z odpływem. Przeprowadzono badania na trzech próbkach konsolidowanych i ścinanych przy różnych wartościach naprężeń. Ścinanie prowadzono z prędkością $v_{sc} = 0,001$ mm/min. Wyniki tych badań zestawiono w Tab. 4.6.



a)



b)

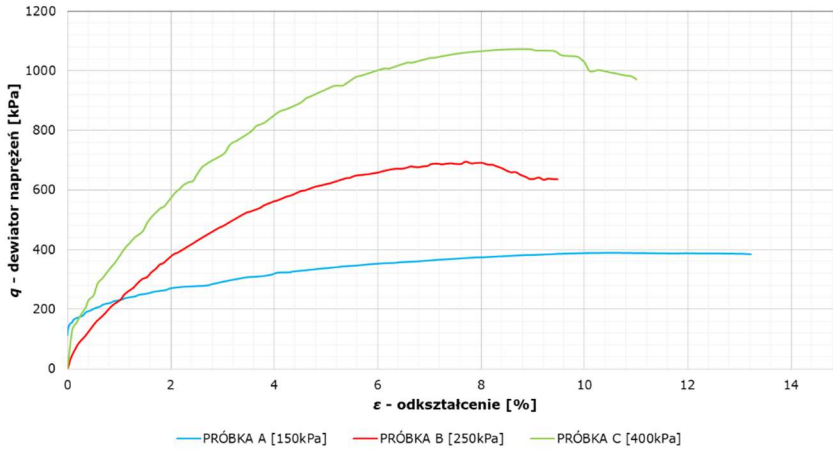


c)

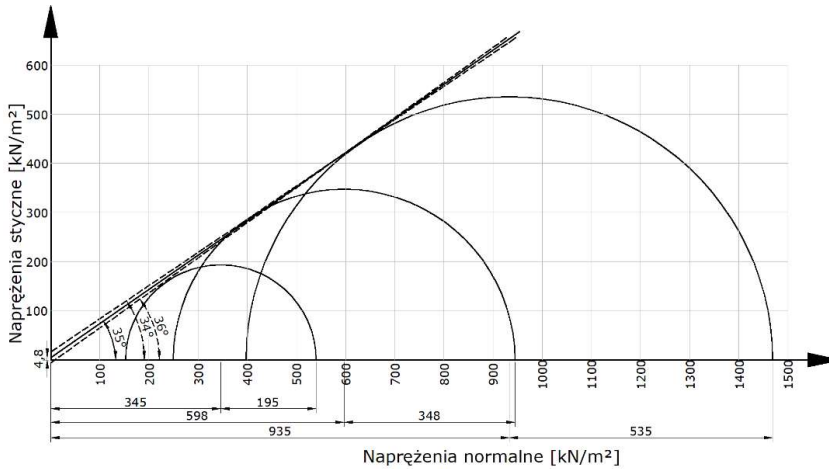
Fot. 4.9 Badanie trójosiowego ściskania: a) zestaw trójosiowy podczas badania, b) widok przygotowanej próbki, c) widok próbki w komorze

Tab. 4.6 Zestawienie wyników badań trójosiowego ściskania

Dane	Próbka			
	A	B	C	
D	[mm]	38	38	38
H	[mm]	66,8	67,0	67,0
A	[mm ²]	1134,1	1134,1	1134,1
V	[cm ³]	75,76	75,99	75,99
σ'_1	[kPa]	540	945	1469
σ'_3	[kPa]	150	250	400
$(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$	[kPa]	195,0	347,5	534,5
$(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$	[kPa]	345,0	597,5	934,5



a)



b)

Rys. 4.25 Wyniki badań trójosiowego ściskania – obiekt Cyprysowa: a) wykres q - ϵ dla przebadanych próbek, b) koła Mohra

W wyniku przeprowadzonych badań uzyskano efektywny kąt tarcia $\varphi' \sim 35^\circ$ oraz spójność efektywną $c' \sim 5$ kPa (Rys. 4.25). Wynik ten jest zbliżony z wartościami otrzymanymi z podobnego badania wykonanego przez firmę Geoteko na płytach lessowych, w ramach badań podłoża pod budynek przy ul. Pana Balcera w Lublinie [24]. Ponadto, kształt obwiedni zniszczenia odpowiada normalnie skonsolidowanym glinom w badaniach CD. Zgodnie z literaturą [53], [123], [129] grunty normalnie skonsolidowane w badaniach CD charakteryzują się znacznym wzrostem kąta tarcia wewnętrznego i wykazują się bardzo niską spójnością efektywną c' , często bliską wartości zero. W związku z tym, wyniki badań uznano za prawidłowe.

4.5. Geotechniczny model podłoża

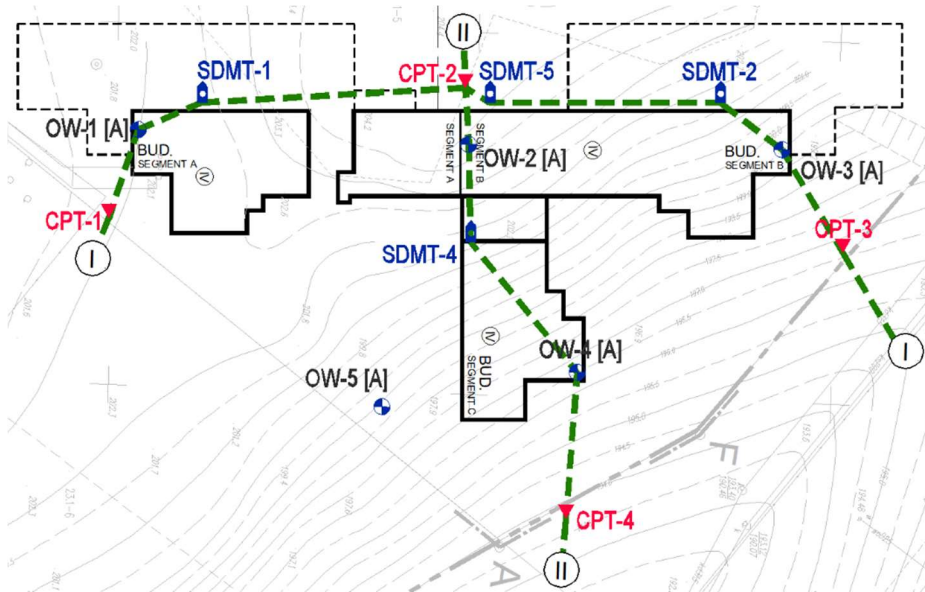
Rezultatem przeprowadzonych badań są modele podłoża odzwierciedlające jego budowę w rejonie budynków. Modele przedstawiono w formie przekroi geotechnicznych z wydzielonymi warstwami podłoża opisanymi parametrami wyprowadzonymi z wykonanych badań. Podczas tworzenia przekrojów i wydzielania warstw geotechnicznych uwzględniano dane z odwiertów badawczych, sondowań statycznych CPT, testów dylatometrycznych DMT, badan laboratoryjnych jak również z danych archiwalnych i map geologicznych. Linie prowadzonych przekrojów geotechnicznych przedstawiono na mapach dokumentacyjnych (Rys. 4.26), natomiast same przekroje dla obiektu Cyprysowa na Rys. 4.27, Rys. 4.28 oraz dla obiektu Kraśnicka na Rys. 4.29. Parametry geotechniczne zestawiono w Tab. 4.7 oraz Tab. 4.8. W przypadku obiektu Cyprysowa przyjęto niestandardowy sposób wydzielenia geotechnicznych. Pomimo, iż na przedstawionych przekrojach widnieje typowy podział na warstwy geotechniczne, to w dalszych analizach zastosowano rejonu obliczeniowe. Dane w tabeli uwzględniają taki podział.

Tab. 4.7 Zestawienie parametrów podłoża – obiekt Kraśnicka

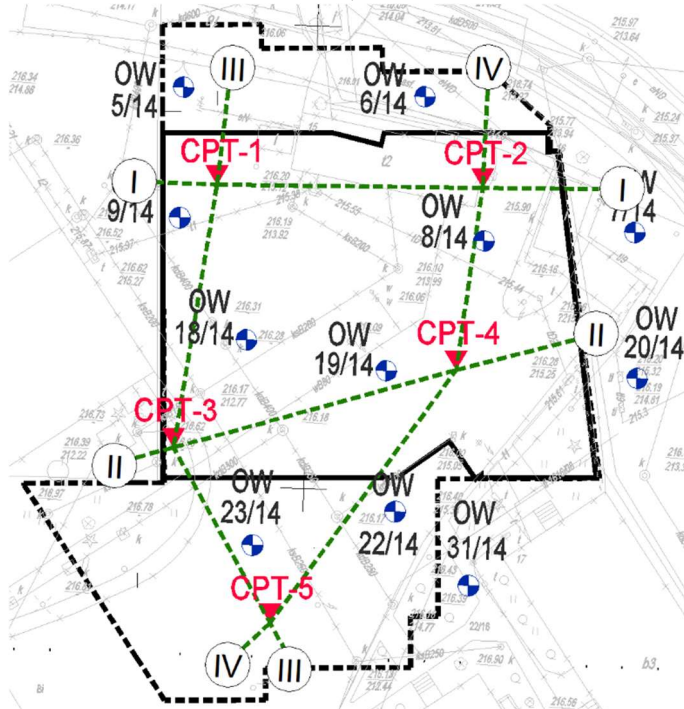
Warstwa geotechniczna			Stan gruntu					Moduł ścisłości
			Opór stożka	Stopień plastyczności	Stopień zagęszczenia	Gęstość objętościowa	Kąt tarcia wewnętrznego	
Opis	Symbol	Nr warstwy	q_c [MPa]	I_L [-]	I_D [-]	ρ [t/m ³]	φ' [°]	M_{CPT} [MPa]
Pyły lessowe	π_L [Si(E _L)]	Ia	5,2	0,00		1,80	35,0	33
		Ib	3,6	0,10				22
		Ic	2,5	0,20	-			15
		Id	1,7	0,35				11
		Ie	4,2	0,05				30
Piaski	P [Sa]	IIa	13,5		0,65	1,90	36,6	49
		IIb	3,3		0,30	1,85	30,4	17
Zwierzeliny i zwierzeliny gliniaste	KW/KWg [WsaclSi]	III	6,1	0,05	-	2,20	40,0	27

Tab. 4.8 Zestawienie parametrów podłoża – obiekt Cyprysowa

Zakres głębokości poniżej posadowienia [m]	Nr badania		Opór stożka (CPT)		Wskaźniki materiałowe		Stopień plastyczności (LAB)	Gęstość objętościowa (LAB)	Wilgotność (LAB)	Kąt tarcia wewnętrzznego		Spójność efektywna (CID-TXT)	Wytrzymałość na ścinanie w warunkach bez odpywy (CPT)	Moduł ścisłości			Początkowy moduł ścinania (SDMT)	
	CPT	DMT	CPT	DMT	R _r	I _D				I _L	ρ			W _n	φ'	φ _D		c'
							[MPa]	[-]	[-]			[-]	[-]				[-]	
0,0÷6,0	1	1	8,1	5,3	3,1						34,5		203	55,5 dla zakresu 31÷63 kPa	49		40	-
>6,0			5,4	8,7	1,3					31,8		135			32		200	
0,0÷6,0	2	5	6,0	5,5	3,3					32,0		150			36		33	157
>6,0			10,7	10,7	2,3					31,1		268			64		195	
0,0÷2,0			2,8	5,0	3,1					34,1		70			17		72	
2,0÷3,0	3	2	3,8	5,0	3,1	<0,00	1,80	8,3÷16,4		34,1	35,0	0	95		23		49	160
>3,0			5,4	4,8	2,8					31,1		135			34		160	
0,0÷6,0	2	4	6,0	5,5	2,0					34,0		150			36		152	
>6,0			10,7	10,7	2,0					34,0		268			64		152	
0,0÷6,0	4	-	4,6	7,6	-					-		115			27		-	
>6,0			10,6	8,6	-					-		265			70		-	



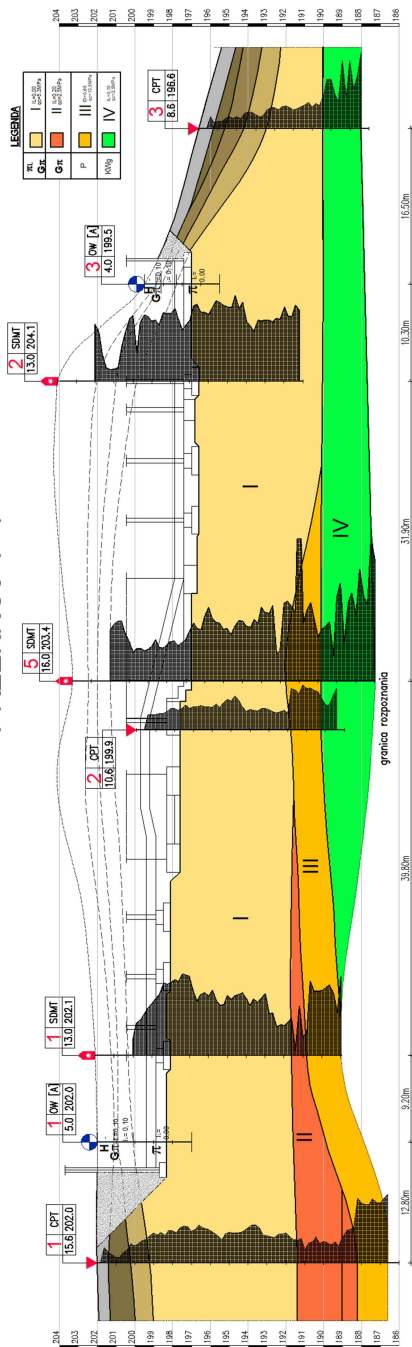
a)



b)

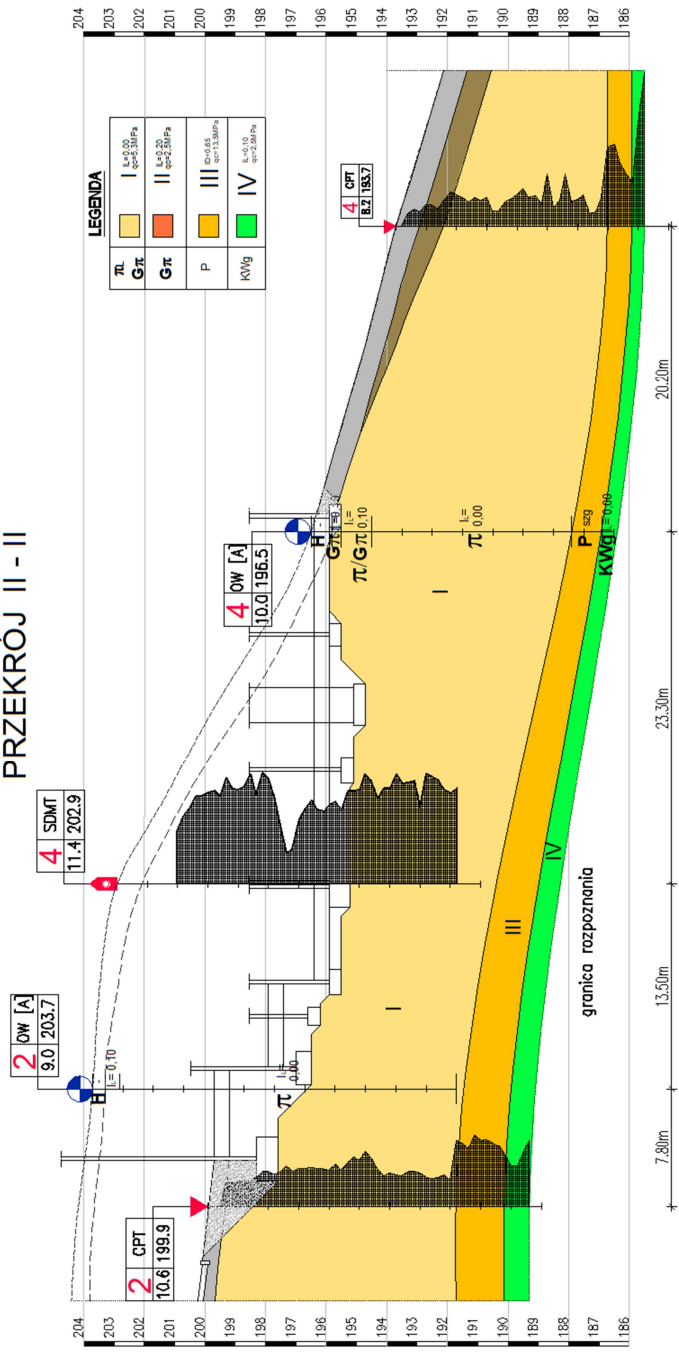
Rys. 4.26 Linie przekrojów geotechnicznych dla obiektu: a) Cyprysowa, b) Kraśnicka

PRZEKRÓJ I - I



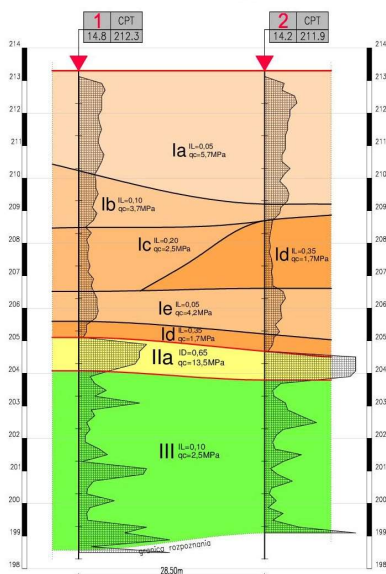
Rys. 4.27 Przekrój geotechniczny I-I – obiekt Cypryсова (brak skali)

PRZEKRÓJ II - II

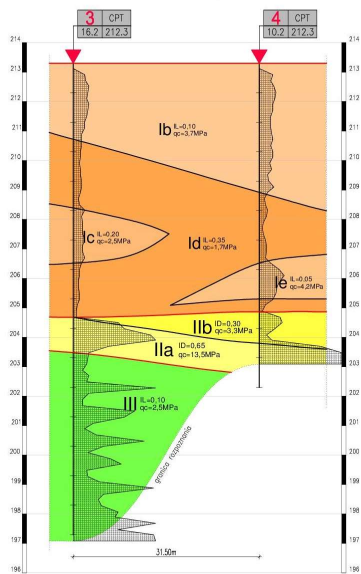


Rys. 4.28 Przekrój geotechniczny II-II – obiekt Cyprysowa (brak skali)

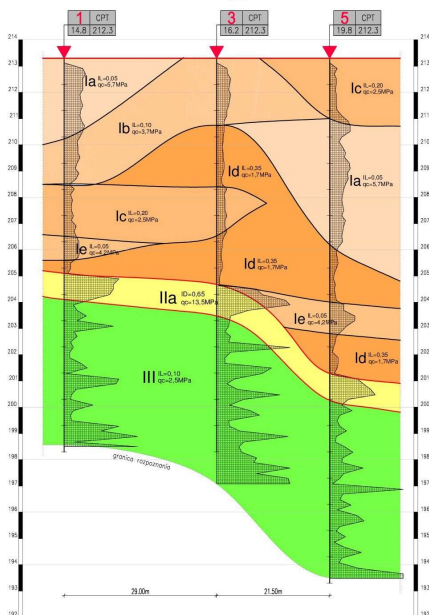
PRZEKRÓJ GEOTECHNICZNY I - I
Skala 1: 100
500



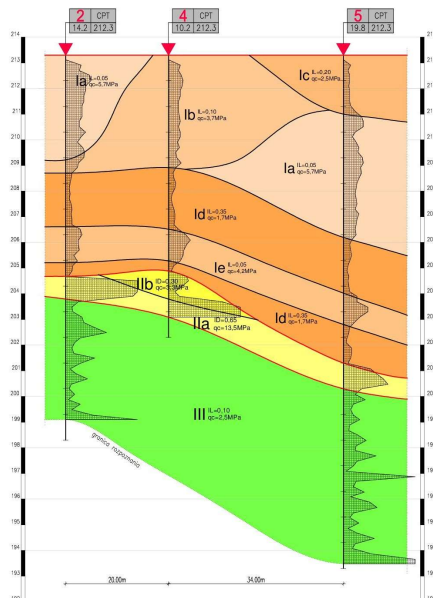
PRZEKRÓJ GEOTECHNICZNY II - II
Skala 1: 100
500



PRZEKRÓJ GEOTECHNICZNY III - III
Skala 1: 100
500



PRZEKRÓJ GEOTECHNICZNY IV - IV
Skala 1: 100
500



Rys. 4.29 Przekroje geotechniczne – obiekt Kraśnica (brak skali): a) przekrój I-I, b) przekrój II-II, c) przekrój III-III, d) przekrój IV-IV

Podsumowując warunki gruntowe w rejonie obiektu Cyprysowa, pod warstwą humusu i nasypów niebudowlanych, które występowały powyżej poziomu posadowienia i zostały usunięte podczas prac budowlanych, podłoże budują głównie grunty lessowe. Do głębokości około 5÷7 metrów poniżej poziomu posadowienia zalegają typowe pyły lessowe facji eolicznej o konsystencji zwartej, charakteryzujące się oporami stożka q_c w zakresie 4,6÷8,1 MPa, ze średnią 5,3 MPa. Odnosząc się do bazy parametrów sondowania zebranych z badań prowadzonych w rejonie Lublina przedstawionych w rozdziale 3, warunki gruntowe w rejonie posadowienia należy uznać za przeciętne i typowe dla terenu Lublina. Poniżej lessów znajduje się niewielkie przewarstwienie piaszczyste oraz lokalnie nieznacznie uplastycznionych glin, które zalegają na zwietrzelinach skał wapiennych (margli, opok, gezów). Biorąc pod uwagę miąższość pokrywy lessowej, rodzaj posadowienia i wielkość obciążeń, zasadnicze znaczenie i wpływ na budynek mają grunty lessowe. Właśnie na parametrach tych gruntów skupiono uwagę w rozpoznaniu podłoża.

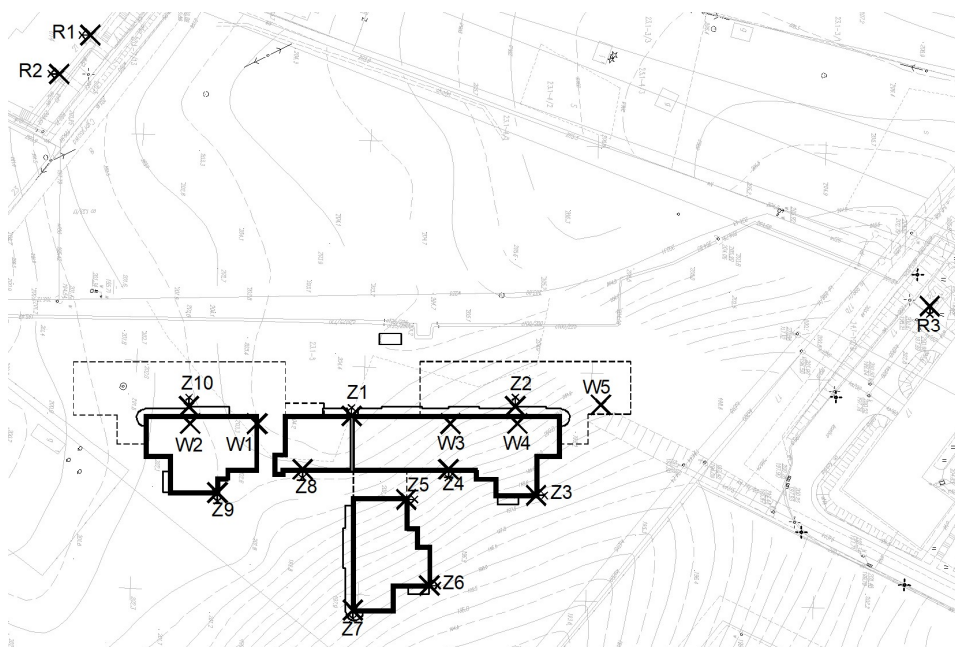
Budynek Kraśnicka posadowiono za pomocą płyty fundamentowej na gruntach lessowych, które w obrębie budynku zalegają do głębokości w zakresie 5÷10 metrów poniżej poziomu posadowienia. Grunty te występują głównie w formie pyłów, oraz lokalnie glin pylastych o konsystencji od zwartej przez twar doplastyczną do plastycznej. Genetycznie, warstwy stropowe lessów (oznaczone jako Ia, Ib), w tym występujące w poziomie posadowienia i charakteryzujące się oporami stożka q_c w zakresie 3,7÷5,6 MPa ze średnią wartością 4,5 MPa, należy zaliczyć do facji eolicznej. Lessy głębiej zalegające (Ic, Id, Ie) o znacząco niższych oporach stożka q_c w zakresie 1,5÷4,5 MPa, ze średnią wartością 2,4 MPa są prawdopodobnie pochodzenia aluwialnego, o czym świadczą przede wszystkim warstwowanie, zmienna barwa, jak również występujące uplastycznienia. Poniżej opisanych warstw występuje przewarstwienie piaszczyste oddzielające lessy od podłoża skalistego (skała wapienna w postaci magli, opok i gezów), które w stropowej strefie przyjmuje formy zwietrzelin gliniastych i kamienistych. Porównując do oporów stożka q_c dla przebadanych lessów lubelskich, występujące w tym rejonie lessy należy uznać za słabe. Ze względu na wielkość obciążeń i posadowienie na płycie fundamentowej, strefa oddziaływania budynku sięga głęboko do podłoża skalistego, jednak decydujący wpływ na pracę obiektu mają właściwości gruntów lessowych zalegających bezpośrednio pod płytą fundamentową.

4.6. Pomiary osiadania budynku

Symulacja zachowania obiektów z wykorzystaniem metod numerycznych wymaga krytycznej oceny wyników. W celu zweryfikowania komputerowych obliczeń zagadnień analizowanych w pracy, na rzeczywistych budynkach założono geodezyjne sieci pomiarowe. W przypadku budynku głównego (Cyprysowa), pomiary były wykonywane przez zespół stworzony przez autora,

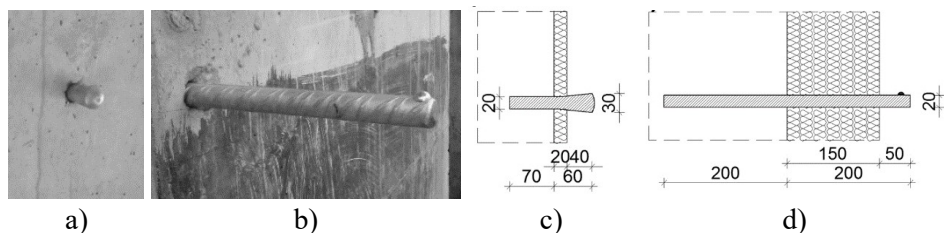
w którym nadzór merytoryczny pełnił geodeta dr inż. Łukasz Borowski. Lokalizacje montażu reperów na budynku wysokim (Kraśnicka) autor ustalił w porozumieniu z głównym projektantem konstrukcji dr inż. Piotrem Wielgosem, a same pomiary wykonywane były przez geodetę obsługującego budowę.

Geodezyjna sieć pomiarowa dla obiektu Cyprysowa wyjściowo składała się z 18 punktów. Przygotowano 15 reperów na budynku, z czego 5 umieszczono wewnątrz, a 10 na zewnątrz budynku oraz 3 repery odniesienia. Rozmieszczenie punktów osnowy pokazano na Rys. 4.30. Jak można było przypuszczać, podczas prowadzenia prac budowlanych część z reperów uległa zniszczeniu lub uszkodzeniu. Na ostatnim etapie pomiarów pozostało 8 punktów dających wiarygodne odczyty.



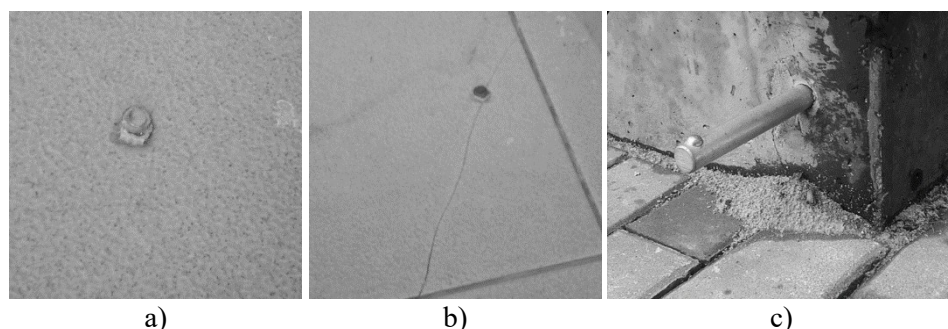
Rys. 4.30 Lokalizacja reperów: Z – reper zewnętrzny, W – reper wewnętrzny, R – reper odniesienia

Zastosowano dwa typy reperów. Repery typu I były wykonane z elementów aluminiowych o długości 130 mm, średnicy trzpienia 20 mm i główki 30 mm (Rys. 4.31a, c). Repery typu II były wykonane ze stalowych prętów karbowanych lub gładkich o długości 400 mm, średnicy 20 mm, z kulką na końcu (Rys. 4.31b, d). Krótsze repery aluminiowe typu I zastosowano na ścianach konstrukcyjnych z cienką warstwą ocieplenia i wprowadzano na głębokość 70 mm. Dłuższe repery stalowe typu II stosowano w przypadku ścian z grubą warstwą ocieplenia i zakotwiono je na głębokość 200 mm.



Rys. 4.31 Widok montowanych reperów: a) typ I: aluminiowy – krótki, b) typ II: stalowy – długi, c) schemat montażu i wymiary reperów typu I, d) schemat montażu i wymiary reperów typu II

Dodatkowo, jako punkty odniesienia, założono punkty lokalnej osnowy w postaci reperów naziemnych zlokalizowanych na budynkach sąsiednich, na których proces osiadania się już zakończył. Punkty te oznaczono gwoździami do betonu (Rys. 4.32 a, b) oraz reperem prętowym (Rys. 4.32c).



Rys. 4.32 Repery odniesienia: a) reper R1, b) reper R2, c) reper R3

Repery na budynku, dla którego wykonano badania, instalowano metodą kotwienia chemicznego w żelbetowych elementach konstrukcji. Ze względów technologicznych, punkty zostały zastabilizowane podczas budowy po wykonaniu kondygnacji podziemnej, a więc pomiary nie obejmują osiadania konstrukcji do tego czasu. W Tab. 4.9 zestawiono etapy, w których wykonywano pomiary wraz z opisem aktualnego stanu konstrukcji.

Tab. 4.9 Etapy pomiarów geodezyjnych

Faza		0	1	2	3
Data		Maj 2014	Październik 2014	Lipiec 2015	Lipiec 2016
Okres (od pomiaru 0) [miesiąc]		0	5	14	26
Etap budowy	Segment A	strop nad pierwszym piętrem		Zakończona budowa konstrukcji	Budynek ukończony i oddany do użytkowania
	Segment B	strop nad parterem			
	Segment C	strop nad parterem i ściany piętra			Budynek użytkowany przez okres 1 roku

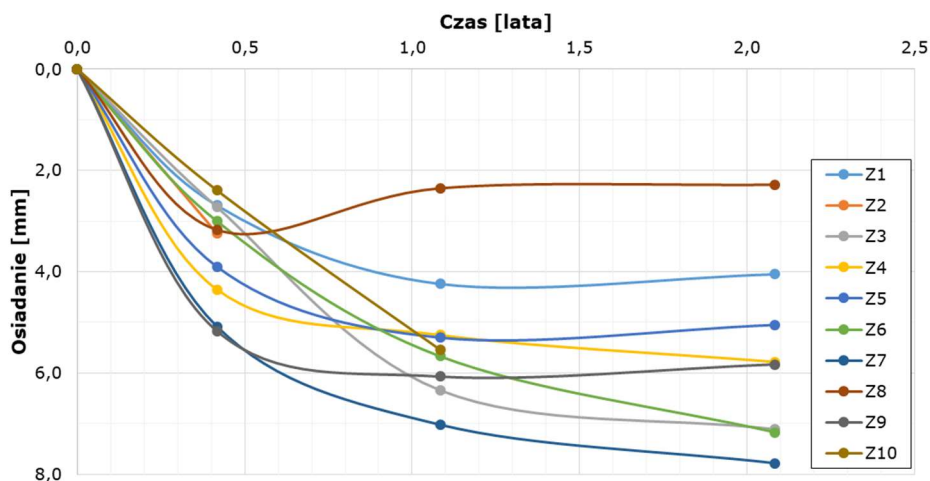
Pomiary wykonywano z użyciem sprzętu do niwelacji precyzyjnej, tj. niwelatora Trimble DiNI 03 wraz z zestawem dwumetrowych inwarowych łąt, umożliwiającym odczyt z dokładnością do 0,1 mm.

Wyrównanie pomiarów odniesienia i kontrolnego, wykonano za pomocą standardowej metody najmniejszych kwadratów. Wagi określano na podstawie liczby stanowisk w konkretnym ciągu pomiarowym. Za wartość odniesienia przyjęto przewyższenie pomiędzy dwoma reperami zlokalizowanymi z dala od budynku. Pomiar kontrolny charakteryzował się odchyłką 0,5 mm w odniesieniu do ciągu pomiarowego około 370 m tego odcinka. Była to stosunkowo duża wartość, jednak nieprzekraczająca odchyłki dopuszczalnej w przypadku niwelacji precyzyjnej. Zaobserwowana odchyłka była także znacznie mniejsza od osiadania budynku, co wskazuje na zachowanie wystarczającej dokładności pomiarów. Wybrana metoda wyrównania, oparta o przyjęcie jednego przewyższenia za wartość odniesienia, nie jest rekomendowana z geodezyjnego punktu widzenia [98], jednak w rozpatrywanym przypadku nie było możliwe wskazanie stabilnego repera odniesienia. Przyjęte założenia uznano za wystarczające do oszacowania osiadania obiektu [81]. Wyniki pomierzonych osiadań zestawiono w Tab. 4.10 oraz pokazano na Rys. 4.33. Kształt krzywych pomierzonych przemieszczeń dla większości punktów wskazuje na stabilizację osiadania. Największe przemieszczenie zanotowano na reperach Z3, Z6 oraz Z7. W przypadku tych punktów, kształt krzywych wskazuje, że stabilizacja jeszcze nie nastąpiła. Wymienione repery zlokalizowane były w skrajnych częściach budynku, od strony skarpy, co może sugerować nieznaczne przechylenie się budynku w tym kierunku. Na uwagę zasługuje również reper Z8, który zgodnie z pomiarami uniósł się o około 1 mm. Reper ten znajdował się w centralnej części budynku. Zdaniem autora to nieznaczne uniesienie związane jest prawdopodobnie z wychyleniem się budynku w stronę skarpy (co potwierdzają repery Z3, Z6 oraz Z7), i swego rodzaju „przełamaniem” w miejscu dylatacji, a co za tym idzie możliwym uniesieniem budynku w części centralnej. Znikome wartości uniesienia zanotowane na bliskich reperach Z1, Z5 i Z9 mogą potwierdzać tą tezę, ale zdaniem autora równie dobrze mogą wynikać z błędów pomiarowych i świadczą o stabilizacji osiadania.

Należy zaznaczyć, że pomierzone wartości są dalekie od granicznych, w związku z tym osiadanie obiektu nie zagraża bezpieczeństwu konstrukcji. Niemniej jednak wyniki pomiarów dostarczyły cennych danych do prowadzonych analiz.

Tab. 4.10 Zestawienie pomierzonych osiadań – obiekt Cyprysowa

Reper	Październik 2014	Lipiec 2015	Lipiec 2016
	[mm]	[mm]	[mm]
Z1	2,7	4,2	4,1
Z2	3,2	zniszczony	
Z3	2,7	6,3	7,1
Z4	4,4	5,3	5,8
Z5	3,9	5,3	5,1
Z6	3,0	5,7	7,2
Z7	5,1	7,0	7,8
Z8	3,2	2,4	2,3
Z9	5,2	6,1	5,8
Z10	2,4	5,5	zniszczony
W1	2,0	zniszczony	
W2	8,6	zniszczony	
W3	6,0	6,7	zniszczony
W4		zniszczony	
W5		zniszczony	

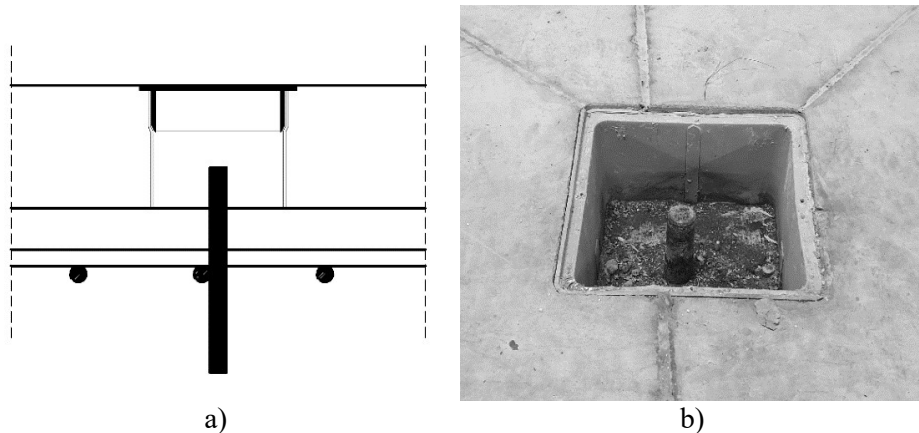


Rys. 4.33 Przebieg osiadania reperów w czasie - obiekt Cyprysowa

Na obiekcie Kraśnicka, po ustaleniach z Projektantem, założono 14 punktów pomiarowych, które zamontowano w płycie fundamentowej. Schemat montażu oraz widok zamontowanego repera przedstawiono na Rys. 4.34. Pomiary, które wykonywano w kolejnych etapach budowy oraz ostatni po dwóch latach od jej zakończenia zestawiono w Tab. 4.11, a przebieg osiadania w czasie uwidoczniono na Rys. 4.35. Lokalizację punktów pomiarowych pokazano na Rys. 4.36. Według informacji wykonawcy błąd pomiaru wynosił 0,5 mm, a wyniki podano

w zaokrągleniu do wartości całkowitych [69]. Maksymalne osiadanie nastąpiło w centralnej części płyty, w rejonach reperów R11, R13 oraz R19, natomiast najmniejsze wartości odnotowano w częściach skrajnych. Rozkład przemieszczeń płyty zostanie bardziej szczegółowo opisany i przeanalizowany w rozdziale 5.3.5.

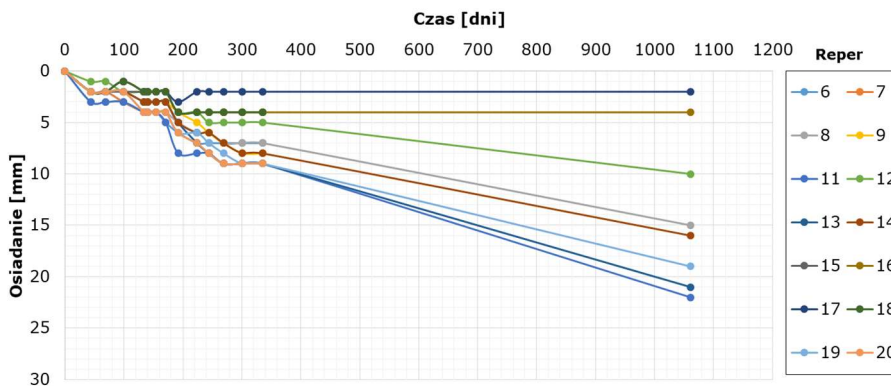
Wyniki pomiarów geodezyjnych obu obiektów zostały wykorzystane w dalszej pracy do weryfikacji obliczeń komputerowych.



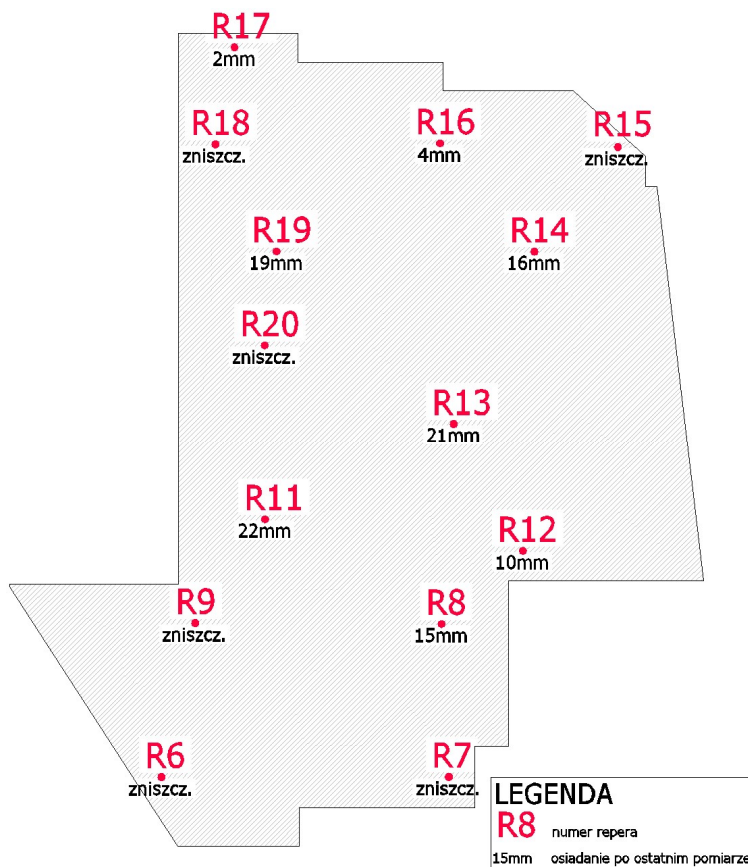
Rys. 4.34 Reper - obiekt Kraśnicka: a) schemat, b) widok zamontowanego repera

Tab. 4.11 Zestawienie pomierzonych osiadań [mm] – obiekt Kraśnicka [69]

Pomiar	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
	Data														
Nr repera	22.12.2015	04.02.2016	29.02.2016	30.03.2016	04.05.2016	10.05.2016	25.05.2016	10.06.2016	01.07.2016	02.08.2016	22.08.2016	16.09.2016	18.10.2016	21.11.2016	04.12.2018
6	0	2	2	3	4	4	4	5	6	7	7	7	7	7	Zn.
7	0	2	2	3	4	4	4	Zniszczony							
8	0	3	3	3	4	4	4	4	5	6	6	7	7	7	15
9	0	2	2	2	3	3	3	3	4	5	6	7	8	8	Zn.
11	0	3	3	3	4	4	4	5	8	8	8	9	9	9	22
12	0	1	1	2	2	2	2	2	4	4	5	5	5	5	10
13	0	2	2	2	3	3	3	3	5	7	8	9	9	9	21
14	0	2	2	2	3	3	3	3	5	6	6	7	8	8	16
15	0	2	2	2	2	2	2	2	4	4	4	4	4	4	Zn.
16	0	2	2	1	2	2	2	2	4	4	4	4	4	4	4
17	0	2	2	1	2	2	2	2	3	2	2	2	2	2	2
18	0	2	2	1	2	2	2	2	4	4	4	4	4	4	Zn.
19	0	2	2	2	4	4	4	4	6	6	7	8	9	9	19
20	0	2	2	2	4	4	4	4	6	7	8	9	9	9	Zn.



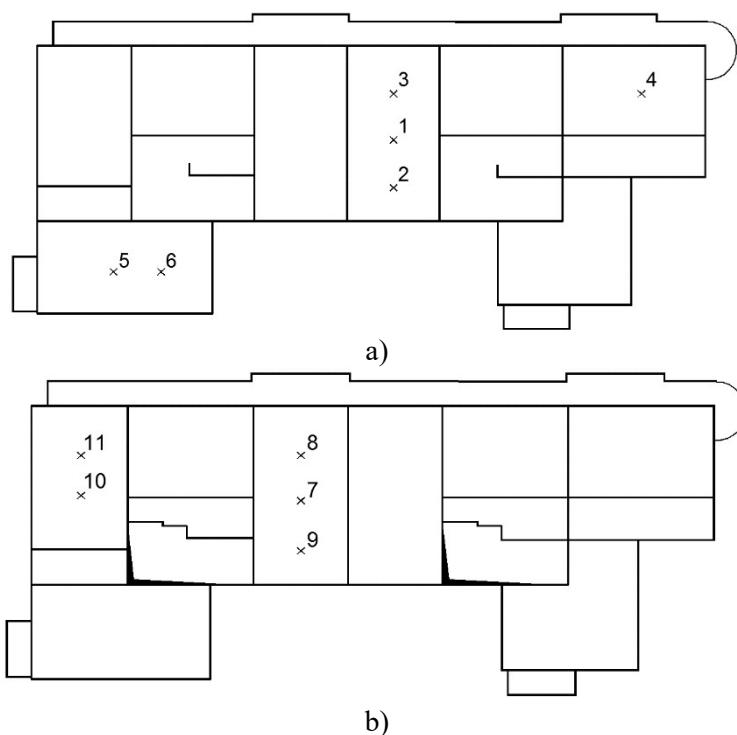
Rys. 4.35 Przebieg osiadania reperów w czasie – obiekt Kraśnicka



Rys. 4.36 Lokalizacja reperów w płycie fundamentowej – obiekt Kraśnicka

4.7. Pomiary drgań budynku

W procesie modelowania budynku za pomocą MES stosuje się liczne uproszczenia, które wpływają na wiarygodność wyników obliczeń. W przypadku obiektu Cyprysowa, jako sprawdzenie poprawności budowy modelu numerycznego zastosowano pomiary drgań budynku. Do weryfikacji modelu posłużyły pomiary przyspieszeń drgań w wybranych punktach konstrukcji wykonane na etapie budowy, gdy ukończona była konstrukcja nośna obiektu. Na ścianach nie było jeszcze tynków, a na stropach wylewek. Na pierwszych kondygnacjach wykonano część ścianek działowych, które były oddylatowane gorą od stropu. Ściany piwnic nie zostały jeszcze obsypane.



Rys. 4.37 Lokalizacja punktów pomiarów przyspieszeń drgań w segmencie B: a) na stropodachu, b) na kondygnacji powtarzalnej

Na obiekcie wykonano badania, polegające na wymuszeniu drgań na stropach w lokalizacjach pokazanych na Rys. 4.37 i zmierzeniu w nich przyspieszeń pionowych. Badania wykonano za pomocą 8-kanalowego urządzenia pomiarowego SPIDER8 firmy Hottinger Baldwin Messtechnik, natomiast transformację danych przeprowadzono w programie Catman. Na Rys. 4.38 przedstawiono przebieg przykładowego badania P8. W tym pomiarze, w punktach

1 i 2 zamontowano akcelerometry, a w punkcie 3 wprowadzono siłę wymuszającą drgania. W tym przypadku odbyło się to poprzez rytmiczne skoki wykonywane przez dwie osoby. Początkowo próbowano zastosować wymuszenie za pomocą zagęszczarki skoczkowej, która jednak okazała się gorszym rozwiązaniem, ze względu na brak możliwości gwałtownego zakończenia jej pracy.

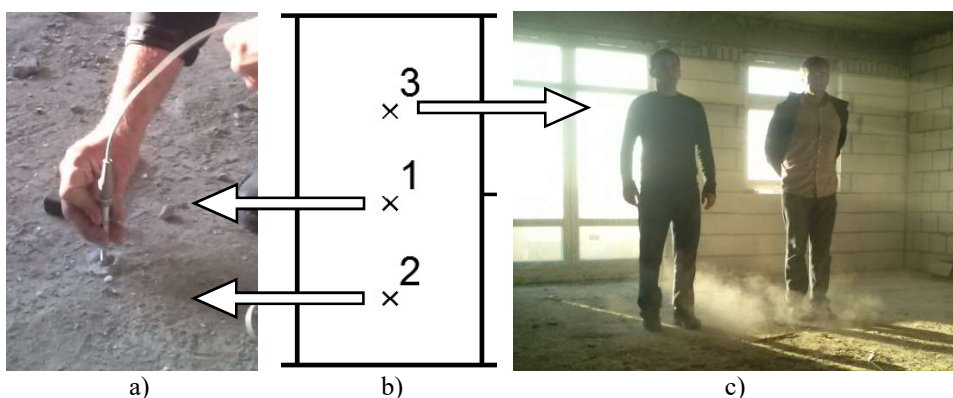
Łącznie, na budynku w segmencie B (por. Fot. 4.1) wykonano 42 pomiary w różnych lokalizacjach (lokalizacje 1÷11), po trzy serie w każdej, oraz dodatkowo 12 pomiarów na płycie garażowej segmentu A (lokalizacje 12÷16). Lokalizacje w segmencie B wybrano na kolejnych piętrach budynku. Opisy poszczególnych pomiarów zestawiono w Tab. 4.12. Na Rys. 4.39 pokazano zarejestrowany przebieg czasowy przyśpieszeń w przykładowym pomiarze P16.

Tab. 4.12 Zestawienie pomiarów przyśpieszeń pionowych budynku

Nr pomiaru	Pomiar				Wymuszenie	
	kondygnacja	Miejsce pole (segment - osie)	Lokalizacja czujników		rodzaj	punkt
			(1)	(2)		
P1	stropodach	seg B - W-X	1	2	maszyna	1
P2	stropodach	seg B - W-X	1	2	maszyna	1
P3	stropodach	seg B - W-X	1	2	maszyna	1
P4	stropodach	seg B - W-X	1	2	maszyna	2
P5	stropodach	seg B - W-X	1	2	maszyna	2
P6	stropodach	seg B - W-X	1	2	2 osoby	1
P7	stropodach	seg B - W-X	1	2	2 osoby	1
P8	stropodach	seg B - W-X	1	2	2 osoby	3
P9	stropodach	seg B - W-X	1	2	2 osoby	3
P10	stropodach	seg B - W-X	1	2	maszyna	3
P11	stropodach	seg B - W-X	1	2	maszyna	3
P12	stropodach	seg B - Y-ZB		4	2 osoby	4
P13	stropodach	seg B - Y-ZB		4	2 osoby	4
P14	stropodach	seg B - Y-ZB		4	maszyna	4
P15	stropodach	seg B - Y-ZB		4	maszyna	4
P16	stropodach	seg B - P-T	6	5	2 osoby	5
P17	stropodach	seg B - P-T	6	5	2 osoby	5
P18	stropodach	seg B - P-T	6	5	2 osoby	5
P19	III piętro	seg B - U-W	7	8	2 osoby	7
P20	III piętro	seg B - U-W	7	8	2 osoby	7
P21	III piętro	seg B - U-W	7	8	2 osoby	7
P22	III piętro	seg B - U-W	7	8	2 osoby	9
P23	III piętro	seg B - U-W	7	8	2 osoby	9
P24	III piętro	seg B - U-W	7	8	2 osoby	9
P25	III piętro	seg B - P-R'	10	11	2 osoby	10
P26	III piętro	seg B - P-R'	10	11	2 osoby	10
P27	III piętro	seg B - P-R'	10	11	2 osoby	10
P28	III piętro	seg B - P-R'	10	11	2 osoby	11
P29	III piętro	seg B - P-R'	10	11	2 osoby	11

Tab. 4.12 ciąg dalszy

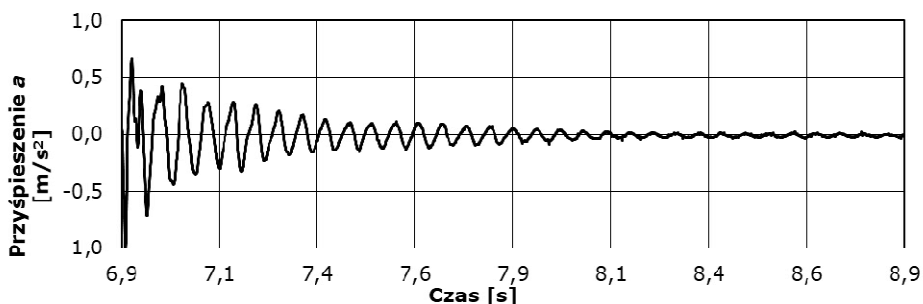
Nr pomiaru	Pomiar				Wymuszenie	
	Miejsce		Lokalizacja czujników		rodzaj	punkt
	kondygnacja	pole (segment - osie)	(1)	(2)		
P30	III piętro	seg B - P-R'	10	11	2 osoby	11
P31	II piętro	seg B - U-W	7	8	2 osoby	7
P32	II piętro	seg B - U-W	7	8	2 osoby	7
P33	II piętro	seg B - U-W	7	8	2 osoby	7
P34	II piętro	seg B - U-W	7	8	2 osoby	9
P35	II piętro	seg B - U-W	7	8	2 osoby	9
P36	II piętro	seg B - U-W	7	8	2 osoby	9
P37	II piętro	seg B - P-R'	10	11	2 osoby	10
P38	II piętro	seg B - P-R'	10	11	2 osoby	10
P39	II piętro	seg B - P-R'	10	11	2 osoby	10
P40	II piętro	seg B - P-R'	10	11	2 osoby	11
P41	II piętro	seg B - P-R'	10	11	2 osoby	11
P42	II piętro	seg B - P-R'	10	11	2 osoby	11
P43	nad garażem	seg A	12	13	2 osoby	12
P44	nad garażem	seg A	12	13	3 osoby	12
P45	nad garażem	seg A	12	13	3 osoby	12
P46	nad garażem	seg A	12	13	3 osoby	13
P47	nad garażem	seg A	12	13	3 osoby	13
P48	nad garażem	seg A	12	13	3 osoby	13
P49	nad garażem	seg A	14	15	3 osoby	14
P50	nad garażem	seg A	14	15	3 osoby	14
P51	nad garażem	seg A	14	15	3 osoby	14
P52	nad garażem	seg A	14	15	3 osoby	16
P53	nad garażem	seg A	14	15	3 osoby	16
P54	nad garażem	seg A	14	15	3 osoby	16



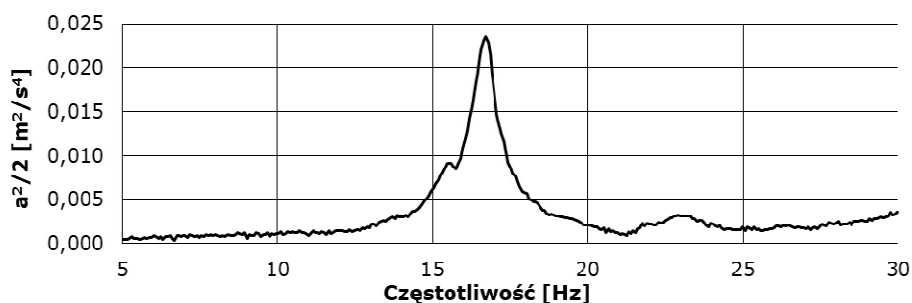
Rys. 4.38 Przykładowy przebieg badania pomiaru drgań:

a) montaż akcelerometru w punktach 1 i 2, b) lokalizacja punktów na stropie, c) wymuszanie drgań – rytmiczne skoki dwóch osób w punkcie 3

Zarejestrowane podczas badania przebiegi przyspieszeń w czasie poddano analizie częstotliwościowej FFT (*Fast Fourier Transform*), na podstawie której wyznaczono gęstości widmowe mocy przyspieszeń. Z wykresów widma odczytano dominujące częstotliwości drgań swobodnych. Dla każdego z czujników wyznaczono od jednej do trzech częstotliwości. Na Rys. 4.40 pokazano wybrane spektrum dla wybranego pomiaru P16, natomiast w Tab. 4.13 zestawiono odczytane częstotliwości drgań dla każdego z pomiarów.



Rys. 4.39 Przebieg czasowy przyspieszenia drgań pionowych – pomiar P16



Rys. 4.40 Gęstość widmowa mocy przyspieszeń – pomiar P16

Tab. 4.13 Częstotliwości drgań swobodnych w poszczególnych pomiarach

Nr pomiaru	Częstotliwość drgań [Hz]					
	Czujnik (1)			Czujnik (2)		
	1	2	3	1	2	3
P1	14,58	27,04		14,58	27,04	
P2	14,80	27,03		14,80	27,22	
P3	14,58	27,58		14,58	27,66	
P4	14,58	27,58		14,58	27,66	
P5	14,36	27,33		14,29	20,74	27,33
P6	14,58	27,40		14,58	20,08	28,06
P7	14,51	26,45		14,51	26,45	19,64
P8	14,51	26,67		14,51	26,38	19,64
P9	14,58	27,15		14,58	27,15	19,89
P10	14,69	26,93		20,15	26,96	
P11	14,54			14,54	19,97	

Tab. 4.13 ciąg dalszy

Nr pomiaru	Częstotliwość drgań [Hz]					
	Czujnik (1)			Czujnik (2)		
	1	2	3	1	2	3
P12				18,90	21,18	
P13				18,90	21,18	
P14				19,20	21,03	
P15				19,05	21,32	
P16	16,71			16,71		
P17	16,85			16,85		
P18	16,63			16,63		
P19	17,00	37,00		17,00	37,15	
P20	16,85	36,64		16,85	36,71	
P21	15,83			15,83		
P22	16,85	37,08		16,85	37,08	
P23	16,85			16,85		
P24	16,85			16,85		
P25	20,96			22,64		
P26	21,83			21,83		
P27	21,69			21,69		
P28	21,83			21,83		
P29	36,93			37,15		
P30	21,54			21,54		
P31	17,00	37,66		17,00	37,37	
P32	16,85	37,66		16,85	37,22	
P33	16,85	37,22		16,71	37,37	
P34	37,37			37,30	26,30	
P35	37,37	17,15		37,30	17,15	26,96
P36	37,22			37,52	26,67	
P37	23,45	36,20		23,30	36,34	
P38	23,30	36,20		23,45	35,76	
P39	23,30	36,20		23,45	36,05	
P40	23,30			23,30		
P41	23,30	35,75		23,15	36,05	
P42	23,30	35,61		23,30	36,20	
P43	26,96			26,52		
P44	22,85			23,15		
P45	26,52			27,70		
P46	26,38			22,58		
P47	26,38			22,27	21,69	
P48	23,15			22,71		
P49	24,18			22,42		
P50	24,33			22,42		
P51	24,33			22,42		
P52	20,81			21,40		
P53	21,10			21,40		
P54	20,81			21,40		

Tab. 4.14 Zestawienie wyznaczonych częstotliwości drgań swobodnych

Lokalizacja		Częstotliwość drgań [Hz]		
Kondygnacja	Czujnik	1	2	3
Stropodach	1	14,57	27,20	
Stropodach	2	14,56	20,02	27,15
Stropodach	4	19,01	21,18	
Stropodach	5	16,73		
Stropodach	6	16,73		
III piętro	7	16,71	36,91	
III piętro	8	16,71	36,98	
III piętro	10	21,57	36,93	
III piętro	11	24,45		
II piętro	7	16,96	37,42	
II piętro	8	16,93	26,64	37,35
II piętro	10	23,33	35,99	
II piętro	11	23,33	36,08	
Garaż – segment A	12	23,00	26,56	
Garaż – segment A	13	22,48	27,11	
Garaż – segment A	14	20,91	24,28	
Garaż – segment A	15	21,4	22,42	

Ostatecznie, w wyniku pomiarów udało się zidentyfikować częstotliwości drgań stropów, które zestawiono w Tab. 4.14. Wyznaczone w pomiarach częstotliwości posłużą do weryfikacji modelu MES.

4.8. Podsumowanie

Przeprowadzone badania pozwoliły na zebranie danych potrzebnych do zamodelowania i weryfikacji analiz numerycznych. Wykonane testy in-situ podłoża oraz wyznaczone parametry materiałowe pozwoliły na opracowanie geotechnicznego modelu podłoża, który będzie podstawą do zdefiniowania modelu gruntowego na cele analiz numerycznych. Wyznaczone częstotliwości drgań budynku zostaną wykorzystane do weryfikacji poprawności zbudowanego modelu konstrukcji, natomiast pomierzone osiadania obiektów posłużą do weryfikacji obliczeń modeli, uwzględniających współpracę budynku z podłożem gruntowym.

5. ANALIZY NUMERYCZNE OBIEKTÓW RZECZYWISTYCH

5.1. Wstęp

Niniejszy rozdział został poświęcony analizom numerycznym obiektów wraz z podłożem gruntowym, które opisano w poprzednim rozdziale. Na Rys. 5.1 przedstawiono ogólny schemat z wykonanych analiz.



Rys. 5.1 Schemat ogólny analiz numerycznych

Analizy budynku niskiego – rozległego były bardziej szczegółowe, prowadzone etapami zarówno na modelu całego obiektu, jak i na jego wycinkach. Starano się jak najdokładniej odwzorować geometrię budynku, jednak ze względu na stosunkowo skomplikowany kształt i różnice poziomów posadowienia, nieuniknione było wprowadzenie szeregu uproszczeń. Prawidłowość odwzorowania rzeczywistej konstrukcji w modelu numerycznym zweryfikowano poprzez porównanie wyników analizy modalnej z wynikami pomiarów drgań wykonanych in-situ podczas budowy. Dodatkowo przeprowadzono analizę rozkładu obciążeń na stopy i łąwy fundamentowe. Ostateczne symulacje numeryczne zachowania budynku wykonano dodając kolejne kondygnacje, zgodnie z procesem budowy.

Analiza numeryczna budynku wysokiego dotyczyła wyznaczenia przemieszczeń w poszczególnych etapach budowy całego budynku. Zamodelowano bryłę podłoża, a następnie etapami dodawano kolejne kondygnacje. Wszystkie obliczenia przeprowadzono w programie ABAQUS wykorzystującym Metodę Elementów Skończonych.

5.2. Budynek rozległy

5.2.1. Proces budowy modeli MES oraz przyjęte założenia

Budowę modelu rozpoczęto od segmentu B (por. Fot. 4.1). Model tworzone etapami, za każdym razem dodając nowy element (strop, ściana itd.) i wykonując analizę modalną. Dzięki temu korygowano wszelkie błędy pojawiające się przy modelowaniu związane z siatka numeryczną. Początkowo z modelu wyłączono podłoże gruntowe, a budynek podparto za pomocą sztywnych podpór zamiast fundamentów. Następnym krokiem było zebranie obciążeń w kolejnych fazach budowy. Za fazę przyjęto okres czasowy pomiędzy pomiarami geodezyjnymi. Wyodrębniono następujące fazy:

- faza 0 – okres od rozpoczęcia budowy do wzniesienia konstrukcji w zakresie:
segment A – strop nad pierwszym piętrem, segment B – strop nad parterem, segment C – strop nad parterem i ściany piętra,
- faza 1 – okres do ukończenia konstrukcji,
- faza 2 – okres do wykończenia budynku i oddania do użytkowania,
- faza 3 – okres 1 roku użytkowania.



Fot. 5.1 Widok budowy w „fazie 0”: a) segment A, b) segment B, c) segment C

Na Fot. 5.1 przedstawiono widok konstrukcji w fazie 0, czyli w momencie wykonywania pierwszych pomiarów geodezyjnych. W Tab. 5.1 zestawiono obciążenia w poszczególnych fazach. Obciążenia w obliczeniach komputerowych przyjmowano na podstawie oszacowania rzeczywistych wartości, a nie na podstawie wartości projektowanych.

Po skalibrowaniu modelu segmentu B i stwierdzeniu jego poprawności, zbudowano analogicznie segmenty A i C, oraz dodano fundamenty. Następnie wykonano obliczenia dla pełnego modelu z podporami sztywnymi pod fundamentami. Kolejnym krokiem było zamodelowanie podłoża gruntowego. Zgodnie z szeregiem wytycznych zawartych w pracy Fedorowicz [16], przyjęto wymiar bloku gruntowego od 0,2 do 3,0 m w planie oraz od 0,2 do 3,6 m na głębokości i wykonano obliczenia, na podstawie których odczytano naprężenia pod fundamentami w poszczególnych fazach.

Tab. 5.1 Zestawienie obciążeń podczas etapów pomiarów geodezyjnych

Faza	Opis obciążeń
0	Ciężar własny, – model konstrukcji do poziomu zgodnie z etapem budowy.
1	Ciężar własny, – całościowy model konstrukcji.
2	Ciężar własny, obciążenie na stropy wewnętrzne: – 1,25 kPa od warstw wykończeniowych, – 1,15 kPa od ścianek działowych, obciążenie na strop nad garażem: – 8,00 kPa od obciążenia gruntem i terenami zielonymi, obciążenie na ściany konstrukcyjne: – 0,84 kPa od wykończenia.
3	Ciężar własny, obciążenie na stropy wewnętrzne: – 1,25 kPa od warstw wykończeniowych, – 1,15 kPa od ścianek działowych, obciążenie na strop nad garażem: – 8,00 kPa od obciążenia gruntem i terenami zielonymi, obciążenie na ściany konstrukcyjne: – 0,84 kPa od wykończenia, obciążenie na stropy: – 0,5 kPa użytkowe.

Równoległe do budowy pełnego modelu obiektu, w ramach jego kalibracji parametrów podłoża, zamodelowano pojedyncze fundamenty, wycięte z konstrukcji w rejonach umiejscowienia reperów. Na podstawie obliczeń statycznych takiego modelu wyznaczono osiadania poszczególnych fundamentów z zastosowaniem różnych parametrów modelu *Cam-Clay*. Jako wyjściowe parametry, zastosowano dane uzyskane z edometrycznych badań laboratoryjnych. Następnie, modyfikowano je wykorzystując charakterystyki odkształceń

uzyskane z sondowań statycznych CPT i dylatometrycznych DMT. Jako obciążenie modelu, przyjmowano obciążenie równoważne wartościom naprężenia pomiędzy fundamentem a gruntem, które odczytano z analizy numerycznej całego obiektu. Tak wyznaczone obciążenia uwzględniają nierównomierność oddziaływania obiektu na podłoże, wynikającą ze sztywności konstrukcji.

Proces budowy i kalibracji pełnego modelu budynku wraz z fundamentami i bryłą podłoża był długi i wymagał szeregu sprawdzeń, weryfikacji i korygowania błędów. Wraz ze zwiększaniem liczby elementów skończonych, wzrastał również czas obliczeń. Ostatecznie stworzono model całego budynku łącznie z bryłą podłoża opisaną charakterystykami skalibrowanymi w analizach częściowych.

5.2.2. Model numeryczny MES budynku

Model numeryczny MES budynku stworzono jako płytowy z elementami prętowymi. Do zamodelowania ścian, stropów i podciągów zastosowano elementy płytowe czterowzłowe typu S4R, o grubości zgodnej z rzeczywistą geometrią. Słupy w kondygnacji podziemnej wykonano jako elementy prętowe (por. [76]). Fundamenty stanowiące przejście pomiędzy budynkiem (model liniowo-sprężysty, płytowo-prętowy), a podłożem (model sprężysto-plastyczny, bryłowy) zamodelowano elementami bryłowymi C3D8R, dla których przyjęto liniowo-sprężysty model materiału. Ściany zadeklarowano jako elementy płytowe zlokalizowane w osiach elementów konstrukcyjnych. Elementy płytowe MES stropów zlokalizowano w górnej płaszczyźnie stropów i wprowadzono mimośród odpowiadający położeniu środka ciężkości rzeczywistego elementu.

Elementom żelbetowym przypisano następujące własności: gęstość objętościowa $\rho = 2,5 \text{ t/m}^3$, wskaźnik Poissona $\nu = 0,2$ [90] oraz wartość modułu Younga $E = 34,9 \text{ GPa}$, którą oszacowano na podstawie zależności:

$$E = \frac{E_c J_c + E_s J_s}{J}, \quad (5.1)$$

gdzie:

E_c – moduł Younga betonu,

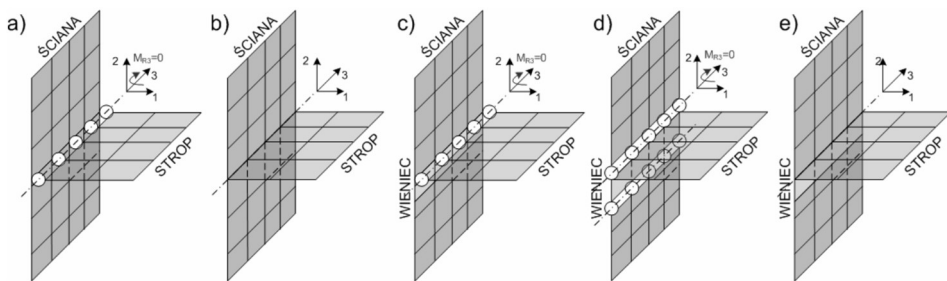
J_c – moment bezwładności części betonowej przekroju,

E_s – moduł Younga stali zbrojeniowej,

J_s – moment bezwładności części stalowej przekroju,

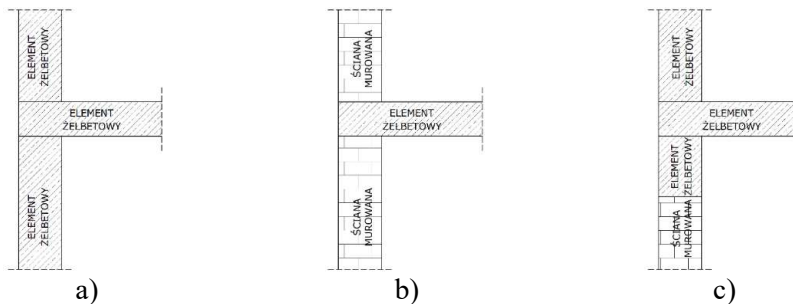
przyjmując średnio 100 kg stali na 1 m³ betonu, co jest zgodne z zestawieniem stali w projekcie wykonawczym. Dla części murowanych przyjęto: gęstość $\rho = 17 \text{ kN/m}^3$, wskaźnik Poissona $\nu = 0,25$ oraz moduł Younga $E = 4,5 \text{ GPa}$, wyznaczony zgodnie z normą PN-EN 1996-1-1 [91]. W odniesieniu do obu materiałów przyjęto model liniowo-sprężysty.

Ze względu na zastosowanie w budynku mieszanej technologii żelbetowo-murowanej, powstało do rozwiązania zagadnienie sposobu zamodelowania połączenia tych elementów. W praktycznym projektowaniu, przy braku pewności, że elementy konstrukcji są ze sobą połączone za pomocą połączenia sztywnego, przyjmuje się połączenie przegubowe, bądź liczy się dwuwarianowo, a elementy projektuje się na sytuację najbardziej niekorzystną. W tym przypadku, potrzebne były realne rozkłady sił w konstrukcji, dlatego należało ustalić sposób pracy połączenia, jak najbardziej zbliżony do rzeczywistego. Zagadnienie to jest znane w literaturze przedmiotu i zostało opisane między innymi przez Mrozka w pracy [76]. W pracy tej przedstawiono możliwość połączeń „ściana-strop-ściana”, co uwidoczniło na Rys. 5.2.



Rys. 5.2 Sposoby modelowania połączeń ściana-strop-ściana [76]

W obiekcie Cyprysowa występują połączenia pomiędzy elementami żelbetowymi i murowanymi, których warianty pokazano na Rys. 5.3. Dobór metody modelowania połączeń opierał się na analizie modalnej budynku z różnymi połączeniami i porównaniami wyników z badaniami w terenie. Analizę rozpoczęto od zamodelowania płyty stropowej, a w kolejnych obliczeniach dodawano ściany i pozostałe elementy budynku. Wyniki obliczeń w formie postaci drgań własnych i częstotliwości drgań własnych przedstawiono na Rys. 5.4. Postaci drgań wyznaczone w analizie numerycznej wykazywały dominujące amplitudy w obszarach, w których przykładano wymuszenie w trakcie badań in-situ.



Rys. 5.3 Przypadki połączeń ściana-strop-ściana w analizowanym budynku: a) połączenie ścian żelbetowych ze stropem, b) połączenie ścian murowanych ze stropem, c) połączenie ścian murowanych z podciągami i stropem żelbetowym

W ramach analizy modalnej wykonano obliczenia w odniesieniu do czterech wariantów:

- wariant 1 – płyta podparta sztywno w miejscach ścian (Rys. 5.4a),
- wariant 2 – płyta podparta przegubowo w miejscach ścian (Rys. 5.4b),
- wariant 3 – płyta połączona sztywno ze ścianami podpartymi sztywno (Rys. 5.4c),
- wariant 4 – elementy żelbetowe połączone ze sobą sztywno, elementy żelbetowe z mурowanymi połączone przegubowo (Rys. 5.4d).

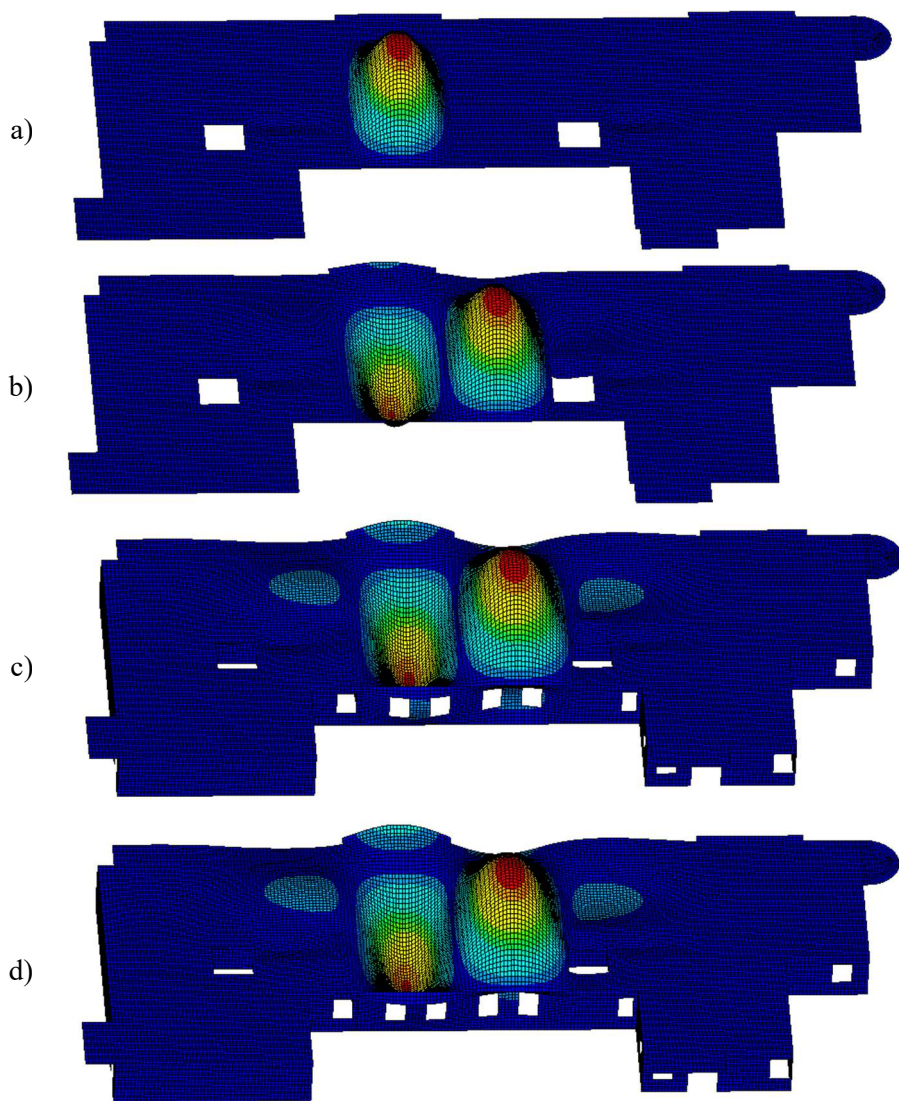
Wprowadzenie podpór sztywnych w miejsce ścian lub połączeń przegubowych między stropami i ścianami powoduje obniżenie wartości częstości drgań związanej z obniżeniem sztywności obiektu i zbliżenie ich do wartości zmierzonych w trakcie badań in-situ, a więc około 14,57 Hz.

W Tab. 5.2 zestawiono porównanie częstości drgań swobodnych uzyskane z pomiarów przyspieszeń na budynku, które opisano w rozdziale 4.7, z wartościami obliczonymi w analizie modalnej. Po analizie rezultatów z obliczeń oraz pomiarów in-situ, stwierdzono poprawność zbudowanego modelu. Połączenia elementów żelbetowych i mурowanych charakteryzują się pośrednim charakterem pracy, jednak skierowanym bardziej ku połączeniu sztywnemu. W dalszych obliczeniach przyjęto połączenie sztywne dla wszystkich elementów.

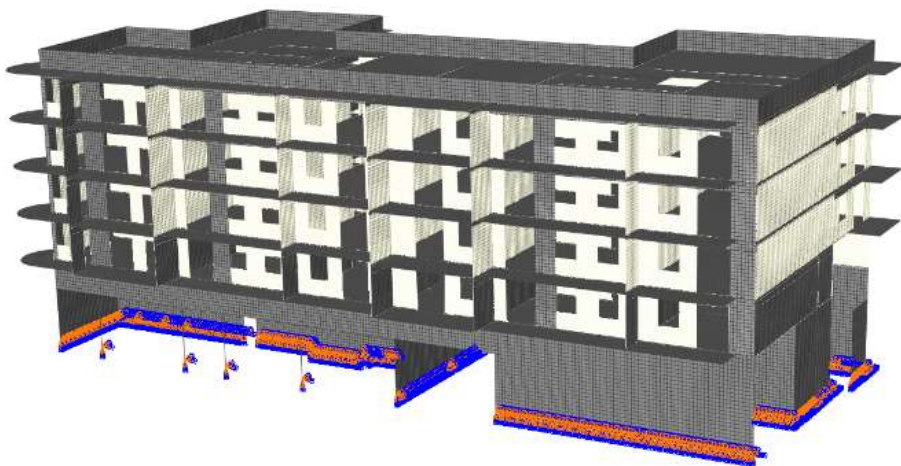
Tab. 5.2 Porównanie rezultatów obliczeń i badań in-situ

Lokalizacja pomiaru	Częstość drgań [Hz]		
	In-situ	MES-przegub	MES-sztywne
stropodach	14,57	14,11	14,77
	16,73	15,24	16,78
	19,01	18,77	19,41
	20,02	19,99	20,12
III piętro	16,71	16,24	16,70
	24,45	24,57	25,35
II piętro	16,93	16,24	16,70
	23,33	24,57	25,35
	26,64	26,00	27,02

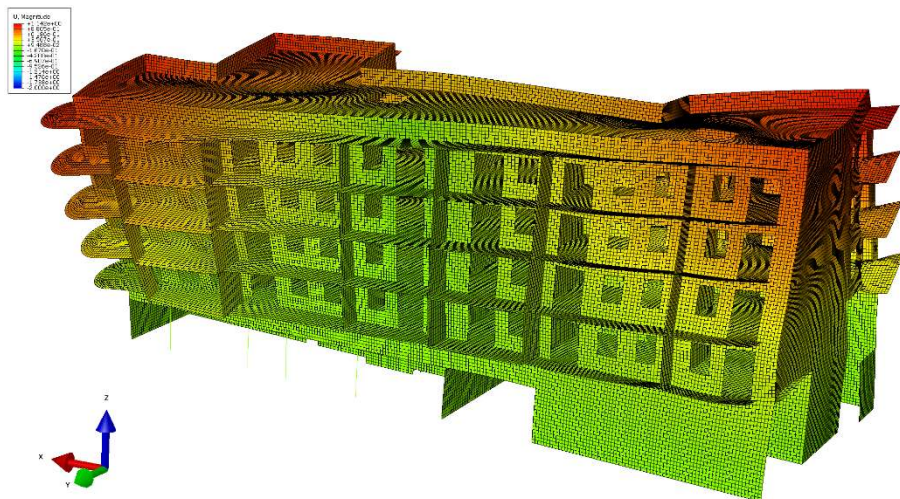
Dalsze analizy przeprowadzono na modelu całego segmentu B w dwóch wariantach. W pierwszym zastosowano połączenia przegubowe na styku żelbetu i ściany mурowanej (jak w wariantcie 4 na Rys. 5.4), a w drugim zastosowano wszystkie połączenia sztywne (jak w wariantcie 3 na Rys. 5.4). Podpory przyjęto w miejscach fundamentów, gdzie również zastosowano dwa rodzaje warunków brzegowych, a więc podpory przegubowe lub podpory sztywne. Na Rys. 5.5 pokazano model całego segmentu B budynku. Kolory oznaczają poszczególne materiały konstrukcyjne (biały – elementy mурowane, ciemnoszary – elementy żelbetowe), a opisywane połączenia dotyczyły granicy zmiany koloru. W wyniku obliczeń otrzymano częstości drgań własnych całego budynku, przykładową trzecią postać pokazano na Rys. 5.6.



Rys. 5.4 Pierwsza postać drgań własnych płyty stropowej: a) wariant 1: $f_1 = 21,91$ Hz, b) wariant 2: $f_1 = 17,66$ Hz, c) wariant 3: $f_1 = 14,63$ Hz, d) wariant 4: $f_1 = 13,84$ Hz



Rys. 5.5 Model MES segmentu B budynku z podporami i podziałem na materiały według koloru

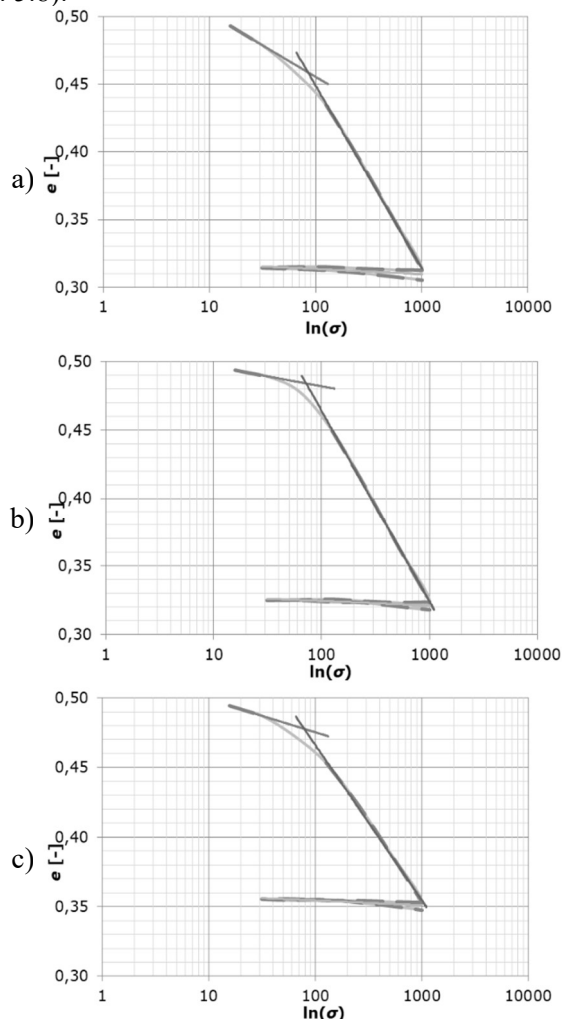


Rys. 5.6 Trzecia postać drgań własnych budynku. Wartość częstości drgań własnych dla model przegubowego: $f_3 = 7,19$ Hz, dla modelu ciągłego: $f_3 = 7,25$ Hz

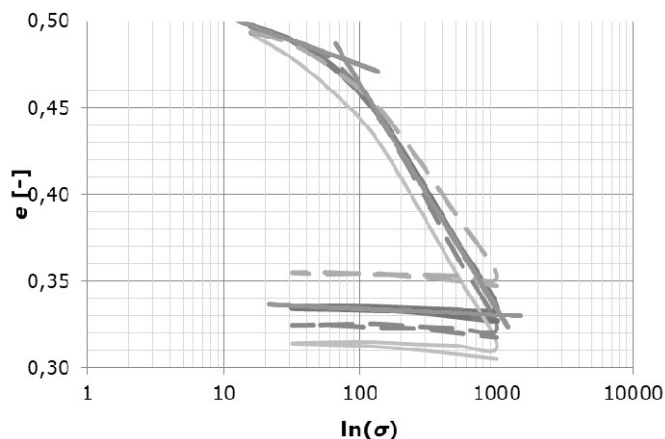
Przy porównywaniu częstości drgań wyznaczonych numerycznie z pomierzonymi in-situ brano pod uwagę również strzałkę ugięcia stropu podczas drgań. Dzięki temu, poza wartością częstości, uwzględniano także postać drgań. Należy zaznaczyć, że w przeprowadzonych w celu weryfikacji badaniach uzyskano tylko częstości drgań płyt stropowych. Wzbudzenie drgań całego budynku jest trudne i nie było możliwe do wykonania za pomocą dostępnych narzędzi.

5.2.3. Parametry numerycznego modelu podłoża

Model numeryczny podłoża stworzono jako bryłowy z elementów dwudziestowęzłowych typu C3D20R. Zachowanie gruntu opisano modelem sprężysto-plastycznym *Cam-Clay*. Podstawowe parametry modelu *Cam-Clay* odczytuje się z badań edometrycznych. Wyniki tych badań przedstawiono w formie wykresów $e-\ln(\sigma)$ (Rys. 5.7). Dla każdej z próbek wyznaczono wzory opisujące nachylenie prostych w poszczególnych przedziałach naprężeń, a następnie przetransformowano dane na parametry odkształcania λ i κ . Dodatkowo, otrzymane wykresy nałożono na siebie i wyznaczono wartość uśrednioną (Rys. 5.8).



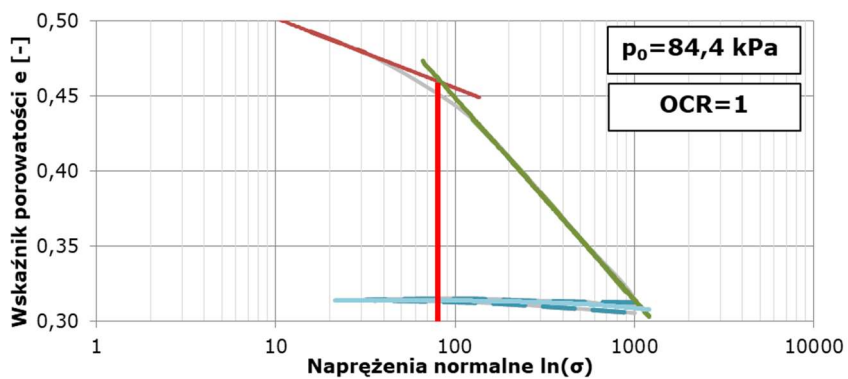
Rys. 5.7 Krzywe ścisłości próbek – obiekt Cyprysowa: a) próbka bez wody 1, b) próbka bez wody 2, c) próbka bez wody 3, gdzie: σ – naprężenia normalne, e – wskaźnik porowatości



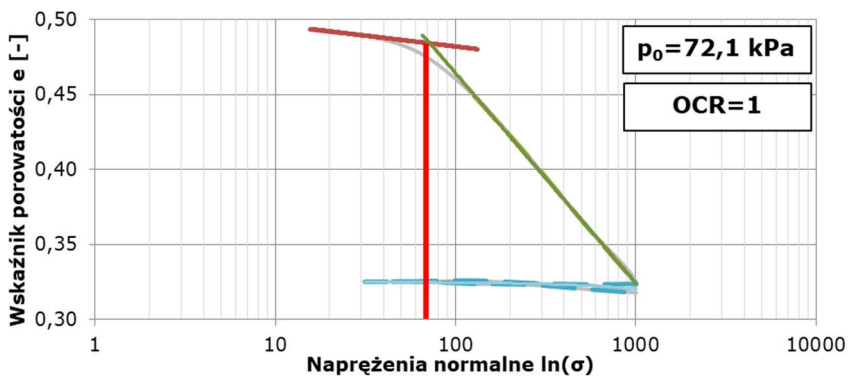
Rys. 5.8 Uśrednione krzywe ściśliwości próbek - obiekt Cyprysowa

Wskaźnik prekonsolidacji podłoża OCR i naprężenia prekonsolidacji p_0 określono z wykorzystaniem wyników badań laboratoryjnych oraz terenowych testów dylatometrycznych DMT. Interpretacja wyników badań laboratoryjnych w edometrze (Rys. 5.9) wskazuje, że grunt nie jest prekonsolidowany, co jest zgodne z genezą lessów. Naprężenia prekonsolidacji wyznaczone w badaniu odpowiadały naprężeniom geostatycznym wynikającym z głębokości pobrania próbki. Dlatego też, w przypadku tych próbek należy przyjąć wskaźnik $OCR = 1$. Następnie, punktowe badania laboratoryjne zestawiono z testami SDMT, dla których wskaźnik OCR jest szacowany na głębokości. Podstawową formułą interpretacyjną jest ta pierwotna, zaproponowana przez Marchettiego, jednak istnieje wiele jej modyfikacji zaproponowanych przez innych badaczy. Po ich analizie wskaźnik OCR na głębokości oszacowano z zależności zaproponowanej przez Mayne'a i Martin'a [70] ze wzoru (4.14).

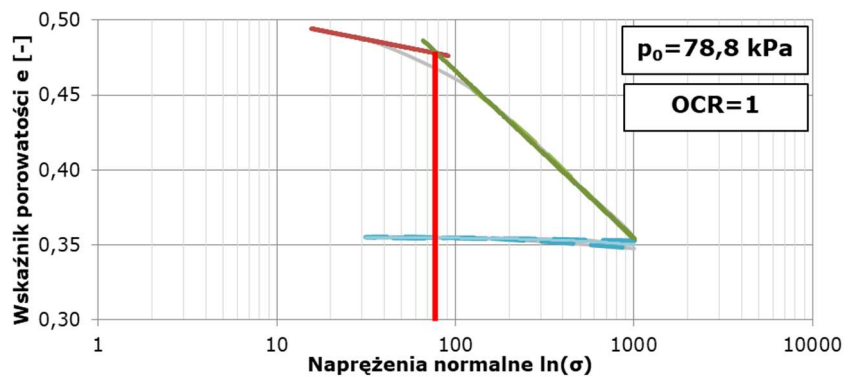
Na Rys. 5.10 przedstawiono rozkład wskaźnika OCR na głębokości. Wyniki badań wskazują na niewielką prekonsolidację górnych stref. Natomiast głębiej, grunt należy określić jako normalnie skonsolidowany. Generalnie otrzymane wykresy świadczą o gruncie normalnie skonsolidowanym, a wzrost OCR w wyższych partiach jest typowy dla strefy przypowierzchniowej [17], [39]. Należy mieć na uwadze, że wskaźnik OCR z badań DMT nie jest parametrem mierzonym bezpośrednio, a jedynie interpretowanym z wykorzystaniem formuł przeliczeniowych. Ponadto, wyznaczenie OCR dla gruntów charakteryzujących się wskaźnikiem $I_D > 1,2$ z testów DMT jest trudne i nie jest jednoznaczne. Jednak otrzymane wykresy, po uwzględnieniu wyników badań laboratoryjnych oraz wiedzy geologicznej na temat genezy gruntu należy uznać za wiarygodne. Ostatecznie do obliczeń przyjęto, że grunt jest normalnie skonsolidowany, a naprężenie p_0 odpowiada naprężeniom geostatycznym.



a)

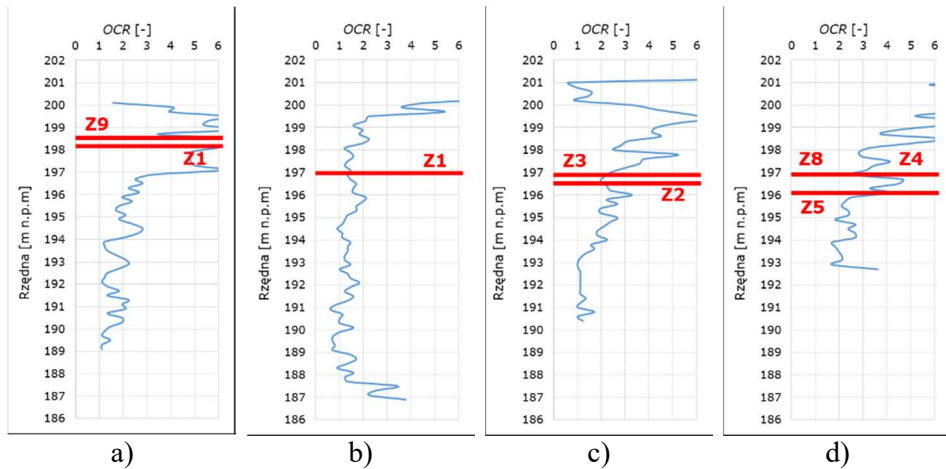


b)



c)

Rys. 5.9 Naprężenia prekonsolidacji wyznaczone w badaniach edometrycznych (bez wody): a) Cyprysowa – próbka 1, b) Cyprysowa – próbka 2, c) Cyprysowa – próbka 3

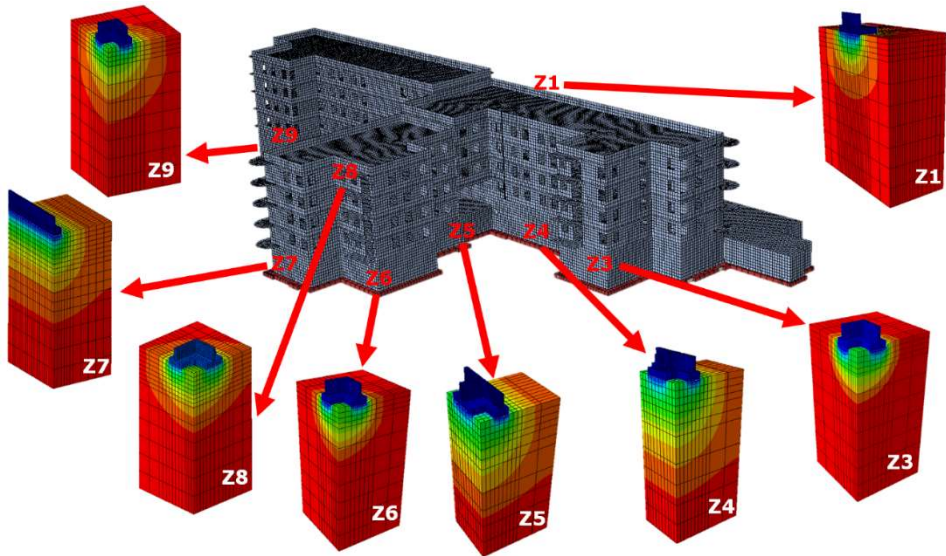


Rys. 5.10 Rozkład wskaźnika OCR na głębokości w odniesieniu do poziomu posadowienia (czerwona linia – poziom posadowienia): a) Rejon A (SDMT-1), b) Rejon B (SDMT-5), c) Rejon C (SDMT-2), d) Rejon D (SDMT-4)

Parametr M modelu *Cam-Clay* obliczono ze wzoru (2.10), przyjmując kąt tarcia wewnętrznego wyznaczony w badaniach laboratoryjnych $\varphi = 35^\circ$. Wskaźniki porowatości e_0 i e_1 wyznaczono z podstawowych badań laboratoryjnych i wykresów konsolidacji. Posłużyły one do obliczenia zasięgu obwiedni plastyczności a_0 ze wzoru (2.11). Ostatecznie uśredniono wyniki z badań laboratoryjnych próbek i tak wyznaczone parametry zestawiono w Tab. 5.3. Potraktowano je jako wartości wyjściowe.

Tab. 5.3 Zestawienie parametrów modelu *Cam-Clay* na podstawie badań laboratoryjnych – obiekt Cyprysowa

Parametr	λ	κ	M	a_0	p_0	e_1	e_0
Próbka 1	0,0586	0,0017	1,495	37,0	84,4	0,638	0,378
Próbka 2	0,0607	0,0012	1,495	33,1	72,1	0,538	0,278
Próbka 3	0,0485	0,0015	1,495	34,4	78,8	0,567	0,356
Średnia:	0,0561	0,0015	1,495	34,5	77,4	0,584	0,340



Rys. 5.11 Schemat wyodrębnienia kalibracyjnych modeli częściowych

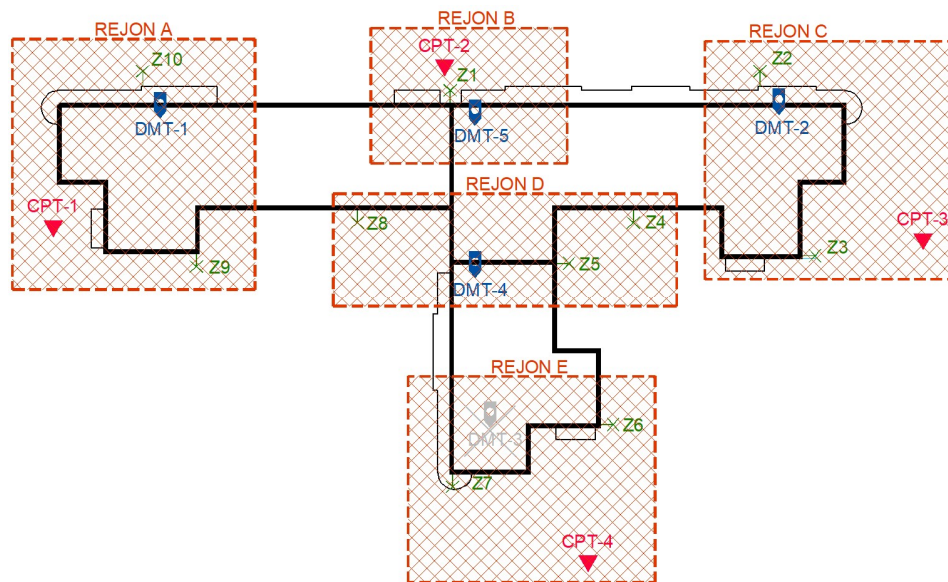
Proces budowy modelu podłoża podzielono na dwie zasadnicze części: duży model podłoża pod budynkiem oraz szereg mniejszych podmodeli kalibracyjnych, na których wykonano obliczenia z różnymi wariantami parametrów podłoża oraz obciążeń. Zbudowano 8 małych modeli odwzorowujących fragment konstrukcji budynku w miejscach umieszczonych reperów pomiarowych, co schematycznie pokazano na Rys. 5.11. Wyjściowo wartości parametrów przyjmowano na podstawie badań laboratoryjnych. Następnie w procesie kalibracji modyfikowano je wykonując obliczenia w różnych wariantach. Weryfikację wyników wykonano na podstawie pomiarów geodezyjnych na obiektach rzeczywistych. Szczegółowy opis analizy przedstawiony został w kolejnym rozdziale. Jako niezmiennie parametry założono kąt tarcia wewnętrznego i ściśliwość wtórną, a więc parametry modelu Cam-Clay M oraz κ . Pozostałe parametry modyfikowano biorąc pod uwagę wyniki osiadania oraz badań polowych.

5.2.4. Kalibracja modelu numerycznego podłoża – modele częściowe

W niniejszym rozdziale zaprezentowano wyniki obliczeń poszczególnych modeli częściowych, zawierających wycinek konstrukcji w lokalizacji repera geodezyjnego wraz z bryłą podłoża. W celu ujednoczenia obliczeń, przyjęto założenie modelowania bryły podłoża o głębokości 12,0 m poniżej poziomu posadowienia oraz wymiarach 6,0x6,0 m w rzucie. Bryła podłoża w każdym z kierunków w rzucie poziomym była większa o minimum dwukrotność szerokości stopy, natomiast na głębokości powyżej trzech szerokości stopy. Wielkość bryły podłoża wyznaczono z uwzględnieniem wytycznych zawartych

w pracy Fedorowicz [16] opracowanych na podstawie kilkudziesięciu pozycji literaturowych różnych autorów. W dwóch przypadkach wykorzystano także symetrię układu.

Każdy z submodeli składał się z trzech części: wycinka ściany, fundamentu oraz bryły podłoża. W tym przypadku zarówno dla podłoża, jak i dla modelowanego fragmentu konstrukcji, przyjmowano elementy bryłowe (C3D8R – konstrukcja oraz C3D20R – podłoże gruntowe). Wymiary siatki elementów skończonych przyjęto około 0,1 m dla ściany i fundamentu oraz około 0,2 m dla bryły podłoża w miejscu połączenia z fundamentem. Wraz ze wzrostem odległości od fundamentu, wymiary siatki podłoża zwiększały się osiągając w najdalszych rejonach długość boku około 1,5 m. Podpory przyjmowano jako przegubowe z możliwością przesuwu pionowego na krawędziach pionowych bryły gruntu oraz z blokadą przesuwu pionowego na spodzie bryły gruntu. Ostatecznie modele składały się z 1892÷8940 elementów bryłowych i 7039÷32583 węzłów o łącznej liczbie stopni swobody w zakresie 21117÷97749.



Rys. 5.12 Podział na rejonu obliczeniowe, zgodnie z wykonanymi badaniami i rozmieszczeniem reperów

Dla elementów konstrukcji zastosowano model liniowo-sprężysty, przypisując mu parametry betonu C25/30. Podłoże zamodelowano z wykorzystaniem modelu *Cam-Clay*. Obliczenia przeprowadzono w 5 wariantach parametrów podłoża. Parametry gruntu określone laboratoryjnie przyjmowano jednakowe dla podłoża pod wszystkimi fundamentami.

Tab. 5.4 Zestawienie danych do wyznaczenia parametrów geotechnicznych podłoża gruntowego dla modeli częściowych

Model częściowy (reper)	Rejon obliczeniowy	CPT		DMT		Poziom posadowienia fundamentu [m n.p.m.]
		Nr	Rzędna badania [m n.p.m.]	Nr	Rzędna badania [m n.p.m.]	
Z1	B	2	199,90	5	203,40	197,00
Z2	C	3	196,60	2	204,10	196,60
Z3	C	3	196,60	2	204,10	197,00
Z4	D	2	199,90	4	202,90	197,00
Z5	D	2	199,90	4	202,90	196,20
Z6	E	4	193,70	-	-	196,30
Z7	E	4	193,70	-	-	195,90
Z8	D	2	199,90	4	202,90	197,00
Z9	A	1	202,00	1	202,00	198,50
Z10	A	1	202,00	1	202,00	198,10

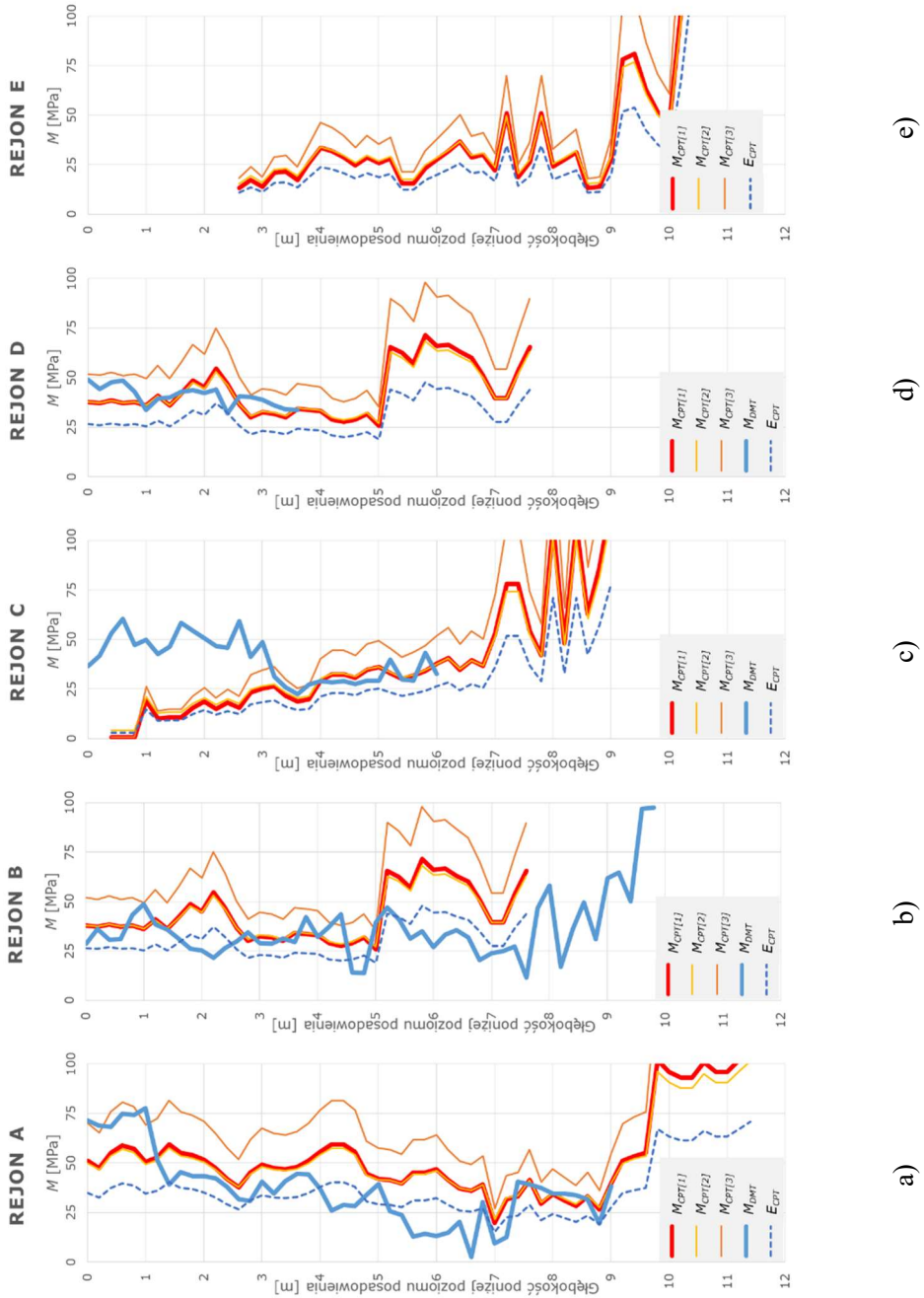
W przypadku parametrów określonych z sondowań in-situ, przyjmowano wartości z sondowania znajdującego się najbliższej rozpatrywanego repera. Teren badań podzielono na 5 rejonów (A, B, C, D, E) zgodnie ze schematem na Rys. 5.12. W Tab. 5.4 zestawiono dane do przyjęcia charakterystyk podłoża. Nie wykonywano obliczeń dla reperów Z2 oraz Z10 ze względu na brak informacji o końcowym osiadaniu, gdyż podczas realizacji obiektu repery uległy zniszczeniu.

Parametry podłoża w poszczególnych wariantach określono następująco:

- wariant 1 „EDO1” – parametry wyprowadzono na podstawie wyników badań edometrycznych, wykonanych na próbach NNS pobranych z poziomu posadowienia i opisanych w rozdziale 4.4.4. Przyjęto średnie wartości z trzech badań bez udziału wody. Założono jednorodne podłożę na całej głębokości;
- wariant 2 „EDO2” – parametry wyprowadzono na podstawie edometrycznych badań próbek bez udziału wody, jednak z przyjętym kryterium osiągnięcia stabilizacji osiadań po upływie dwóch godzin. Dane z badań laboratoryjnych zmodyfikowano poprzez usunięcie osiadania po upływie drugiej godziny. Spowodowało to zmniejszenie osiadania próbki oraz zwiększenie modułów ścisłości;
- wariant 3 „CPT1” – parametry wyprowadzono na podstawie sondowań statycznych CPT. Moduł ścisłości z sondowania statycznego CPT jest parametrem wyinterpretowanym. W zależności od przyjętej ścieżki interpretacyjnej otrzymuje się różne wartości. Na cele wykonywanych obliczeń rozważono trzy ścieżki interpretacyjne. W pierwszej ścieżce przyjęto zależność Sanglerat’a [111], na podstawie której moduł wyznaczono ze wzoru (4.3), przyjmując $\alpha_m = 6$ i oznaczono go jako $M_{CPT[1]}$. W drugiej ścieżce, zgodnie z wytycznymi Pisarczyka [104], wyznaczono moduł odkształcenia

podłoża $E_{0,CPT}$ ze wzoru (4.6), który następnie przeliczono na jednowymiarowy moduł ściśliwości za pomocą zależności (2.13) i moduł ten oznaczono roboczo jako $M_{CPT[2]}$. Ścieżka trzecia bazowała na korelacji Kulhawy’ego i Mayne’a [48], gdzie moduł ściśliwości wyznaczono ze wzoru (4.5) i nazwano roboczo $M_{CPT[3]}$. Metoda ta była stosowana dla lessów przez Młynarka i Wierzbickiego w pracach [74], [131]. Na Rys. 5.13 przedstawiono wykresy porównujące moduły ściśliwości wyznaczone z sondowań CPT trzema formułami wraz z odniesieniem do modułu dylatometrycznego. Pomocniczo, linią przerywaną pokazano moduł odkształcenia podłoża $E_{0,CPT}$. Jak wspomniano w rozdziale 0 wyznaczenie parametrów ścieżką interpretacyjną pierwszą i drugą, daje bardzo zbliżone wartości, natomiast według ścieżki trzeciej otrzymuje się wyższe wartości modułów. Do dalszych analiz wybrano moduły $M_{CPT[1]}$, które dla rozpatrywanego zakresu q_c są prawie równe $M_{CPT[2]}$;

- Do obliczeń niezbędne były parametry modelu *Cam-Clay*, których nie można uzyskać bezpośrednio z sondowań CPT, dlatego też opracowano własną procedurę przeliczeniową. Ze względu na OCR~1 na głębokości oraz głębokość posadowienia w zakresie 4÷7 m poniżej poziomu terenu istniejącego należy przyjąć, że do naprężeń około 70÷120 kPa grunt pracuje w zakresie naprężeń wtórnych. Dla naprężeń wtórnych, parametr κ modelu *Cam-Clay* przyjęto z badań edometrycznych. Zakres naprężeń dodatkowych, czyli pojawiających się po raz pierwszy w gruncie waha się w granicach 70÷250 kPa. Dlatego też, w celu wyznaczenia parametrów modelu *Cam-Clay* „sztucznie zmodyfikowano” rzeczywiste wyniki badań edometrycznych dla zakresu 126÷252 kPa przyjmując, że w tym zakresie występuje moduł oszacowany z sondowań CPT. Następnie wyliczono wskaźnik ściśliwości C_c , na podstawie którego z zależności $\lambda = C_c/2,3$ wyznaczono nachylenie Linii Pierwotnego Obciążenia λ dla modelu *Cam-Clay*. W rozważanym wariantcie obliczeniowym założono podłoże jednorodne, przyjmując na całej głębokości parametry jak dla warstwy leżącej bezpośrednio pod fundamentem. Opisaną procedurę wyznaczania parametrów modelu z wyników badań połowych przedstawiono w formie wycinka obliczeń z programu *MathCad* poniżej, na przykładzie „Rejonu A”.



Rys. 5.13 Zestawienie modułów ścisłości wyznaczonych z sondowań statycznych CPT oraz z testów dylatometrycznych DMT: a) Rejon A, b) Rejon B, c) Rejon C, d) Rejon D, e) Rejon E

Początek obliczeń w programie MathCad

DANE WEJŚCIOWE

Dane próbki

$$D := 63\text{mm} \quad h := 20\text{mm} \quad m_w := 126\text{g} \quad w := 13\% \quad \rho_s := 2.65 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$$

Dane badania

$$\begin{aligned} \sigma_B &:= 126\text{kPa} & h_B &:= 19.036\text{mm} \\ \sigma_{C'} &:= 252\text{kPa} & h_{C'} &:= 18.561\text{mm} \\ \Delta\sigma &:= (\sigma_C - \sigma_B) = 126\text{kPa} & \Delta\varepsilon &:= \frac{h_B - h_C}{h_B} = 0.025 \end{aligned}$$

WYZNACZENIE PARAMETRÓW ŚCISLIWOŚCI Z BADANIA W EDMETRZE

Parametry edometru

$$M_O = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \quad M_{OB} = \frac{\sigma_C - \sigma_B}{h_B - h_C} \cdot h_B \quad \boxed{M_O = 5.050 \cdot \text{MPa}}$$

Przekształcenia wzorów

- powierzchnia próbki - objętość próbki

$$A_w := \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 31.172 \cdot \text{cm}^2 \quad V_w := \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot h = 62.345 \cdot \text{cm}^3$$

- odciość objętościowa szkieletu gruntowego

$$\rho_d = \frac{\frac{m}{A \cdot h}}{(1+w)} \quad \rho_{dB} = \frac{\frac{m}{A \cdot h_B}}{1+w} = 1.88 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3} \quad \rho_{dC} = \frac{\frac{m}{A \cdot h_C}}{1+w} = 1.93 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$$

- wskaźnik porowatości

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} \quad e = \frac{\rho_s - \frac{\frac{m}{A \cdot h}}{(1+w)}}{\frac{\frac{m}{A \cdot h}}{(1+w)}} \quad e_B = \frac{\rho_s - \frac{\frac{m}{A \cdot h_B}}{1+w}}{\frac{\frac{m}{A \cdot h_B}}{1+w}} = 0.410 \quad e_C = \frac{\rho_s - \frac{\frac{m}{A \cdot h_C}}{1+w}}{\frac{\frac{m}{A \cdot h_C}}{1+w}} = 0.375$$

Parametry ścisłości

- wskaźnik ścisłości $C_c := \frac{e_C - e_B}{\log(\sigma_B) - \log(\sigma_C)} = 0.117$

- nachylenie krzywej konsolidacji pierwotnej (Cam Clay Model) $\lambda := \frac{C_c}{2.3} = 0.0508$

WYZNACZENIE PARAMETRÓW ŚCISLIWOŚCI Z BADANIA CPT

Parametr z sondowania CPT

$$M_{CPT,w} := 49\text{MPa}$$

Analiza wsteczna - CPT > Edometr

- założona wysokość początkowa $h_{B'} := h_B = 19.036 \cdot \text{mm}$

- obliczona wysokość końcowa $h_{C'} := h_{B'} - \frac{h_{B'} \cdot \Delta\sigma}{M_{CPT}} = 18.987 \cdot \text{mm}$

$$e_{B'} := \frac{\frac{\rho_s - \frac{\frac{m}{A \cdot h_{B'}}}{1+w}}{\frac{\frac{m}{A \cdot h_{B'}}}{1+w}}}{\frac{\frac{m}{A \cdot h_{B'}}}{1+w}} \quad e_{C'} := \frac{\frac{\rho_s - \frac{\frac{m}{A \cdot h_{C'}}}{1+w}}{\frac{\frac{m}{A \cdot h_{C'}}}{1+w}}}{\frac{\frac{m}{A \cdot h_{C'}}}{1+w}} \quad \boxed{e_{B'} = 0.41} \quad \boxed{e_{C'} = 0.407}$$

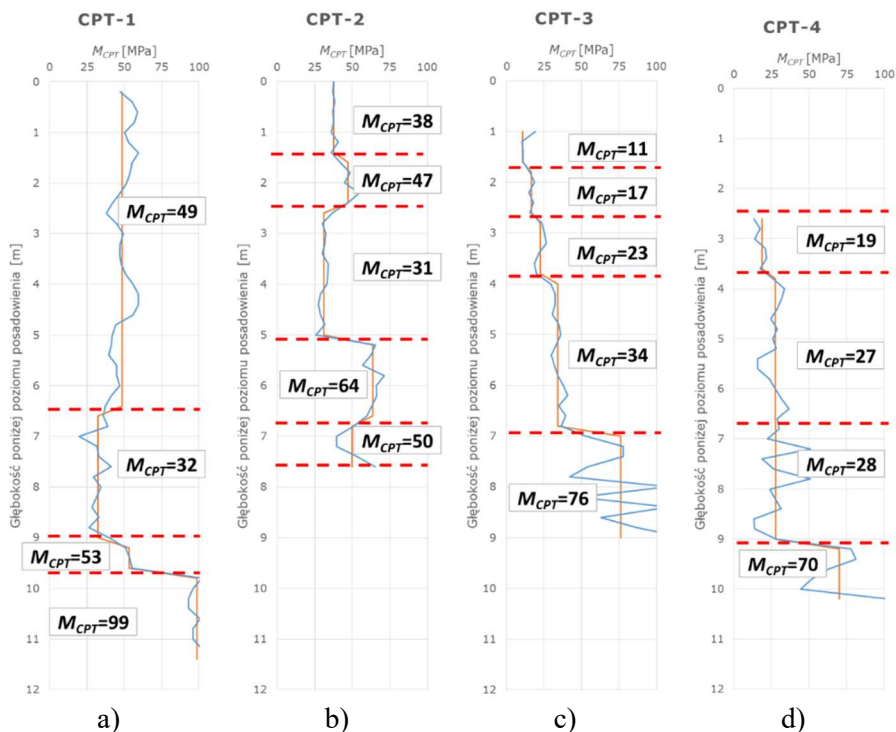
Parametry ścisłości (analiza wsteczna CPT > Edometr)

- wskaźnik ścisłości $C_{c,w} := \frac{e_{C'} - e_{B'}}{\log(\sigma_B) - \log(\sigma_C)} = 0.012$

- nachylenie krzywej konsolidacji pierwotnej (Cam Clay Model) $\lambda_w := \frac{C_c}{2.3} = 0.0052$

Koniec obliczeń w programie MathCad

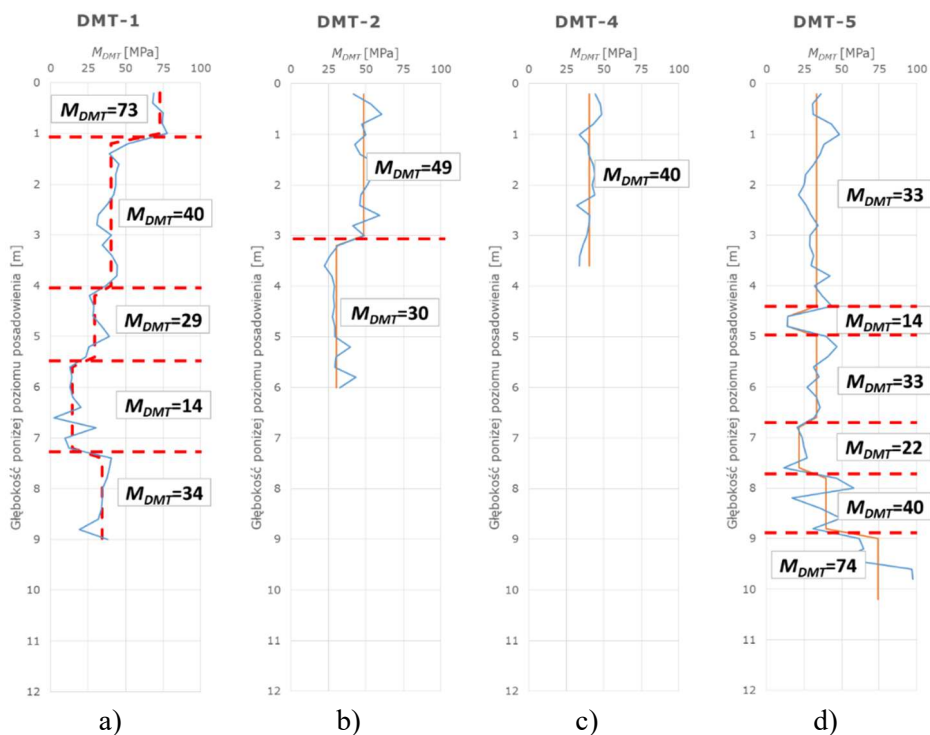
- wariant 4 „CPT2” – parametry wyprowadzono na podstawie sondowań statycznych CPT jak w wariantcie CPT1. W tym przypadku jednak, założono podłoże uwarstwione, zgodnie z wydzieleniami wykonanymi na podstawie oporów sondowań CPT, przedstawione na Rys. 5.14. Podział na podwarstwy wykonywano tylko dla strefy bezpośrednio pod fundamentem. Zmian poniżej 6 m od spodu fundamentu nie uwzględniano ze względu na znikomy ich wpływ na osiadanie. Zmienność parametrów na tej głębokości miałyby wpływ jedynie w przypadku występowania bardzo słabych gruntów i znacznych obciążeń;



Rys. 5.14 Rozkład modułu ściśliwości na głębokości według sondowań statycznych CPT oraz podział na warstwy: a) sondowanie CPT-1, b) sondowanie CPT-2, c) sondowanie CPT-3, d) sondowanie CPT-4

- wariant 5 „DMT” – parametry wyprowadzono na podstawie testów dylatometrycznych SDMT. Rozkład modułów dylatometrycznych na głębokości pokazano na Rys. 5.15. Analogicznie jak przy sondowaniach statycznych, zastosowano procedurę przejściową parametrów wyznaczonych in-situ za pomocą dylatometru Marchettiego na parametry modelu numerycznego *Cam-Clay*. W przypadku rejonu E, gdzie ze względu

technicznych nie udało się wykonać sondowania SDMT, obliczeń w wariancie 5 nie przeprowadzono;



Rys. 5.15 Rozkład modułu ściśliwości M_{DMT} na głębokości według testów dylatometrycznych SDMT oraz podział na warstwy: a) DMT-1, b) DMT-2, c) DMT-4, d) DMT-5

Ostatecznie do obliczeń przyjęto parametry zestawione w Tab. 5.5. Numeryczna symulacja zachowania modeli została podzielona na kroki obliczeniowe, w których kolejno odwzorowywano fazy wznoszenia budynku. Opis kroków znajduje się w Tab. 5.6. W krokach „Load”, obciążenia przykładano w formie równomiernego ciśnienia, działającego pionowo w dół na ścianę w jej górnej płaszczyźnie. Wartość ciśnienia wyliczono ze średnich naprężeń, jakie powinny się wytworzyć pod fundamentem w kolejnych fazach budowy. Zastosowano zasadę proporcjonalności względem powierzchni elementów. Przykładowo, w modelu Z1, powierzchnia fundamentu wynosiła 5,0 m², a ściany około 0,3 m², co daje wielokrotność 14,7. Dlatego, w fazie „Load 0”, gdy naprężenia pod fundamentem miały wynosić około 95,0 kPa, na ścianę przyjęto ciśnienie 1398,0 kPa. Wartości dla pozostałych faz i modeli obliczono analogicznie i zestawiono w Tab. 5.7.

Tab. 5.5 Zestawienie parametrów modelu *Cam-Clay* dla modeli częściowych

Model częściowy	Wariant	Warstwa gruntu	Parametry modelu <i>Cam-Clay</i>						
			λ	κ	M	a_0	p_0	e_1	e_0
Z1	EDO1	1	0,0561	0,0014	1,495	34,5	95	0,584	0,340
	EDO2	1	0,0512	0,0004	1,495	39,1	95	0,567	0,342
	CPT1	1	0,0071	0,0014	1,495	19,3	95	0,584	0,552
	CPT2	1	0,0071	0,0014	1,495	19,3	95	0,584	0,552
		2	0,0040	0,0014	1,495	13,1	209	0,584	0,565
	DMT	1	0,0078	0,0014	1,495	20,9	95	0,584	0,548
Z3	EDO1	1	0,0561	0,0014	1,495	35,3	38	0,584	0,340
	EDO2	1	0,0512	0,0004	1,495	39,4	38	0,567	0,342
	CPT1	1	0,0075	0,0014	1,495	9,9	38	0,584	0,556
		1	0,0112	0,0014	1,495	9,9	38	0,584	0,556
	CPT2	2	0,0075	0,0014	1,495	16,1	78	0,584	0,554
		3	0,0034	0,0014	1,495	8,6	98	0,584	0,567
DMT	1	0,0052	0,0014	1,495	7,1	38	0,584	0,565	
Z4	EDO1	1	0,0561	0,0014	1,495	34,4	114	0,584	0,340
	EDO2	1	0,0512	0,0004	1,495	39,0	114	0,567	0,342
	CPT1	1	0,0071	0,0014	1,495	25,1	114	0,584	0,546
		1	0,0071	0,0014	1,495	25,1	114	0,584	0,546
	CPT2	2	0,0040	0,0014	1,495	10,8	152	0,584	0,566
		3	0,0034	0,0014	1,495	25,4	182	0,584	0,554
DMT	1	0,0064	0,0014	1,495	20,2	114	0,584	0,554	
Z5	EDO1	1	0,0561	0,0014	1,495	34,7	76	0,584	0,340
	EDO2	1	0,0512	0,0004	1,495	39,1	76	0,567	0,342
	CPT1	1	0,0071	0,0014	1,495	18,0	76	0,584	0,549
		1	0,0071	0,0014	1,495	18,0	76	0,584	0,549
	CPT2	2	0,0040	0,0014	1,495	9,0	114	0,584	0,567
		2	0,0040	0,0014	1,495	9,0	114	0,584	0,567
DMT	1	0,0064	0,0014	1,495	14,7	76	0,584	0,556	
Z6	EDO1	1	0,0561	0,0014	1,495	35,9	19	0,584	0,340
	EDO2	1	0,0512	0,0004	1,495	39,6	19	0,567	0,342
	CPT1	1	0,0095	0,0014	1,495	6,0	19	0,584	0,558
		1	0,0095	0,0014	1,495	6,0	19	0,584	0,558
	CPT2	2	0,0037	0,0014	1,495	9,9	133	0,584	0,566
		2	0,0037	0,0014	1,495	9,9	133	0,584	0,566
DMT	1	0,0064	0,0014	1,495	14,7	19	0,584	0,556	
Z7	EDO1	1	0,0561	0,0014	1,495	35,9	19	0,584	0,340
	EDO2	1	0,0512	0,0004	1,495	39,6	19	0,567	0,342
	CPT1	1	0,0095	0,0014	1,495	6,0	19	0,584	0,558
		1	0,0095	0,0014	1,495	6,0	19	0,584	0,558
	CPT2	2	0,0037	0,0014	1,495	9,9	133	0,584	0,566
		2	0,0037	0,0014	1,495	9,9	133	0,584	0,566

Tab. 5.5 ciąg dalszy

Model częściowy	Wariant	Warstwa gruntu	Parametry modelu <i>Cam-Clay</i>						
			λ	κ	M	a_0	p_0	e_1	e_0
Z8	EDO1	1	0,0561	0,0014	1,495	34,5	95	0,584	0,340
	EDO2	1	0,0512	0,0004	1,495	39,1	95	0,567	0,342
	CPT1	1	0,0071	0,0014	1,495	20,9	95	0,584	0,548
	CPT2	1	0,0071	0,0014	1,495	20,9	95	0,584	0,548
	CPT2	2	0,0040	0,0014	1,495	24,6	133	0,584	0,550
	DMT	1	0,0064	0,0014	1,495	17,5	95	0,584	0,555
Z9	EDO1	1	0,0561	0,0014	1,495	34,7	76	0,584	0,340
	EDO2	1	0,0512	0,0004	1,495	39,1	76	0,567	0,342
	CPT1	1	0,0052	0,0014	1,495	12,3	76	0,584	0,561
	CPT1	1	0,0052	0,0014	1,495	12,3	76	0,584	0,561
	CPT2	2	0,0080	0,0014	1,495	33,0	209	0,584	0,549
	DMT	1	0,0064	0,0014	1,495	14,7	76	0,584	0,556

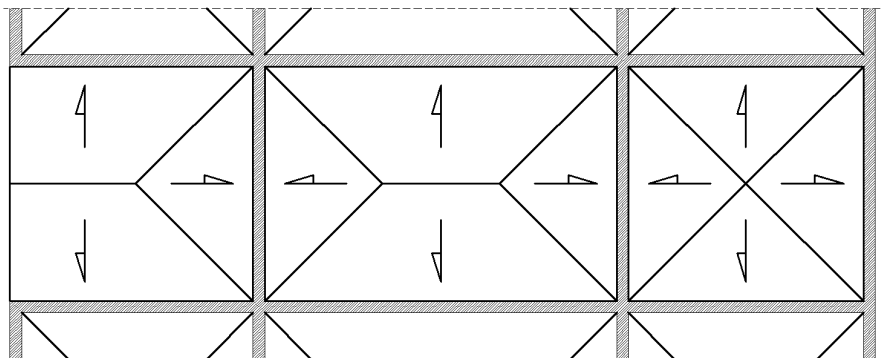
Tab. 5.6 Opis kroków obliczeniowych modeli częściowych

Krok	Opis
Geostatic	Na tym etapie, w modelu istnieje tylko bryła podłoża. Przemieszczenia podłoża nie występują. Jest to krok służący wprowadzeniu naprężeń geostatycznych do podłoża gruntowego. W górnej części wartość naprężeń wynika z nadkładu gruntu w poziomie posadowienia i wraz z głębokością rośnie zgodnie z ciężarem gruntu.
Footing	Wprowadzenie do modelu fundamentu wraz z wycinkiem ściany. Przemieszczenia podłoża są nieznaczne, ze względu na niewielkie obciążenie i pracę w zakresie naprężeń wtórnych.
Load 0	Wprowadzenie do modelu obciążeń występujących w momencie pierwszego pomiaru geodezyjnego (tzw. „zerowego”), tj. fazy 0 opisanej w Tab. 5.1.
Load 1	Wprowadzenie do modelu obciążeń z fazy 1 opisanej w Tab. 5.1.
Load 2	Wprowadzenie do modelu obciążeń z fazy 2 opisanej w Tab. 5.1.
Load 3	Wprowadzenie do modelu obciążeń z fazy 3 opisanej w Tab. 5.1.

Tab. 5.7 Zestawienie naprężeń pod fundamentami w rejonie reperów geodezyjnych

Reper	Pole powierzchni		Naprężenia pod fundamentem w fazach				Obciążenie na ścianę w fazach			
	[m ²]		[kPa]				[kPa]			
	ściana	fundament	0	1	2	3	0	1	2	3
1	0,31	4,50	95,1	150,8	195,1	207,7	1397,9	2216,2	2866,6	3052,4
3	0,74	3,84	63,7	120,1	140,3	145,8	331,7	625,6	730,5	759,1
4	1,34	6,00	76,0	143,7	173,2	181,8	339,2	641,5	773,5	811,8
5	1,81	7,00	38,0	80,3	93,4	97,1	147,2	310,9	361,9	376,2
6	0,80	3,84	56,5	99,3	123,4	130,5	271,0	476,7	592,4	626,2
7	1,04	7,70	46,4	80,3	102,4	109,6	344,6	595,8	760,1	813,7
8	0,75	4,20	67,2	97,5	114,4	118,7	376,4	546,2	640,4	664,5
9	0,75	3,00	76,7	110,9	132,4	139,0	306,7	443,5	529,7	555,8

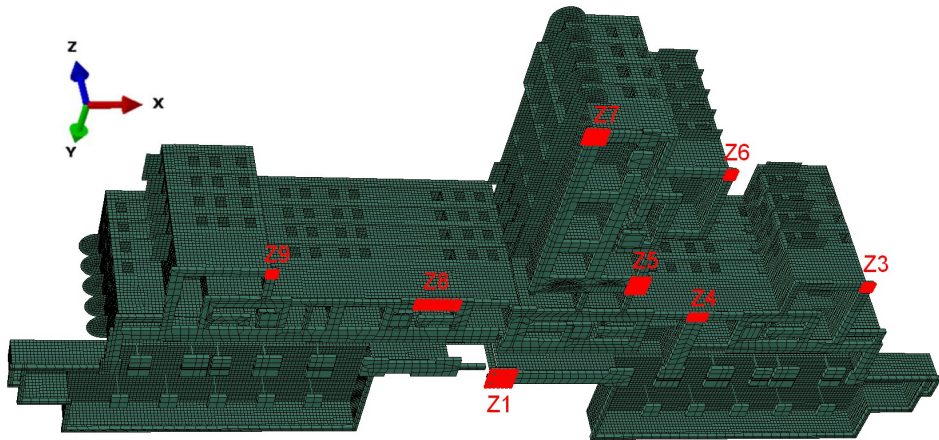
Naprężenia pod fundamentami oszacowano na dwa sposoby. Pierwszy, tradycyjnie z wykorzystaniem metody analitycznej i założeniem równomiernego rozkładu obciążeń na ściany jak na Rys. 5.16. Drugi sposób to wydzielenie w modelu numerycznym całego obiektu stref na styku fundament-podłoże (Rys. 5.17) w rejonach reperów i odczytanie naprężenia S33 (normalnego o wektorach pionowych) w węzłach w poszczególnych fazach budowy. Następnie wartości z poszczególnych węzłów modeli uśredniono, wyznaczając naprężenia reprezentatywne dla każdej ze stref. Porównanie wartości naprężeń pod fundamentami, oszacowanych obiema metodami w poszczególnych fazach, przedstawiono na Rys. 5.18.



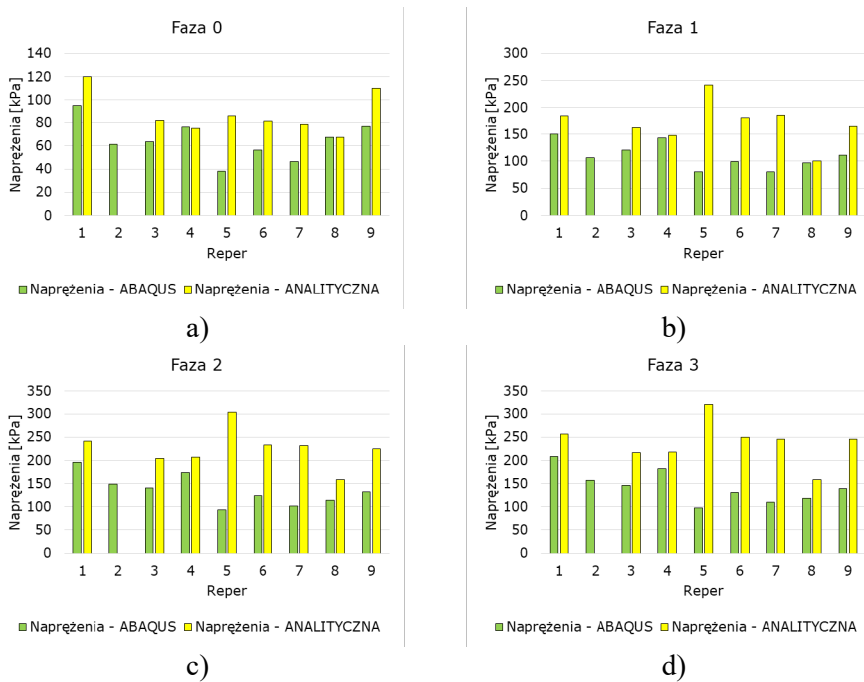
Rys. 5.16 Schemat klasycznej metody zbierania obciążeń

Jak można zauważyć, wartości obciążeń na fundamenty oszacowane dwoma metodami różnią się. Metoda analityczna nie uwzględnia sztywności budynku, a obciążenia często są dublowane. Wynikiem tego są nieco zawyżone obciążenia fundamentów, co w szczególności można zauważyć na reperach zlokalizowanych w narożnikach budynku. W kontekście praktyki inżynierskiej taką tendencję należy uznać za pozytywną, gdyż działa w stronę bezpieczną. Jednak na cele niniejszych rozważań bardziej zasadne jest skorzystanie z naprężeń wyznaczonych z analizy numerycznej całego budynku z uwzględnieniem jego sztywności i pracy podłoża. Wartości te pozwalają w dokładniejszy sposób odwzorować rzeczywistą pracę konstrukcji.

Wynikiem obliczeń statycznych przedstawionych modeli, były wartości przemieszczeń oraz naprężeń w poszczególnych fazach budowy. Mapy naprężeń i przemieszczeń dla różnych wariantów parametrów różniły się nieznacznie. Znaczące natomiast były wartości przemieszczeń pionowych. Wyniki obliczeń dla poszczególnych modeli numerycznych i wariantów parametrów geotechnicznych zestawiono w Tab. 5.8÷Tab. 5.15. Widok modeli numerycznych wraz z mapami przemieszczeń i naprężeń, a także graficzne porównanie osiadań pomierzonych geodezyjnie z wartościami obliczonymi w analizach numerycznych przedstawiono na Rys. 5.19÷Rys. 5.34. Wartości osiadania zawsze podawano względem fazy 0.

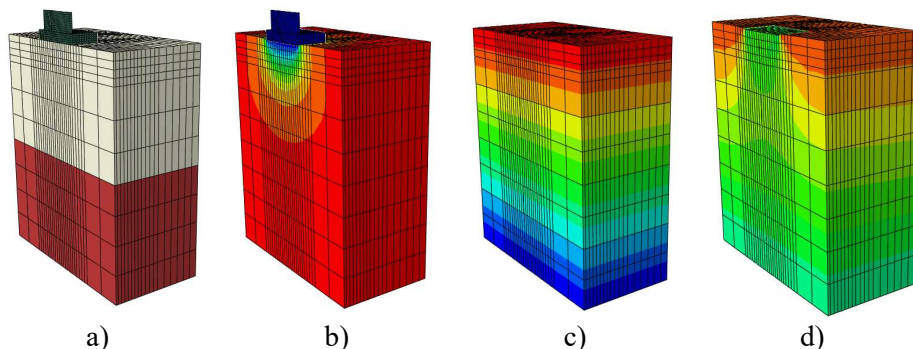


Rys. 5.17 Lokalizacja stref naprężeń do obliczenia obciążeń na fundamenty



Rys. 5.18 Porównanie wartości naprężeń normalnych pod fundamentami oszacowane dwoma różnymi metodami: a) faza 0, b) faza 1, c) faza 2, d) faza 3

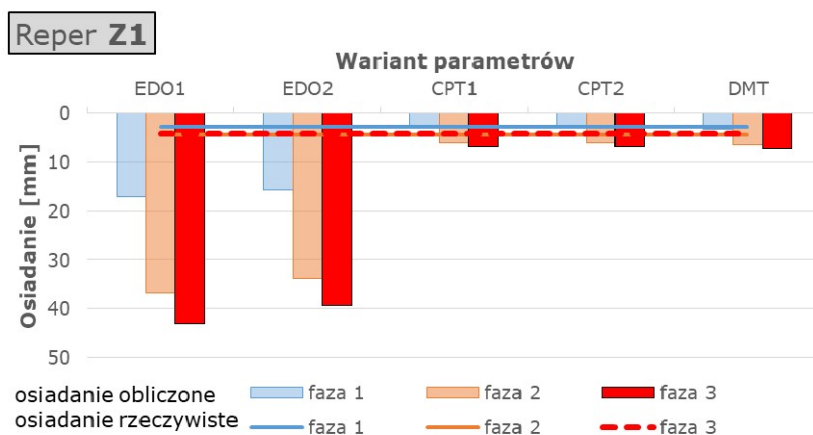
Model REPER Z1+PODŁOŻE



Rys. 5.19 Model numeryczny wycinka budynku wraz z podłożem przy reperze Z1: a) widok z podziałem na warstwy, b) mapa przemieszczeń pionowych, c) mapa naprężeń S33 – krok „Geostatic”, d) mapa naprężeń S33 – krok „Load 3”

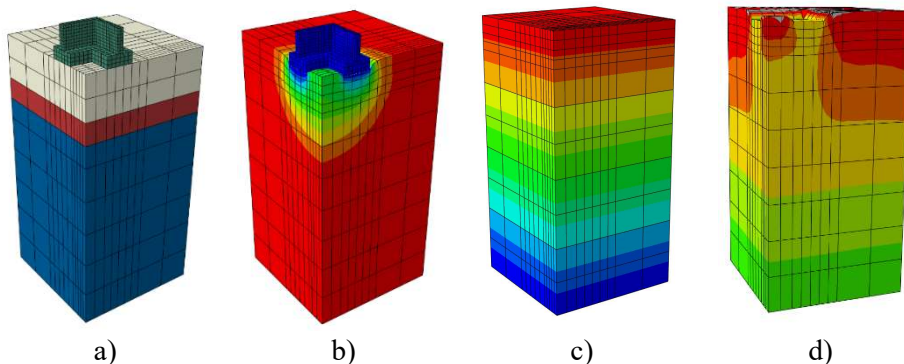
Tab. 5.8 Zestawienie osiadań repera Z1 pomierzonych geodezyjnie i obliczonych. Wartości względem pomiaru odniesienia (faza 0)

Wariant	Osiadanie rzeczywiste [mm]			Osiadanie obliczone [mm]		
	faza 1	faza 2	faza 3	faza 1	faza 2	faza 3
EDO1				17,0	36,8	42,9
EDO2				15,6	33,8	39,4
CPT1	2,7	4,2	4,0	3,0	6,0	6,9
CPT2				3,0	6,0	6,9
DMT				3,1	6,4	7,3



Rys. 5.20 Porównanie osiadań repera Z1 pomierzonych geodezyjnie i obliczonych. Wartości względem pomiaru odniesienia (faza 0)

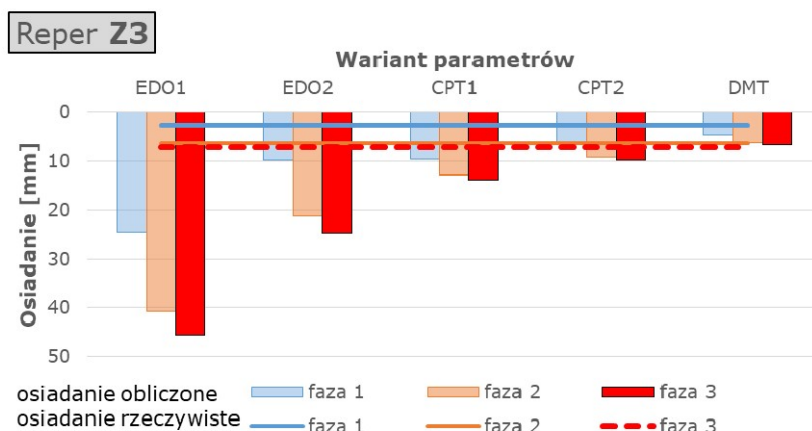
Model REPER Z3+PODŁOŻE



Rys. 5.21 Model numeryczny wycinka budynku wraz z podłożem przy reperze Z3: a) widok z podziałem na warstwy, b) mapa przemieszczeń pionowych, c) mapa naprężeń S33 – krok „Geostatic”, d) mapa naprężeń S33 – krok „Load 3”

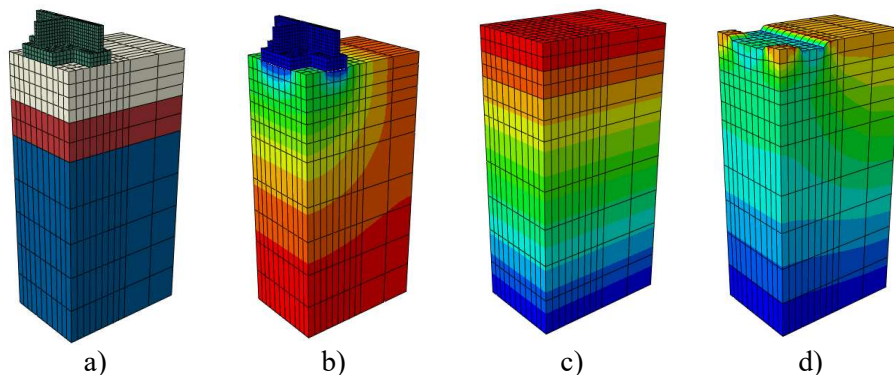
Tab. 5.9 Zestawienie osiadań repera Z3 pomierzonych geodezyjnie i obliczonych. Wartości względem pomiaru odniesienia (faza 0)

Wariant	Osiadanie rzeczywiste [mm]			Osiadanie obliczone [mm]		
	faza 1	faza 2	faza 3	faza 1	faza 2	faza 3
EDO1				24,4	40,8	45,5
EDO2				9,7	21,2	24,7
CPT1	2,7	6,3	7,1	9,6	12,9	13,8
CPT2				6,6	9,1	9,8
DMT				4,5	6,1	6,6



Rys. 5.22 Porównanie osiadań repera Z3 pomierzonych geodezyjnie i obliczonych. Wartości względem pomiaru odniesienia (faza 0)

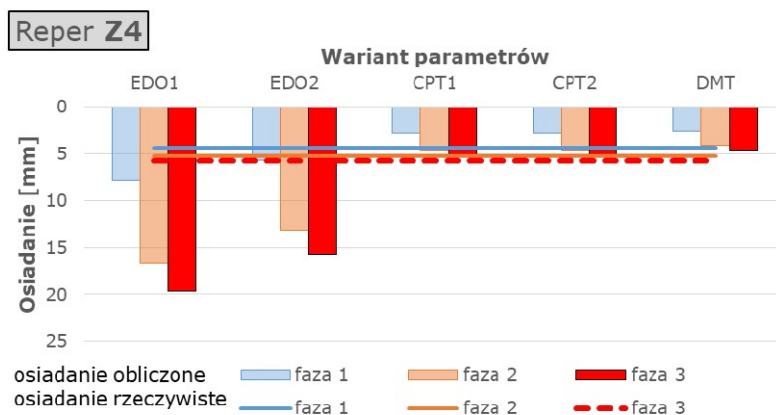
Model REPER Z4+PODŁOŻE



Rys. 5.23 Model numeryczny wycinka budynku wraz z podłożem przy reperze Z4: a) widok z podziałem na warstwy, b) mapa przemieszczeń pionowych, c) mapa naprężeń S33 – krok „Geostatic”, d) mapa naprężeń S33 – krok „Load 3”

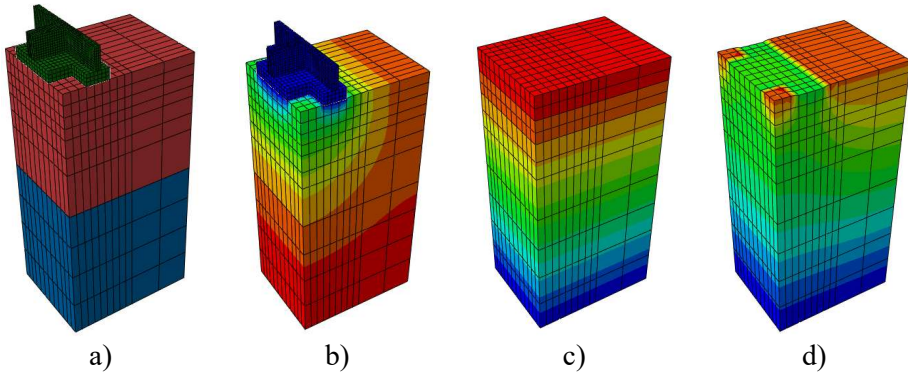
Tab. 5.10 Zestawienie osiadań repera Z4 pomierzonych geodezyjnie i obliczonych. Wartości względem pomiaru odniesienia (faza 0)

Wariant	Osiadanie rzeczywiste [mm]			Osiadanie obliczone [mm]		
	faza 1	faza 2	faza 3	faza 1	faza 2	faza 3
EDO1				7,8	16,6	19,7
EDO2				5,7	13,1	15,7
CPT1	4,3	5,2	5,8	2,8	4,6	5,1
CPT2				2,8	4,6	5,1
DMT				2,6	4,1	4,6



Rys. 5.24 Porównanie osiadań repera Z4 pomierzonych geodezyjnie i obliczonych. Wartości względem pomiaru odniesienia (faza 0)

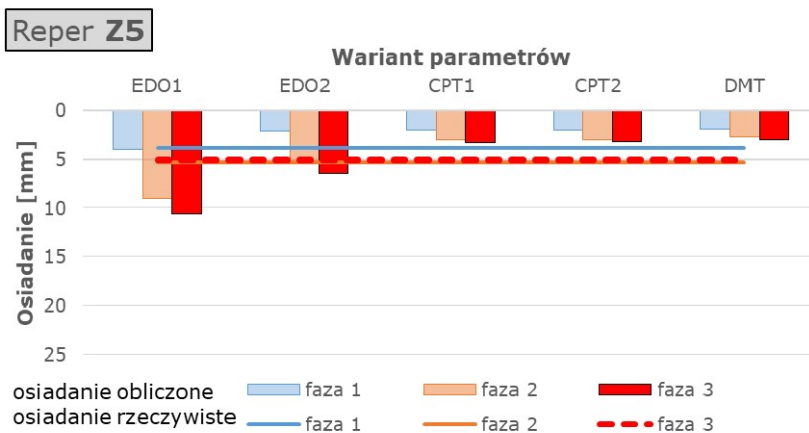
Model REPER Z5+PODŁOŻE



Rys. 5.25 Model numeryczny wycinka budynku wraz z podłożem przy reperze Z5: a) widok z podziałem na warstwy, b) mapa przemieszczeń pionowych, c) mapa naprężeń S33 – krok „Geostatic”, d) mapa naprężeń S33 – krok „Load 3”

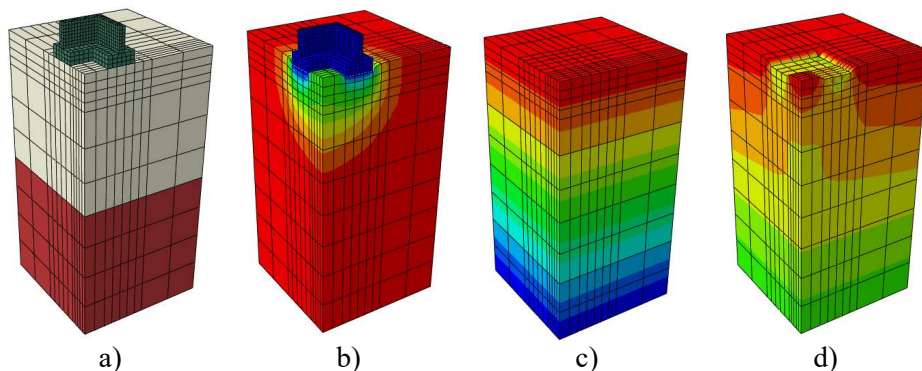
Tab. 5.11 Zestawienie osiadań repera Z5 pomierzonych geodezyjnie i obliczonych. Wartości względem pomiaru odniesienia (faza 0)

Wariant	Osiadanie rzeczywiste [mm]			Osiadanie obliczone [mm]		
	faza 1	faza 2	faza 3	faza 1	faza 2	faza 3
EDO1				4,0	9,1	10,6
EDO2				2,1	5,1	6,4
CPT1	3,9	5,3	5,1	2,0	3,0	3,3
CPT2				2,0	3,0	3,2
DMT				1,9	2,7	3,0



Rys. 5.26 Porównanie osiadań repera Z5 pomierzonych geodezyjnie i obliczonych. Wartości względem pomiaru odniesienia (faza 0)

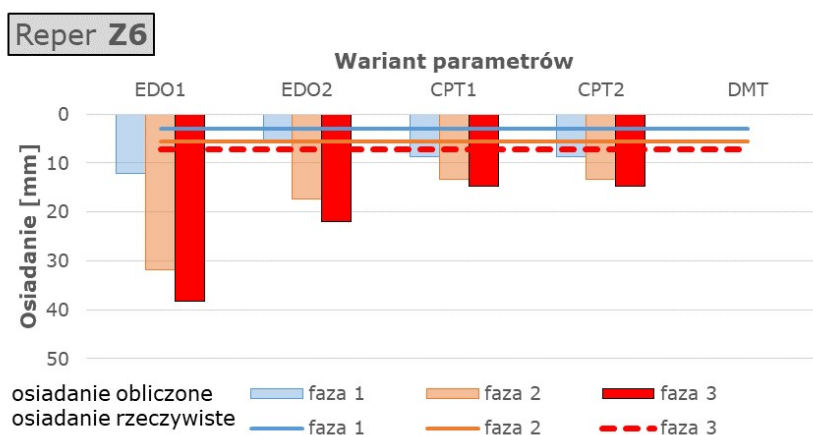
Model REPER Z6+PODŁOŻE



Rys. 5.27 Model numeryczny wycinka budynku wraz z podłożem przy reperze Z6: a) widok z podziałem na warstwy, b) mapa przemieszczeń pionowych, c) mapa naprężeń S33 – krok „Geostatic”, d) mapa naprężeń S33 – krok „Load 3”

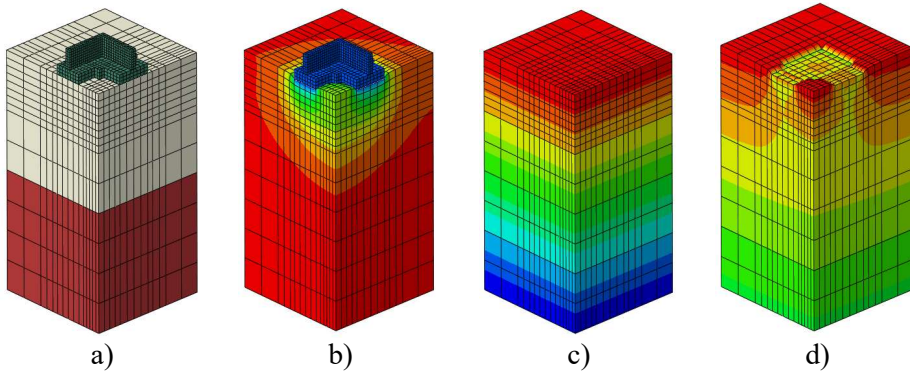
Tab. 5.12 Zestawienie osiadań repera Z6 pomierzonych geodezyjnie i obliczonych. Wartości względem pomiaru odniesienia (faza 0)

Wariant	Osiadanie rzeczywiste [mm]			Osiadanie obliczone [mm]		
	faza 1	faza 2	faza 3	faza 1	faza 2	faza 3
EDO1				12,1	31,8	38,3
EDO2				5,6	17,3	21,9
CPT1	3,0	5,7	7,2	8,8	13,4	14,7
CPT2				8,8	13,4	14,7
DMT				Nie wykonywano obliczeń		



Rys. 5.28 Porównanie osiadań repera Z6 pomierzonych geodezyjnie i obliczonych. Wartości względem pomiaru odniesienia (faza 0)

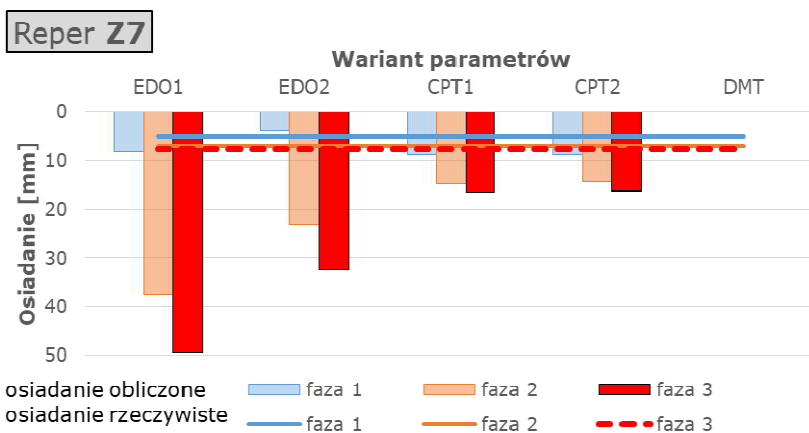
Model REPER Z7+PODŁOŻE



Rys. 5.29 Model numeryczny wycinka budynku wraz z podłożem przy reperze Z7: a) widok z podziałem na warstwy, b) mapa przemieszczeń pionowych, c) mapa naprężeń S33 – krok „Geostatic”, d) mapa naprężeń S33 – krok „Load 3”

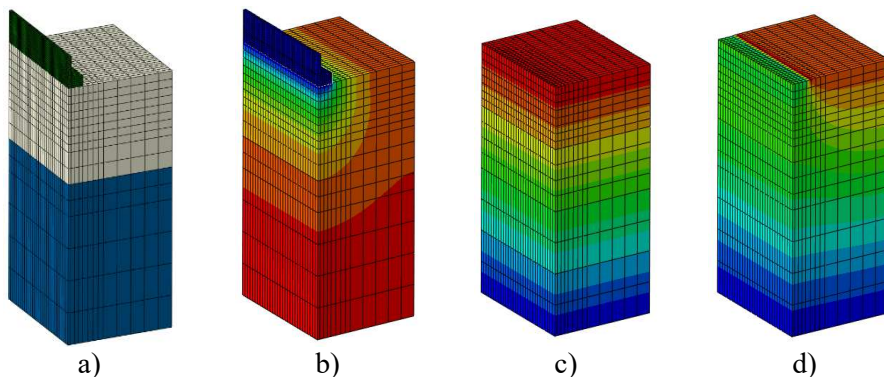
Tab. 5.13 Zestawienie osiadań repera Z7 pomierzonych geodezyjnie i obliczonych. Wartości względem pomiaru odniesienia (faza 0)

Wariant	Osiadanie rzeczywiste [mm]			Osiadanie obliczone [mm]		
	faza 1	faza 2	faza 3	faza 1	faza 2	faza 3
EDO1				8,3	37,7	49,4
EDO2				4,0	23,3	32,5
CPT1	5,1	7,0	7,8	8,9	14,8	16,7
CPT2				8,9	14,5	16,2
DMT				Nie wykonywano obliczeń		



Rys. 5.30 Porównanie osiadań repera Z7 pomierzonych geodezyjnie i obliczonych. Wartości względem pomiaru odniesienia (faza 0)

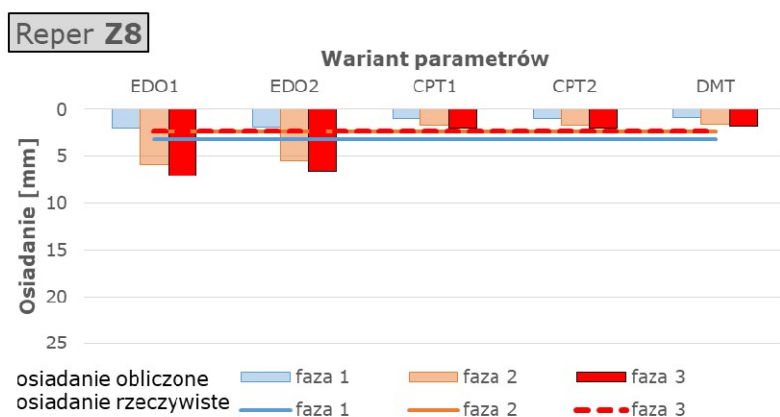
Model REPER Z8+PODŁOŻE



Rys. 5.31 Model numeryczny wycinka budynku wraz z podłożem przy reperze Z8: a) widok z podziałem na warstwy, b) mapa przemieszczeń pionowych, c) mapa naprężeń S33 – krok „Geostatic”, d) mapa naprężeń S33 – krok „Load 3”

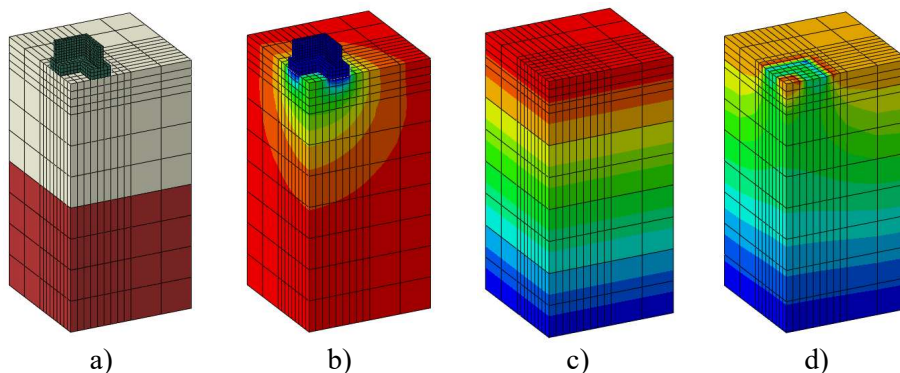
Tab. 5.14 Zestawienie osiadań repera Z8 pomierzonych geodezyjnie i obliczonych. Wartości względem pomiaru odniesienia (faza 0)

Wariant	Osiadanie rzeczywiste [mm]			Osiadanie obliczone [mm]		
	faza 1	faza 2	faza 3	faza 1	faza 2	faza 3
EDO1				2,0	5,9	7,1
EDO2				1,9	5,5	6,6
CPT1	3,2	2,3	2,3	1,0	1,7	2,0
CPT2				1,0	1,7	2,0
DMT				0,9	1,6	1,8



Rys. 5.32 Porównanie osiadań repera Z8 pomierzonych geodezyjnie i obliczonych. Wartości względem pomiaru odniesienia (faza 0)

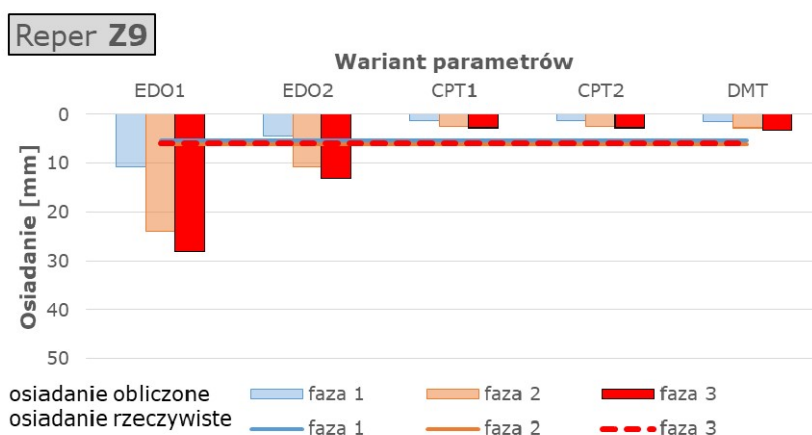
Model REPER Z9+PODŁOŻE



Rys. 5.33 Model numeryczny wycinka budynku wraz z podłożem przy reperze Z9: a) widok z podziałem na warstwy, b) mapa przemieszczeń pionowych, c) mapa naprężeń S33 – krok „Geostatic”, d) mapa naprężeń S33 – krok „Load 3”

Tab. 5.15 Zestawienie osiadań repera Z9 pomierzonych geodezyjnie i obliczonych. Wartości względem pomiaru odniesienia (faza 0)

Wariant	Osiadanie rzeczywiste [mm]			Osiadanie obliczone [mm]		
	faza 1	faza 2	faza 3	faza 1	faza 2	faza 3
EDO1				10,8	23,8	28,1
EDO2				4,3	10,8	12,9
CPT1	5,2	6,1	5,8	1,4	2,5	2,8
CPT2				1,4	2,5	2,8
DMT				1,5	2,7	3,1



Rys. 5.34 Porównanie osiadań repera Z9 pomierzonych geodezyjnie i obliczonych. Wartości względem pomiaru odniesienia (faza 0)

W Tab. 5.16 zestawiono wartości osiadania poszczególnych reperów pomierzone geodezyjnie wraz z wartościami wyznaczonymi obliczeniowo. Podano również różnice pomiędzy tymi wartościami określone jako błąd obliczeń. Wartości dodatnie, oznaczone kolorem zielonym oznaczają przeszacowanie obliczeń (osiadanie obliczone większe niż rzeczywiste), natomiast wartości ujemne, zaznaczone kolorem czerwonym, oznaczają niedoszacowanie obliczeń (osiadanie obliczone mniejsze niż rzeczywiste). Jak można zauważyć, największe osiadanie osiągnęto w analizie numerycznej z zastosowaniem parametrów podłoża wyznaczonych bezpośrednio z laboratoryjnych badań ścisłości gruntu w teście edometrycznym (wariant EDO1 i EDO2). Wartości te zawsze były dużo większe i znacznie przekraczały osiadania rzeczywiste.

Osiadanie obliczone z wykorzystaniem parametrów oszacowanych z sondowań in-situ dały dużo bardziej zbliżone wartości do osiadań rzeczywistych. W przypadku sondowań CPT prognozowane osiadanie jest raczej wyższe niż rzeczywiste, natomiast przy dylatometrze DMT nieznacznie niższe.

Kolejną kwestią jest ustalenie błędu oszacowania. Nie można porównywać wyników bezpośrednio, to znaczy, jeżeli rzeczywiste osiadanie wynosi na przykład 1 mm, a szacowane z obliczeń 2 mm, to błąd wynosi 100%. W przypadku tego obiektu rzeczywiste osiadania należy uznać za niewielkie, w związku z tym każde odchylenie od tych wartości analizowane bezpośrednio daje duży błąd. Autor uważa, że porównanie należy wykonać względem osiadań dopuszczalnych. Zgodnie z wytycznymi norm i przyjętymi standardami, wartość maksymalnego, dopuszczalnego osiadania jest uwarunkowana względami użytkowymi i eksploatacyjnymi urządzeń, a także działaniem instalacji i analizą stanów granicznych konstrukcji. Jeżeli projektant nie podaje konkretnych wartości, dla tego typu budynku zgodnie z normą PN-B-03020 [86] należało przyjąć 70 mm, natomiast zgodnie z obowiązującym Eurokodem 7 [93] i załącznikiem krajowym [92] wartość ta wynosi 50 mm. Idąc tym tokiem i przyjmując za wiążące bardziej rygorystyczne wytyczne aktualnej normy, oszacowano błąd względny δ w odniesieniu do dopuszczalnego osiadania 50 mm. W Tab. 5.17 zestawiono błędy względne dla poszczególnych modeli i wariantów parametrów, wyznaczając je ze wzoru:

$$\delta_i = \frac{\Delta s_i}{s_{dop}}, \quad (5.2)$$

gdzie:

δ_i – błąd względny w danym wariancie,

Δs_i – błąd bezwzględny z obliczeń numerycznych w danym wariancie,

s_{dop} – dopuszczalne osiadanie, przyjęte 50 mm.

Dla wariantu EDO1 błąd wahał się w zakresie 10÷78%, ze średnią wartością 49% (wyznaczoną dla wartości bezwzględnych błędów). Błąd oszacowania należy

uznać za bardzo duży, chociaż skierowany w stronę bezpieczną. Dla wariantu EDO2, błąd wahał się w zakresie 3÷71%, ze średnią wartością 29%, który również należy uznać za duży i skierowany w stronę bezpieczną.

Dla obliczeń z wykorzystaniem parametrów z sondowania CPT błąd wahał się w granicach 1÷18%, ze średnią wartością 8% dla uproszczonego podłoża jednorodnego (wariant CPT1) oraz 7% dla podłoża uwarstwionego (wariant CPT2). Wartości wskazują raczej tendencję przeszacowania osiadań w stronę bezpieczną, a wynik ten należy uznać za bardzo dobry.

Dla obliczeń z wykorzystaniem parametrów z sondowania DMT błąd wahał się w granicach 1÷7%, przyjmując wartość średnią 3%. Wartość dopasowania jest najlepsza, jednak w tym wypadku szacowane osiadania były zazwyczaj mniejsze od rzeczywistych. Wynik ten również należy uznać za bardzo dobry.

Tab. 5.16 Porównanie osiadań końcowych i obliczonych dla modeli częściowych

Model częściowy (reper)		Z1	Z3	Z4	Z5	Z6	Z7	Z8	Z9	
Osiedanie rzeczywiste		4,0	7,1	5,8	5,1	7,2	7,8	2,3	5,8	
Osiedanie obliczone	s [mm]	EDO1	42,9	45,5	19,7	10,6	38,3	49,4	7,1	28,1
		EDO2	39,4	24,7	15,7	6,4	21,9	32,5	6,6	12,9
		CPT1	6,9	13,8	5,1	3,3	14,7	16,7	2,0	2,8
		CPT2	6,9	9,8	5,1	3,2	14,7	16,2	2,0	2,8
		DMT	7,3	6,6	4,6	3,0	-	-	1,8	3,1
Błąd obliczeń	Δs [mm]	EDO1	38,9	38,4	13,9	5,6	31,1	41,6	4,8	22,3
		EDO2	35,4	17,6	9,9	1,4	14,7	24,7	4,3	7,1
		CPT1	2,9	6,7	-0,7	-1,8	7,5	8,9	-0,3	-3,0
		CPT2	2,9	2,7	-0,7	-1,9	7,5	8,4	-0,3	-3,0
		DMT	3,3	-0,5	-1,2	-2,1	-	-	-0,5	-2,7

Tab. 5.17 Zestawienie względnych błędów obliczeń

Wariant	Błąd względny [%]									Średnio	Średnio (bez Z6 i Z7)
	Reper										
	Z1	Z3	Z4	Z5	Z6	Z7	Z8	Z9			
EDO1	77,7	76,8	27,8	11,1	62,3	83,2	9,6	44,5		49,1	41,3
EDO2	70,7	35,2	19,8	2,7	29,5	49,4	8,6	14,1		28,8	25,2
CPT1	5,7	13,4	-1,4	-3,5	15,1	17,8	-0,6	-6,1		7,9	5,1
CPT2	5,7	5,4	-1,4	-3,7	15,1	16,8	-0,6	-6,1		6,8	3,8
DMT	6,5	-1,0	-2,4	-4,1	-	-	-1,0	-5,5		3,4	3,4

Analizując wykres osiadania reperów w czasie (Rys. 4.33) można stwierdzić, że proces osiadania budynku zmierza ku końcowi. Jednak niektóre z reperów, szczególnie te usytuowane na krawędzi budynku przy skarpie (Z3, Z6, Z7) wykazują tendencję do pogłębiania osiadań jeszcze przez jakiś czas. W związku z tym szacowane z wykorzystaniem parametrów CPT osiadania dla tych reperów (większe niż pomierzone) za jakiś czas mogą być jeszcze bliższe rzeczywistym.

Należy mieć na uwadze, że dla niektórych reperów parametry zostały przyjęte z badań wykonanych w znacznej odległości od nich. Ze względów technicznych nie było możliwości zrealizowania sondowań bezpośrednio przy reperach Z3, Z6 i Z7, więc testy zostały przeprowadzone w pewnej odległości, u podnóża skarpy.

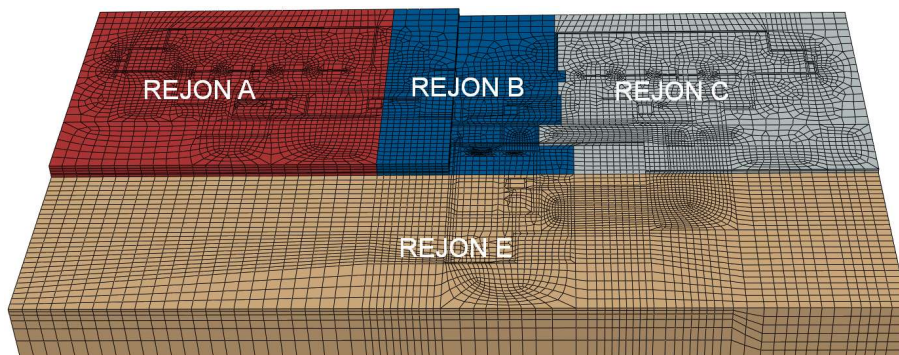
Biorąc pod uwagę niewielkie osiadania rzeczywiste, w stosunku do wartości dopuszczalnych, oraz złożoność konstrukcji, dopasowanie otrzymanych wyników według autora należy uznać za bardzo dobre.

5.2.5. Model pełny „budynek-podłoże”

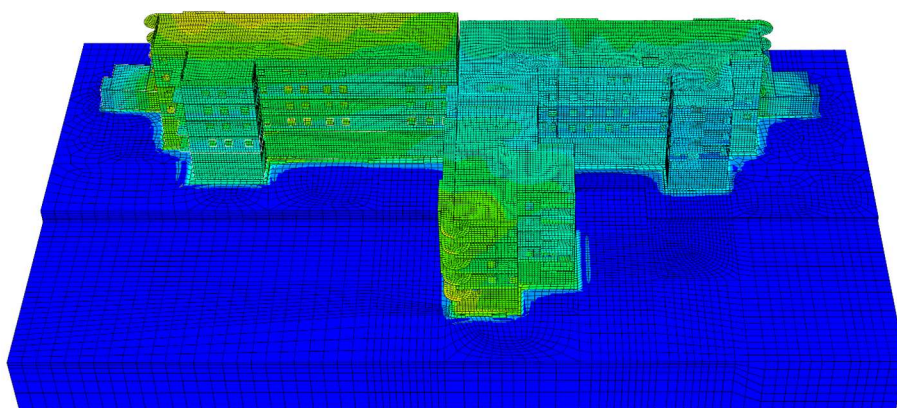
Po kalibracji przeprowadzonej na małych modelach, ostatecznie dla podłoża w pełnym modelu przyjęto dwa warianty parametrów, które zestawiono w Tab. 5.18. W pierwszym wariantcie nazwanym „JEDNORODNE”, dla całego podłoża przyjęto jednakowe parametry. Natomiast w drugim wariantcie nazwanym „REJONY”, podłoże podzielono na rejony obliczeniowe jak na Rys. 5.35 i przypisano im parametry gruntu zgodnie z wynikami badań polowych w tych rejonach. Podział ten jest trochę nietypowy z punktu widzenia geotechnicznego, gdyż nie wydzielano warstw gruntu, a strefy o podobnych parametrach, co wynikało ze złożoności modelu. Dodatkowy podział na warstwy komplikowałby siatkę bryły podłoża, która była dostosowana do geometrii budynku. Ze względu na znikome różnice przy przyjmowaniu podłoża jednorodnego i uwarstwionego na głębokości w obliczeniach na małych modelach, do dalszych obliczeń przyjmowano parametry niezmiennie na głębokości, jak w wariantcie CPT1. Dla podłoża jednorodnego parametry przyjęto jako średnią ważoną z parametrów dla poszczególnych rejonów. Wagę wyliczono na podstawie powierzchni zabudowy budynku w poszczególnych rejonach obliczeniowych, co dało ostatecznie: 35% dla REJONU A, 18% dla REJONU B, 35% dla REJONU C, 13% dla REJONU E.

Tab. 5.18 Wyprowadzone parametry *Cam-Clay* dla modelu pełnego „budynek-podłoże” – obiekt Cyprysowa

Wariant	λ	κ	M	a_0	p_0	e_1	e_0	
JEDNORODNE	0,0069	0,0015	1,495	12,0	59,0	0,584	0,557	
REJONY	REJON A	0,0054	0,0015	1,495	12,3	76,0	0,584	0,561
	REJON B	0,0071	0,0015	1,495	19,3	95,0	0,584	0,552
	REJON C	0,0078	0,0015	1,495	9,9	38,0	0,584	0,556
	REJON E	0,0090	0,0015	1,495	6,0	19,0	0,584	0,558



Rys. 5.35 Podział bryły podłoża na rejony obliczeniowe – obiekt Cyprysowa



Rys. 5.36 Widok ogólny modelu pełnego „budynek-podłoże” – obiekt Cyprysowa

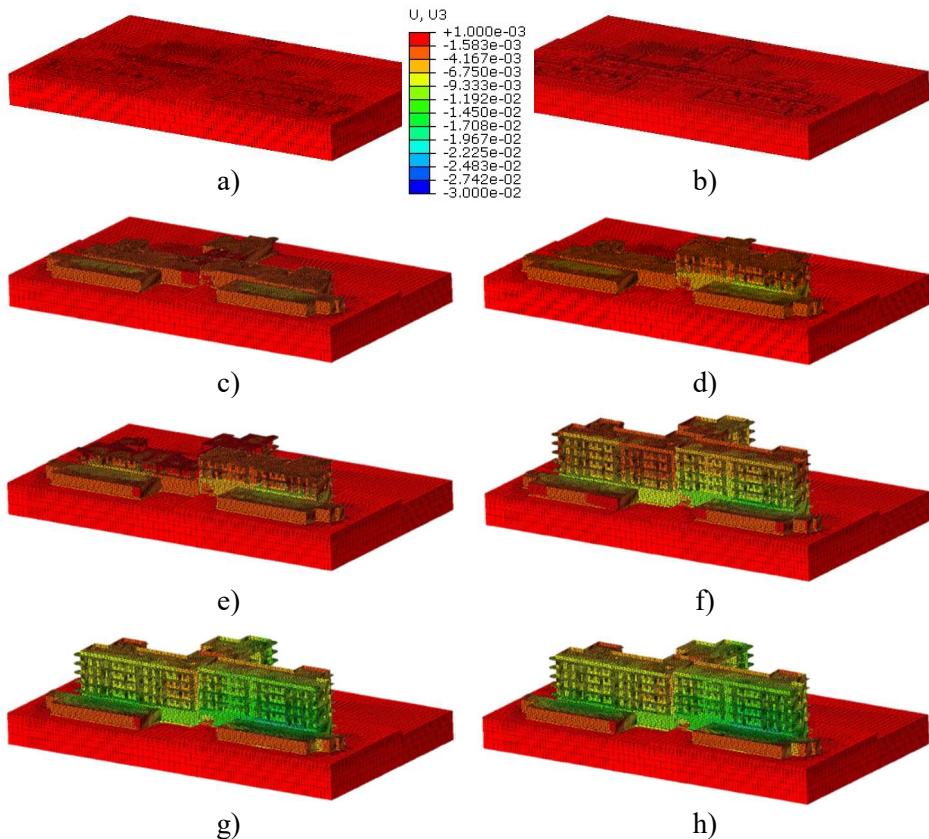
Pełny model „budynek-podłoże” został stworzony jako połączenie dwóch cząstkowych modeli. Ostatecznie zbudowany on został z 218 532 elementów skończonych: bryłowych, płytowych i prętowych. Łącznie model składał się z 502 224 węzłów o 1 921 455 stopniach swobody. Podpory przyjmowano jako przegubowe z możliwością przesuwu pionowego na krawędziach pionowych bryły gruntu oraz z blokadą przesuwu pionowego na spodzie bryły gruntu. Widok pełnego modelu przedstawiono na Rys. 5.36. Obliczenia statyczne z wykorzystaniem pełnych modeli „budynek-podłoże”, zostaną opisane w kolejnym punkcie.

5.2.6. Analiza numeryczna – pełny model

W niniejszym rozdziale zaprezentowano wyniki obliczeń modelu całej konstrukcji wraz z bryłą podłoża w dwóch wariantach oraz dla modelu konstrukcji bez podłoża ze sztywnymi podporami pod fundamentami. W trakcie obliczeń, do modelu przykładano stopniowo kolejne fragmenty budynku, zgodnie z rzeczywistymi fazami budowy. Obliczenia podzielono na następujące kroki:

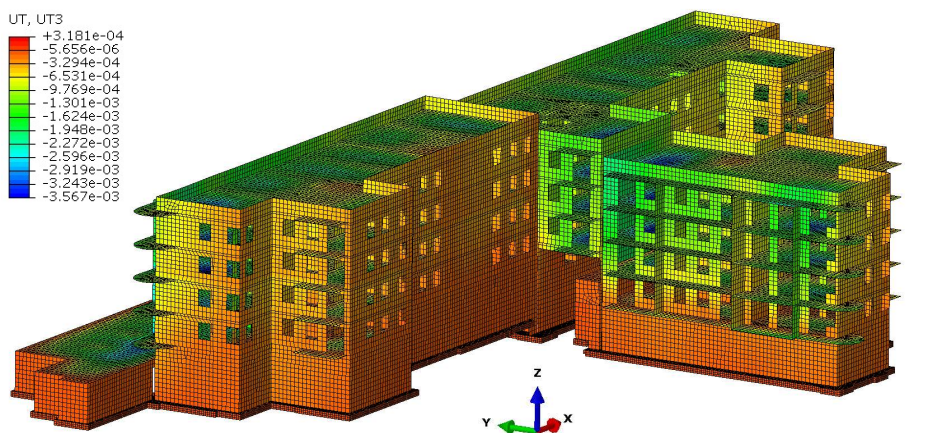
- GEOSTATIC - wprowadzenie naprężeń geostatycznych do podłoża gruntowego,
- FUND - wprowadzenie geometrii fundamentów,
- PIWNICA A÷C - wprowadzenie do modelu kondygnacji podziemnej (wydzielono dodatkowe kroki dla segmentów A÷C),
- POMIAR 0A÷0C - wprowadzenie do modelu konstrukcji budynku do stanu na dzień pomiaru geodezyjnego 0 (wydzielono kroki dla segmentów A÷C),
- POMIAR 1A÷1C - wprowadzenie do modelu konstrukcji budynku do stanu na dzień pomiaru geodezyjnego 1 (wydzielono kroki dla segmentów A÷C),
- POMIAR 2 - wprowadzenie obciążeń zgodnie z fazą 2 w Tab. 5.1,
- POMIAR 3 - wprowadzenie obciążeń zgodnie z fazą 3 w Tab. 5.1.

Widok przemieszczeń modelu z bryłą podłoża w wariancie JEDNORODNY w wybranych krokach przedstawiono na Rys. 5.37.

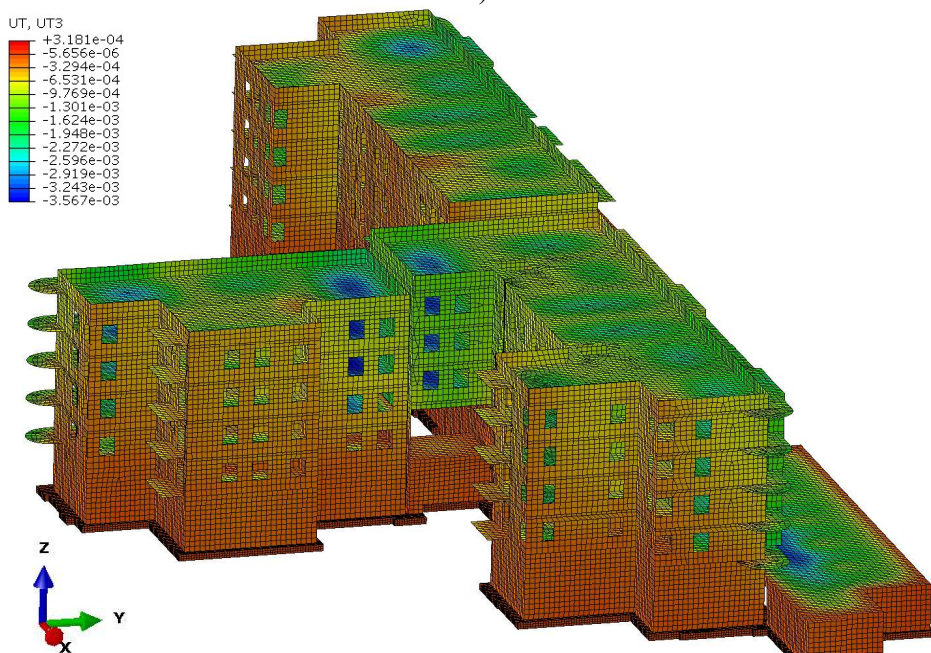


Rys. 5.37 Przemieszczenia pionowe w kolejnych krokach obliczeniowych [m]: a) GEOSTATIC b) FUND, c) PIWNICA C, d) POMIAR 0A, e) POMIAR 0C, f) POMIAR 1, g) POMIAR 2, h) POMIAR 3

Na Rys. 5.38 przedstawiono widok ogólny przemieszczeń pionowych dla obliczeń w wariancie sztywnych podpór pod fundamentami, natomiast na Rys. 5.39 widok przemieszczeń pionowych konstrukcji łącznie z bryłą podłoża w wariancie REJONY.

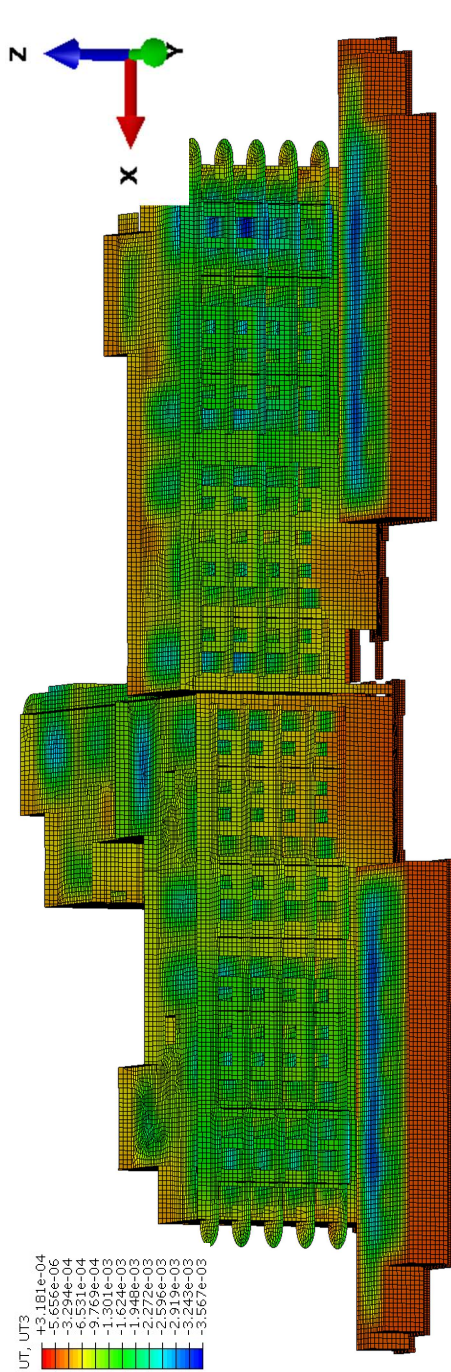


a)

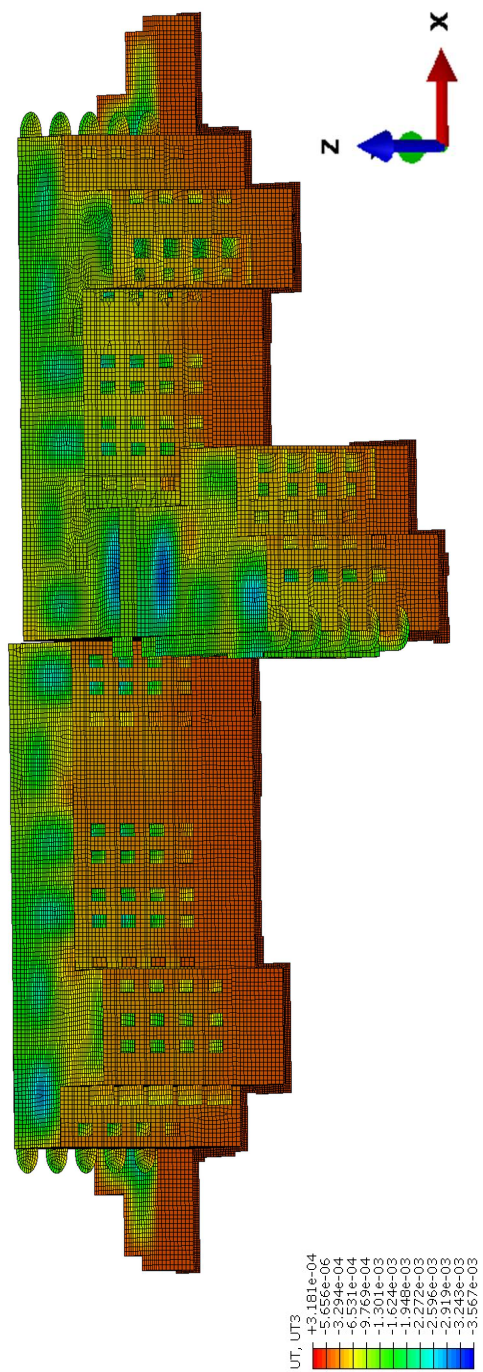


b)

Rys. 5.38 Model budynku bez podłoża gruntowego. Mapy końcowych przemieszczeń pionowych [m]: a) od strony południowej, b) od strony północnej

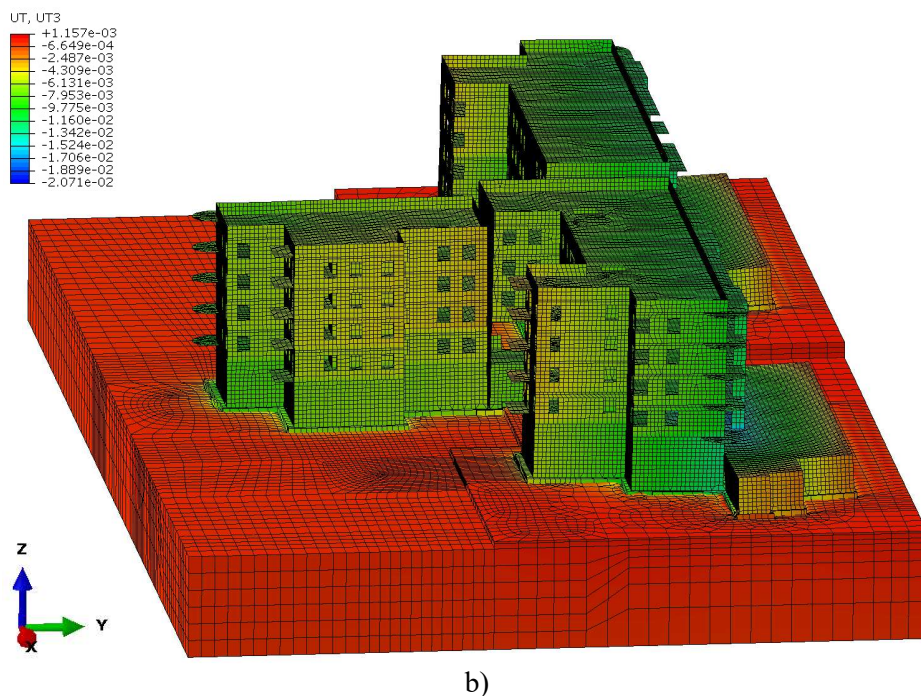
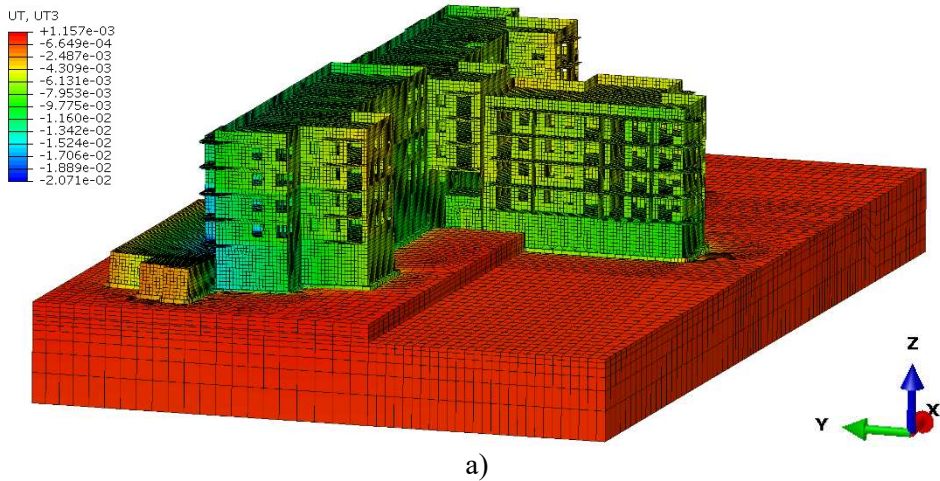


c)

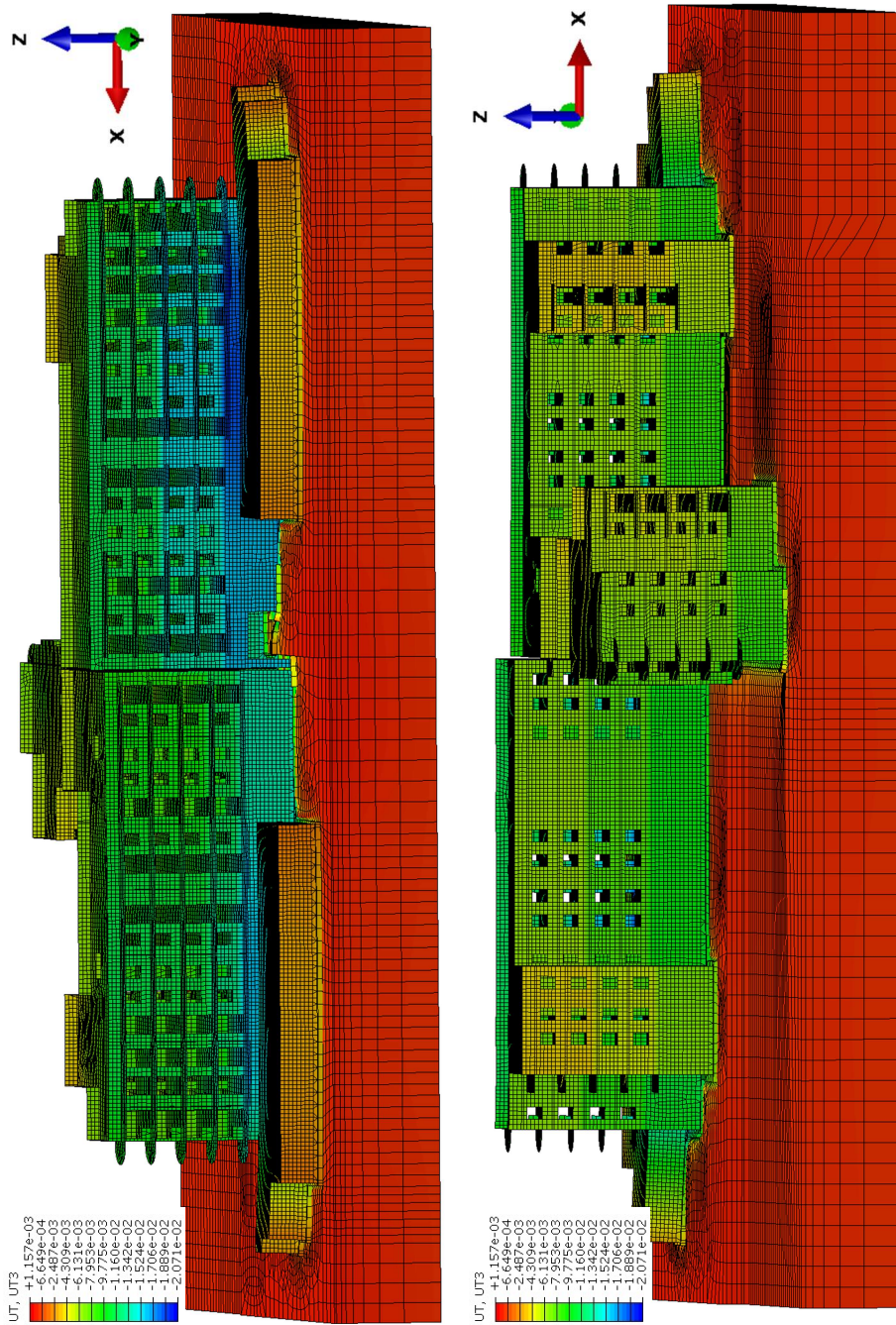


d)

Rys. 5.38 ciąg dalszy: c) od strony zachodniej, d) od strony wschodniej



Rys. 5.39 Model budynku z podłożem - wariant „REJONY”. Mapy przemieszczeń pionowych [m]: a) od strony południowej, b) od strony północnej



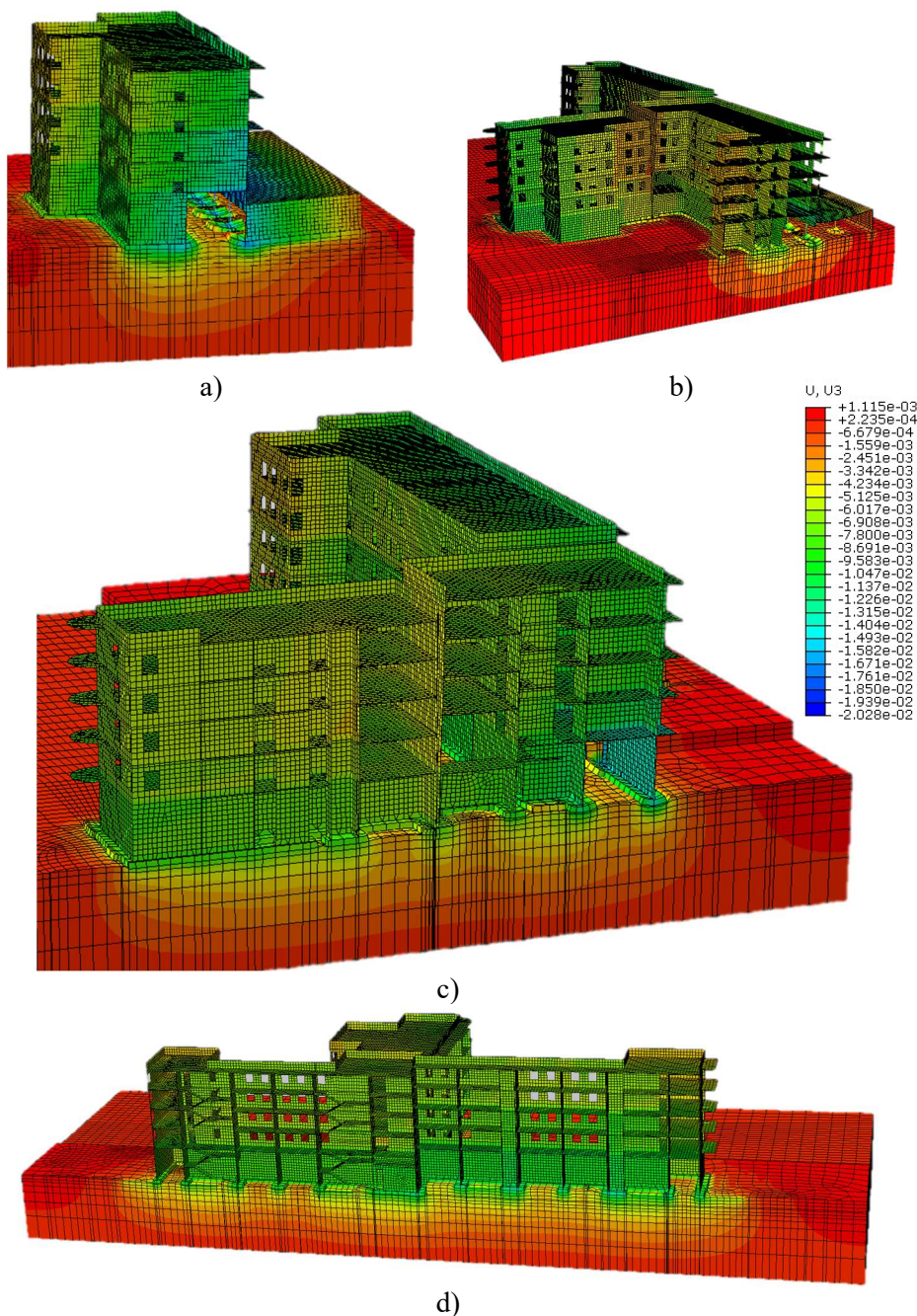
Rys. 5.39 ciąg dalszy: c) od strony zachodniej, d) od strony wschodniej

W Tab. 5.19 zestawiono przemieszczenia pionowe rzeczywiste z wartościami obliczonymi, które odczytywano z węzłów w lokalizacji reperów, oraz wyznaczono błędy obliczeń bezwzględne i względne. Średnie osiadanie i błąd obliczeń dla obydwu modeli (podłoże jednorodne i podzielone na rejony) wyszły prawie takie same. Zauważyć można jednak lokalne rozbieżności w wynikach, co świadczy o tym, że niejednorodność podłoża lessowego powoduje niejednorodne osiadanie budynku. Przemieszczenia pionowe reperów w modelu bez podłoża wynikały jedynie ze ściśliwości materiału konstrukcyjnego i wynosiły końcowo poniżej 1 mm. Różnica przemieszczeń obliczana dla poszczególnych faz wynosiła około $0,1 \div 0,2$ mm.

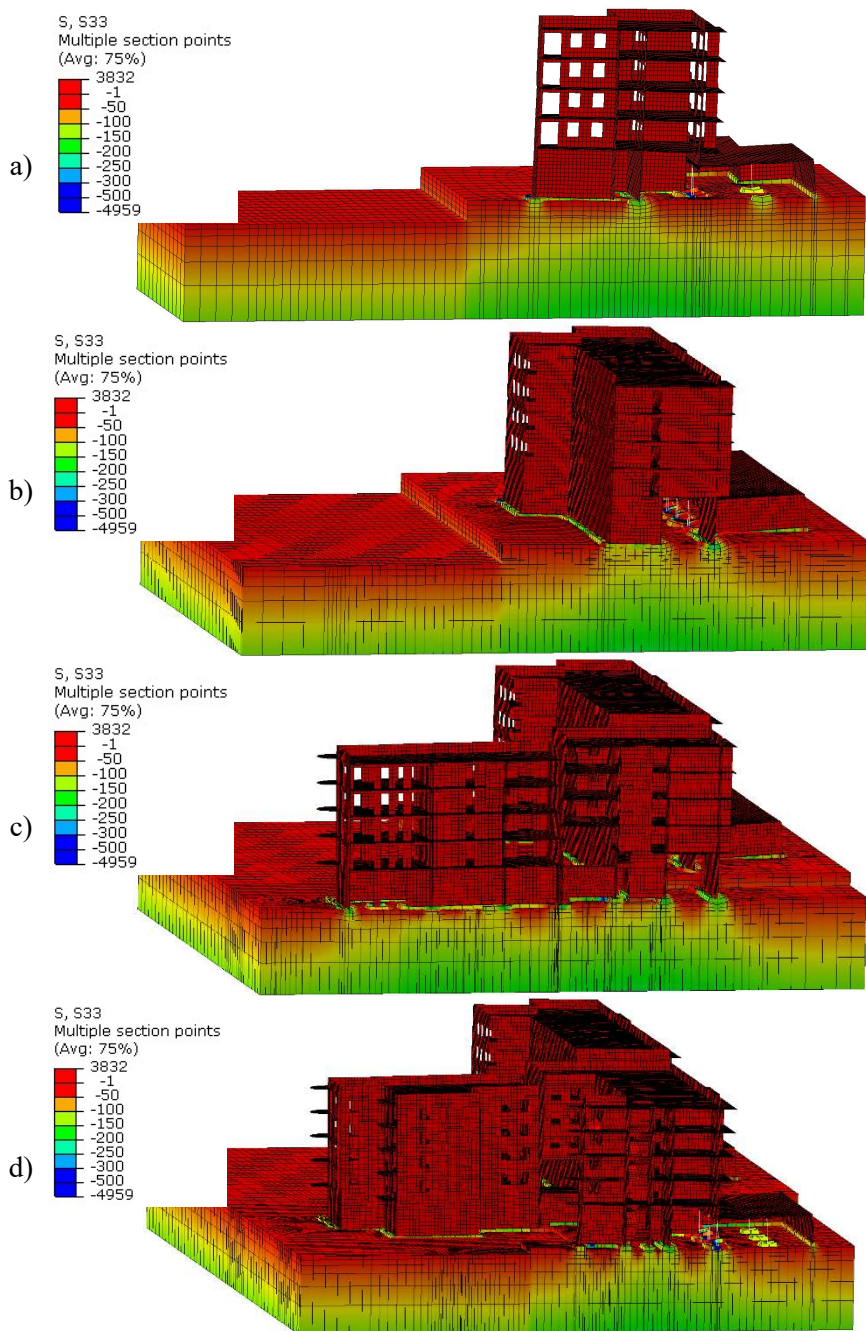
Na Rys. 5.40 i Rys. 5.41 znajdują się mapy przemieszczeń oraz naprężeń normalnych w charakterystycznych przekrojach. Analizując te rysunki, można zauważyć, że zarówno strefy naprężeń, jak i przemieszczeń z sąsiednich fundamentów nachodzą na siebie. Na rysunkach kolejnych Rys. 5.42 oraz Rys. 5.43 przedstawiono przemieszczenia w przekrojach z dylatacjami pomiędzy poszczególnymi segmentami dla modelu z bryłą podłoża (wariant JEDNORODNE) oraz ze sztywnymi fundamentami. Osiadanie segmentów A i B następuje równomiernie w modelach z bryłą podłoża, zarówno przy wariantcie JEDNORODNE jak i REJONY, jak również ze sztywnymi podporami. Natomiast, w przypadku modeli z bryłą podłoża zauważyć można odchylenie się segmentu C od segmentu B. Porównując do rzeczywistych obserwacji, takie zjawisko również ma miejsce, ponieważ repery zlokalizowane na krawędzi segmentu C (Z6, Z7), wykazują większe osiadanie od reperów usytuowanych w centralnej części budynku (Z4, Z5, Z8). W modelu numerycznym widać również przechyłanie się segmentów A i B w kierunku frontowym. W tym przypadku, niestety nie można wykonać porównania do warunków rzeczywistych, gdyż repery, które mogły zweryfikować to zjawisko, uległy zniszczeniu podczas budowy obiektu. W modelu ze sztywnymi podporami, naturalnie zjawiska odchylenia się obiektu nie zaobserwowano. Na Rys. 5.44 i Rys. 5.45 przedstawiono porównanie przemieszczeń całkowitych dla modeli z podłożem jednorodnym i z podziałami na rejony obliczeniowe. Zaznaczono strefy, gdzie występują różnice. W rzeczywistości w tych strefach, gdy dojdzie do przekroczenia naprężeń granicznych dla materiału konstrukcyjnego, mogą pojawiać się rysy na ścianach budynku.

Tab. 5.19 Porównanie osiadań końcowych i obliczonych [mm] dla modeli pełnych

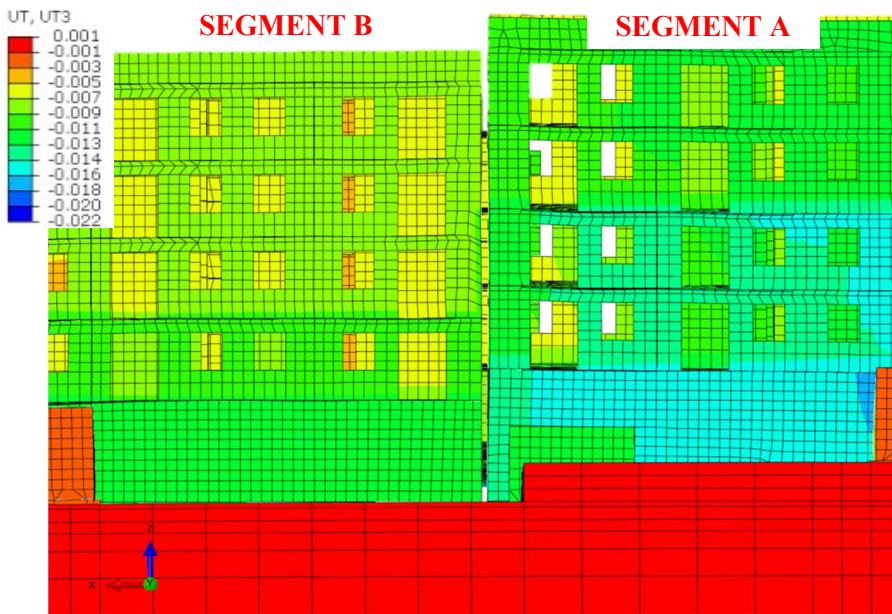
MODEL PEŁNY BUDYNEK + BRYŁA PODŁOŻA (JEDNORODNE)										
faza	Z1	Z3	Z4	Z5	Z6	Z7	Z8	Z9	Średnio	
1	4,1	2,3	4,5	2,5	1,7	2,4	4,9	3,5	3,2	
2	7,7	4,0	8,2	3,8	2,1	3,3	8,9	6,0	5,5	
3	8,8	4,6	9,3	4,2	2,2	3,5	10,2	6,8	6,2	
MODEL PEŁNY BUDYNEK + BRYŁA PODŁOŻA (REJONY)										
faza	Z1	Z3	Z4	Z5	Z6	Z7	Z8	Z9	Średnio	
1	4,9	2,0	5,7	3,0	2,0	2,8	2,8	2,3	3,2	
2	9,3	3,3	10,7	5,1	2,9	4,0	5,1	3,9	5,5	
3	10,5	3,7	12,1	5,7	3,2	4,4	6,0	4,4	6,2	
OSIADANIE RZECZYWISTE										
faza	Z1	Z3	Z4	Z5	Z6	Z7	Z8	Z9	Średnio	
1	2,7	2,7	4,3	3,9	3,0	5,1	3,2	5,2	3,6	
2	4,2	6,3	5,2	5,3	5,7	7,0	2,3	6,1	5,3	
3	4,0	7,1	5,8	5,1	7,2	7,8	2,3	5,8	5,6	
BŁĄD OBLICZEŃ										
	Z1	Z3	Z4	Z5	Z6	Z7	Z8	Z9	Średnio	
Bezwzględny [mm]	JEDNORODNE	4,8	-2,5	3,5	-0,9	-5,0	-4,3	7,9	1,0	3,74
	REJONY	6,5	-3,4	6,3	0,6	-4,0	-3,4	3,7	-1,4	3,66
Względny [%]	JEDNORODNE	9,6	-5,0	7,0	-1,8	-10,0	-8,6	15,8	2,0	7,48
	REJONY	13,1	-6,8	12,5	1,2	-8,0	-6,9	7,4	-2,8	7,34



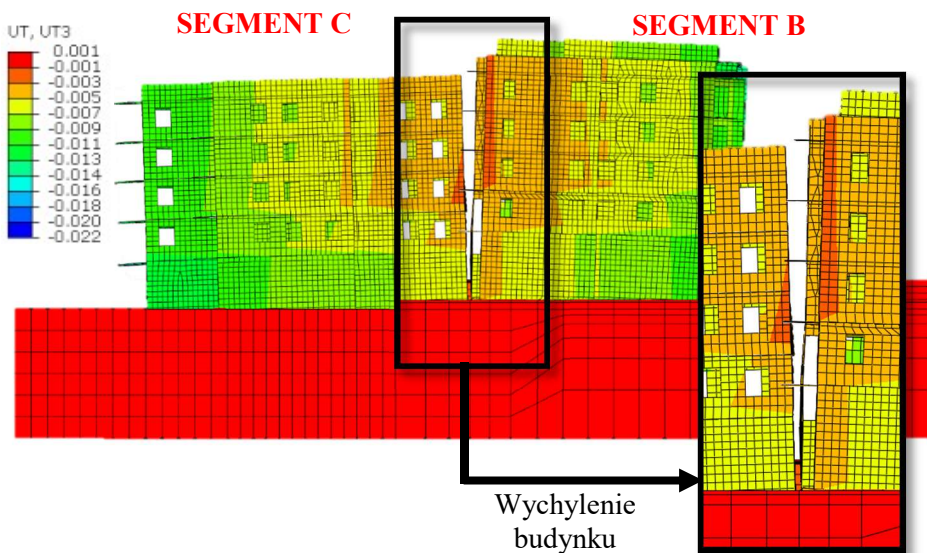
Rys. 5.40 Mapy przemieszczeń pionowych [m] w charakterystycznych przekrojach (legenda dotyczy wszystkich rysunków) – model z podłożem w wariacie JEDNORODNE: a) przekrój przez segment A, b) przekrój przez segment B, c) przekrój przez segmenty B i C, d) przekrój przez segmenty A i B



Rys. 5.41 Mapy naprężeń normalnych S33 (pionowych) [kPa] dla modelu z podłożem w wariancie JEDNORODNE w charakterystycznych przekrojach: a) przekrój przez segment A, b) przekrój przez segment A, c) przekrój przez segmenty B i C, d) przekrój przez segment B

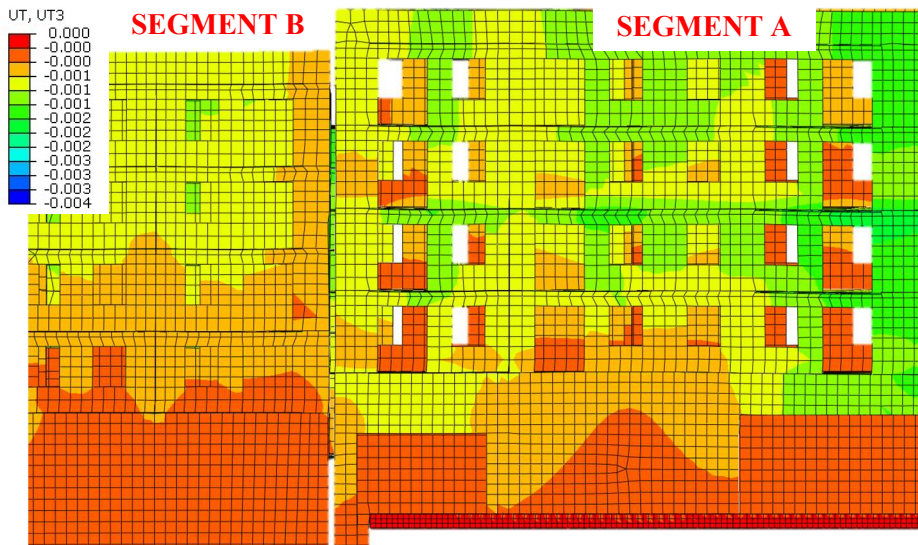


a)

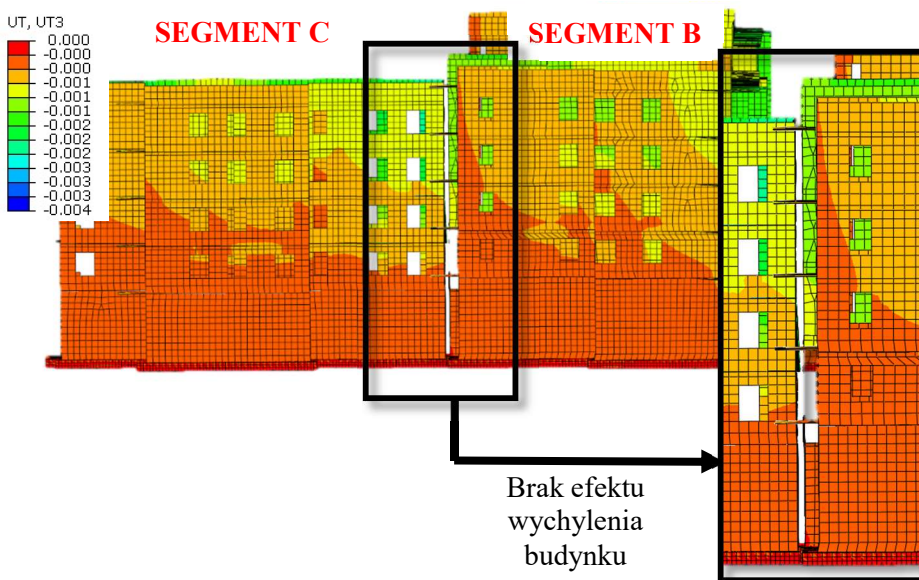


b)

Rys. 5.42 Przeszczenia [m] budynku w dylatacji (model z bryłą podłoża w wariancie JEDNORODNE): a) pomiędzy segmentami A i B, b) pomiędzy segmentami B i C (widoczny efekt wychylenia budynku)

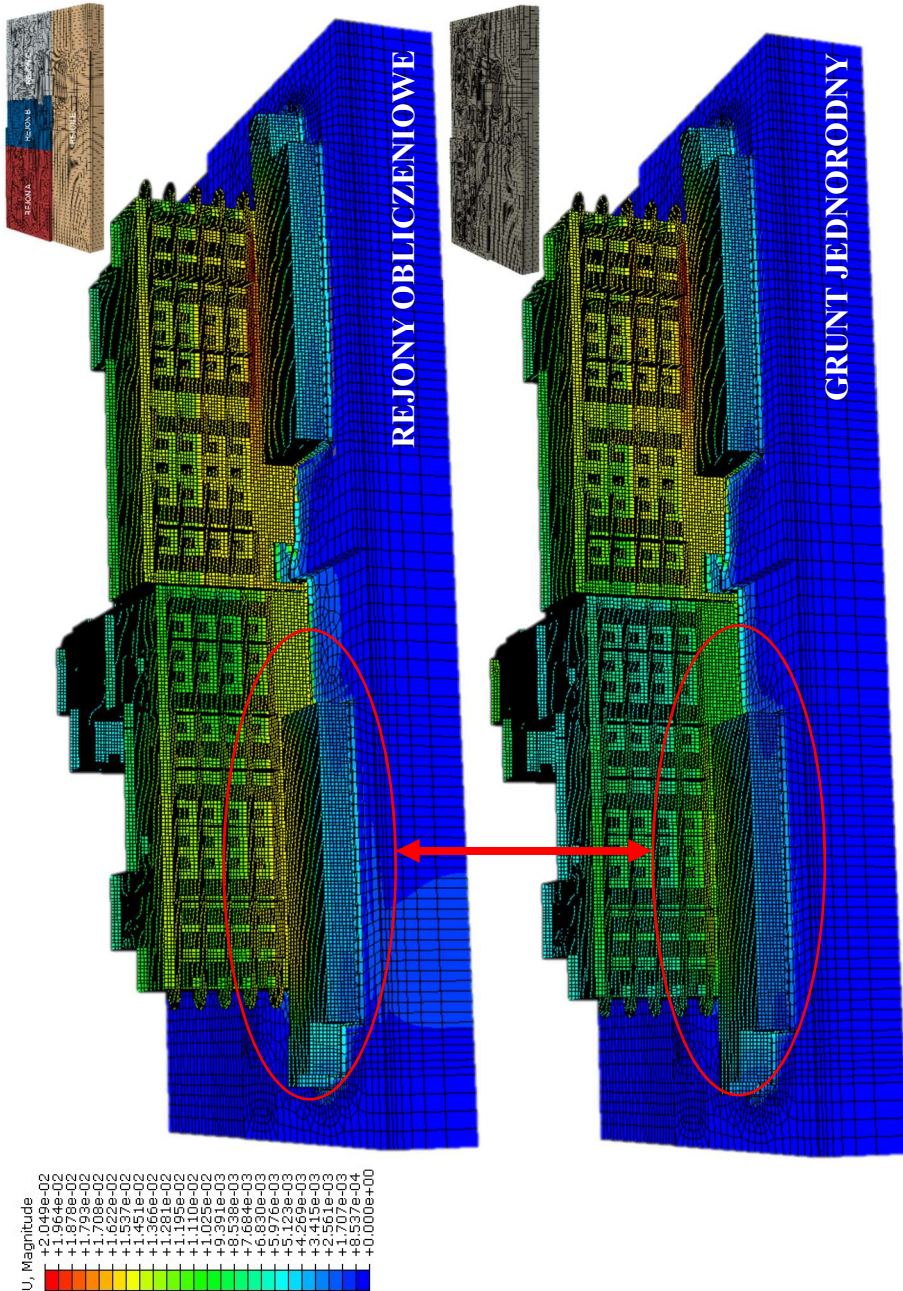


a)

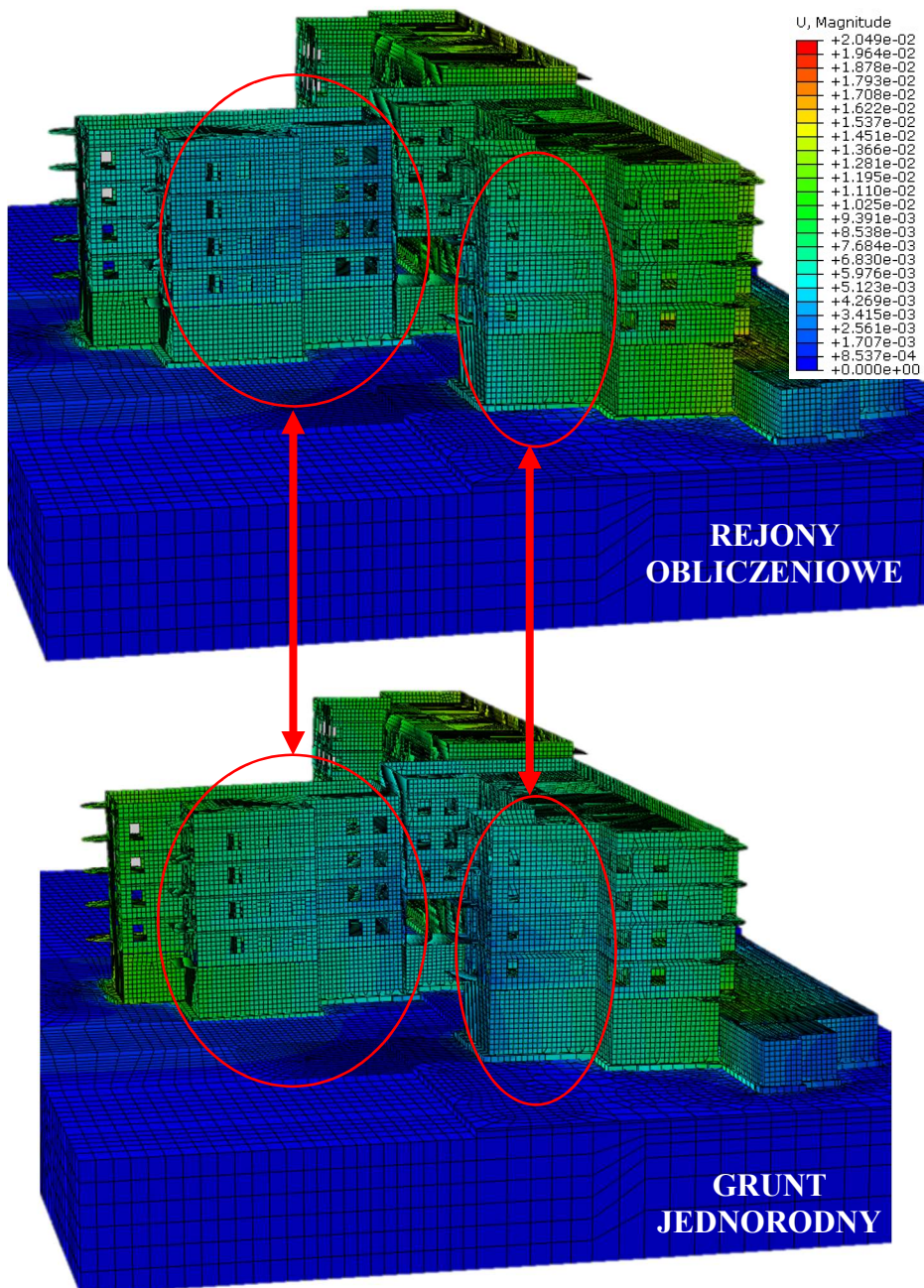


b)

Rys. 5.43 Przemieszczenia [m] budynku w dylatacji (model z podporami sztywnymi): a) pomiędzy segmentami A i B, b) pomiędzy segmentami B i C (brak efektu wychylenia budynku)



Rys. 5.44 Porównanie map przemieszczeń wypadkowych [m] budynku w modelach numerycznych z wydzielonymi rejonami obliczeniowymi (górze) i przy podłożu jednorodnym (dół), widok od strony zachodniej



Rys. 5.45 Porównanie map przemieszczeń wypadkowych [m] budynku w modelach numerycznych z wydzielonymi rejonami obliczeniowymi (górną) i przy podłożu jednorodnym (dół), widok od strony północnej

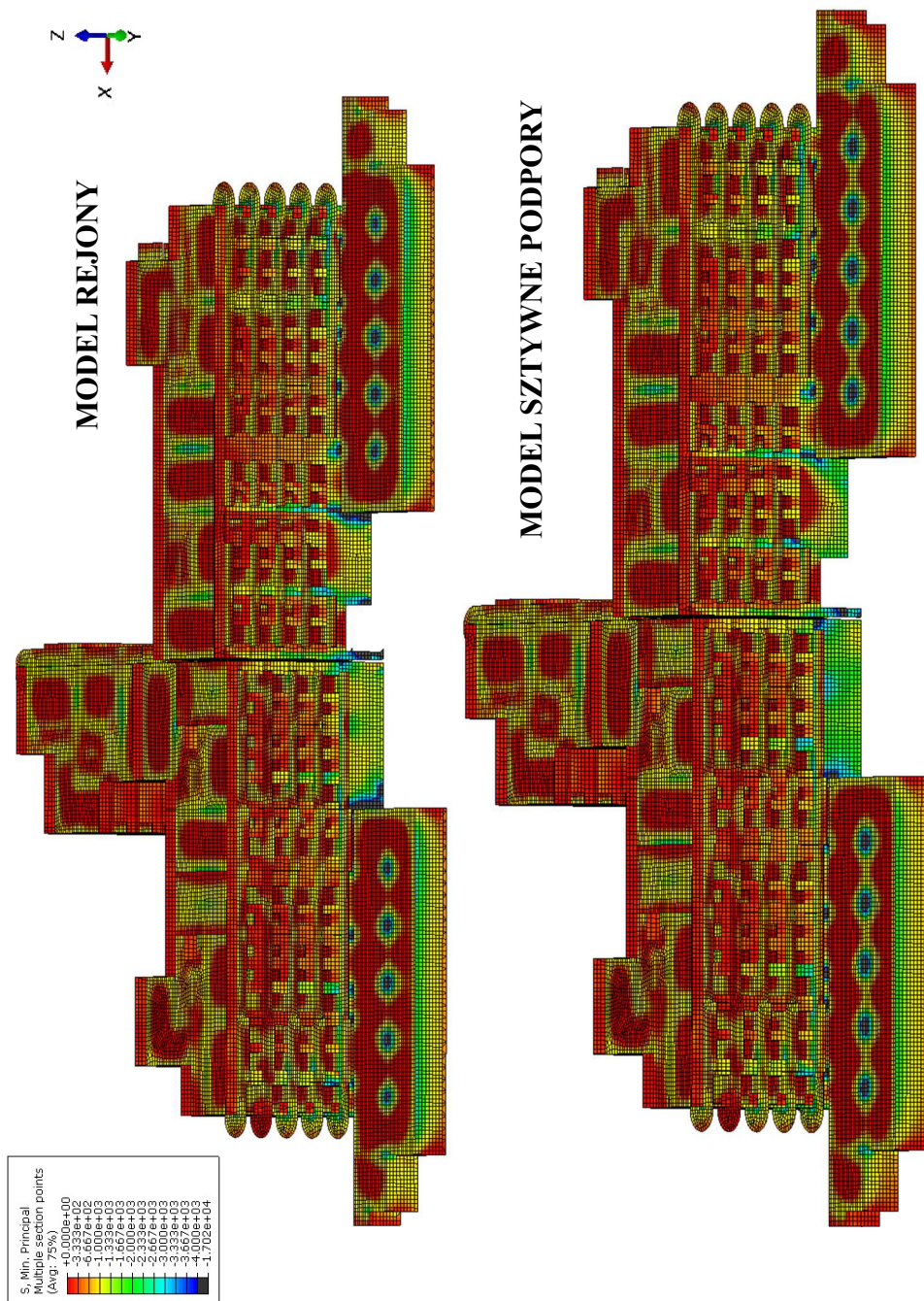
Nierównomierne osiadanie budynku wpływa na rozkład naprężeń w elementach konstrukcyjnych. Na kolejnych rysunkach przedstawiono porównanie map naprężeń głównych minimalnych (Rys. 5.46, Rys. 5.47, Rys. 5.48, Rys. 5.49) oraz maksymalnych (Rys. 5.50, Rys. 5.51, Rys. 5.52, Rys. 5.53) dla modelu z podłożem gruntowym w wariancie REJONY oraz dla modelu bez podłoża gruntowego, ze sztywnymi podporami pod fundamentami. Dla przejrzystości rysunków, wyłączono podłoże gruntowe i fundamenty. Analizując przedstawione mapy, zauważa się różnice w rozkładzie naprężeń, szczególnie dotyczy to elementów konstrukcyjnych zlokalizowanych w najniższej części budynku. Na ostatnich kondygnacjach różnice są znikome. Dla zobrazowania występujących różnic, wybrano kilka reprezentatywnych rejonów, dla których pokazano bardziej szczegółowe wyniki.

Na Rys. 5.54 oraz Rys. 5.55 przedstawiono naprężenia minimalne w ścianach piwnic w rejonie wjazdu do garażu. Na ścianach widać ewidentne różnice w rozkładzie naprężeń (Rys. 5.54a, Rys. 5.55a). W modelu ze sztywnymi podporami naprężenia rozkładają się równomierniej, natomiast w modelu z bryłą podłoża, zauważa się koncentrację naprężeń w miejscach, gdzie na wyższych kondygnacjach znajdują się słupy, a więc w „pasmach słupowych ściany”. Na Rys. 5.54b oraz Rys. 5.55b przedstawiono wartości naprężeń w wybranych węzłach zlokalizowanych w pasmach słupowych ściany. Jak widać różnice są ogromne, a w najniższej położonych węzłach wartości różnią się ponad trzykrotnie.

Na Rys. 5.56 porównano naprężenia maksymalne w płycie stropowej garażu obciążonej gruntem w segmencie A. Wartości maksymalne różnią się o około 7%. W pozostałych płytach stropowych różnice były mniejsze. Na parterze, dla naprężeń głównych maksymalnych wynosiły około 5%, a dla minimalnych około 11%. Różnice zmniejszały się wraz z kondygnacjami i na stropodachu były znikome.

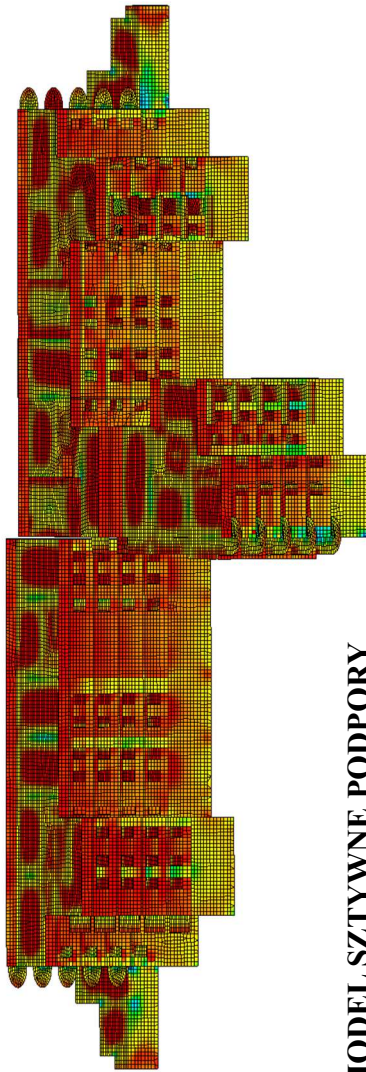
W analizowanym budynku stropy opierały się na ścianach, które przenosiły obciążenia na niższe kondygnacje. Ze względu na znajdujący się w podziemiach parking i konieczność przejazdów, na parterze ściany zaprojektowano w formie tarcz żelbetowych opartych najczęściej z jednej stronie na słupie, a z drugiej na ścianie. Na Rys. 5.57 przedstawiono rozkład naprężeń głównych maksymalnych dla dwóch wybranych tarcz. Również w tym przypadku wystąpiły różnice w wynikach dla modelu z bryłą podłoża i ze sztywnymi podporami. Dotyczyły one zarówno kształtu izolinii naprężeń, jak i wartości. Dla przedstawionych przykładów różnice w wartościach maksymalnych wyniosły odpowiednio 12% i 22%. W pozostałych tarczach także zaobserwowano podobne różnice.

Prezentowane wyniki stanowią wyciąg najważniejszych wyników obliczeń i zostały zestawione wskazania występujących różnic. Zidentyfikowane różnice świadczą o znaczącym wpływie podłoża gruntowego na odkształcenia i rozkład naprężeń w konstrukcji i dowodzą potrzebę uwzględniania tego efektu w obliczeniach projektowych.

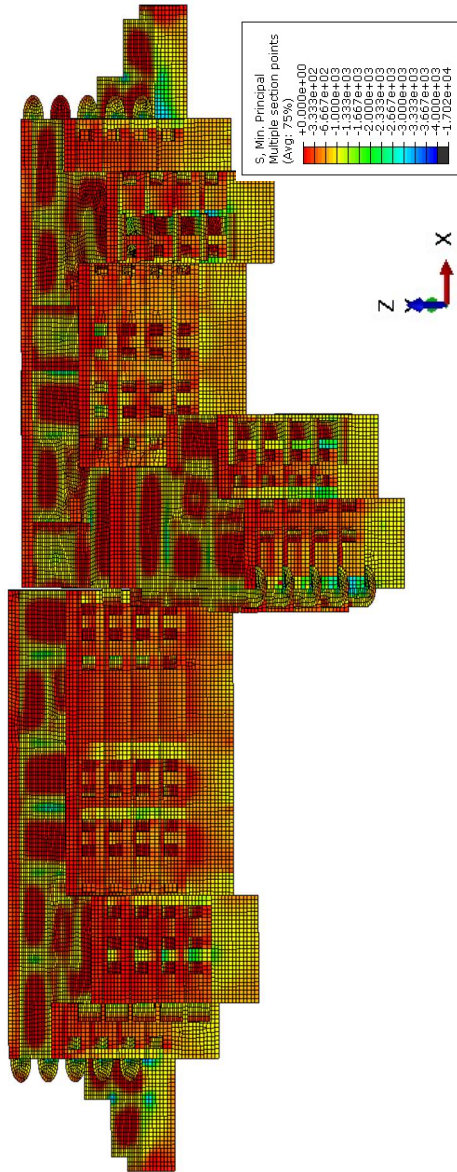


Rys. 5.46 Porównanie map naprężeń głównych minimalnych [kPa] budynku w modelach numerycznych z podłożem gruntowym – model REJONY (górze) i przy sztywnych podporach (dół). Widok od strony zachodniej

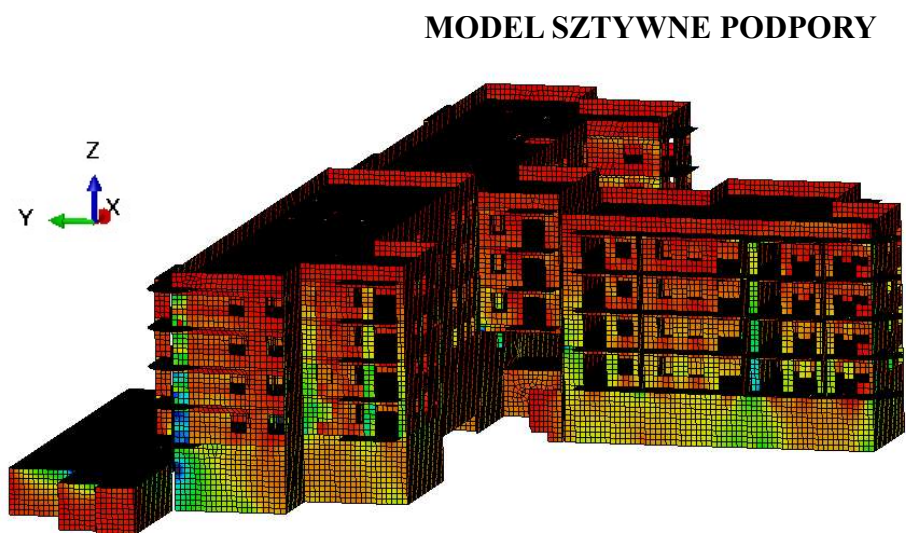
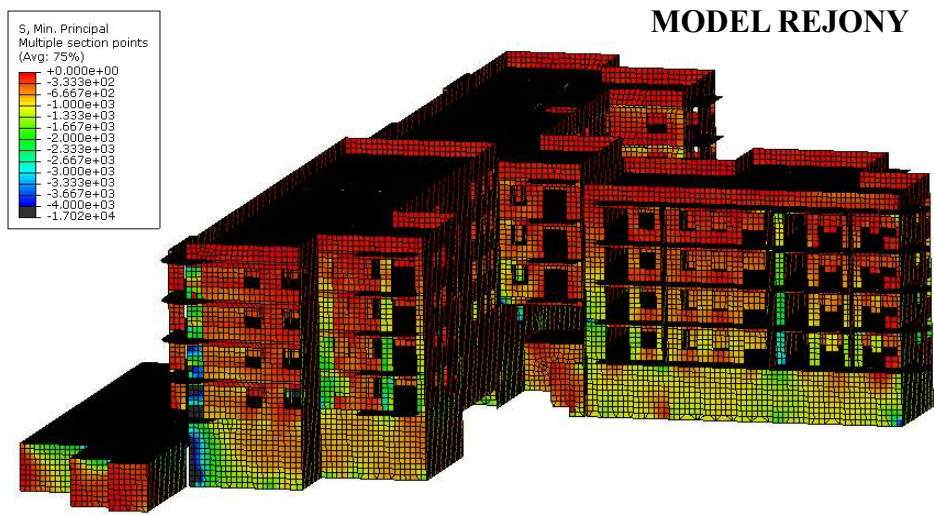
MODEL REJONY



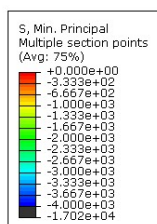
MODEL SZTYWNE PODPORY



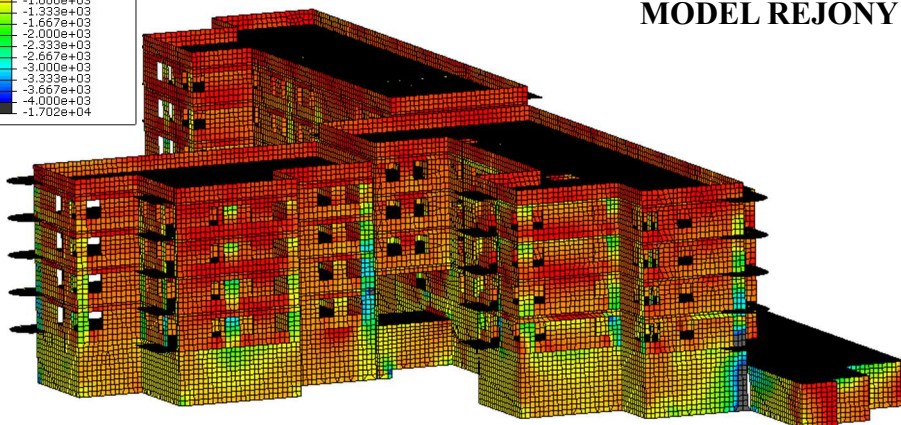
Rys. 5.47 Porównanie map naprężeń głównych minimalnych [kPa] budynku w modelach numerycznych z podłożem gruntowym – model REJONY (górze) i przy sztywnych podporach (dół). Widok od strony wschodniej



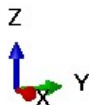
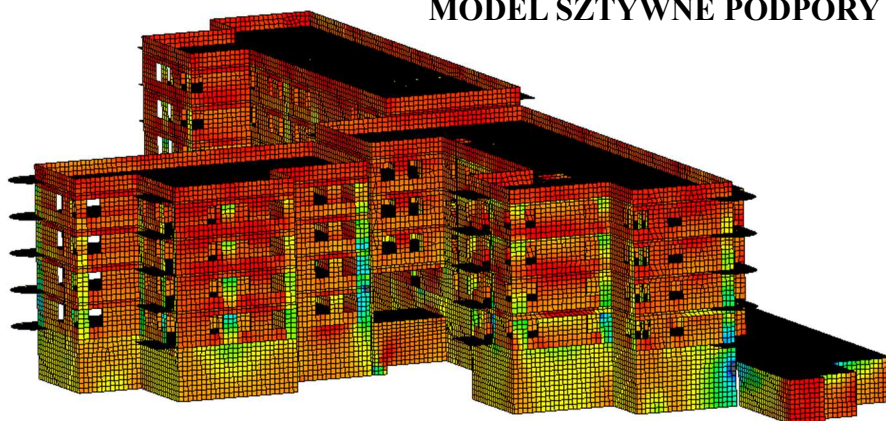
Rys. 5.48 Porównanie map naprężeń głównych minimalnych [kPa] budynku w modelach numerycznych z podłożem gruntowym – model REJONY (górze) i przy sztywnych podporach (dół). Widok od strony południowej



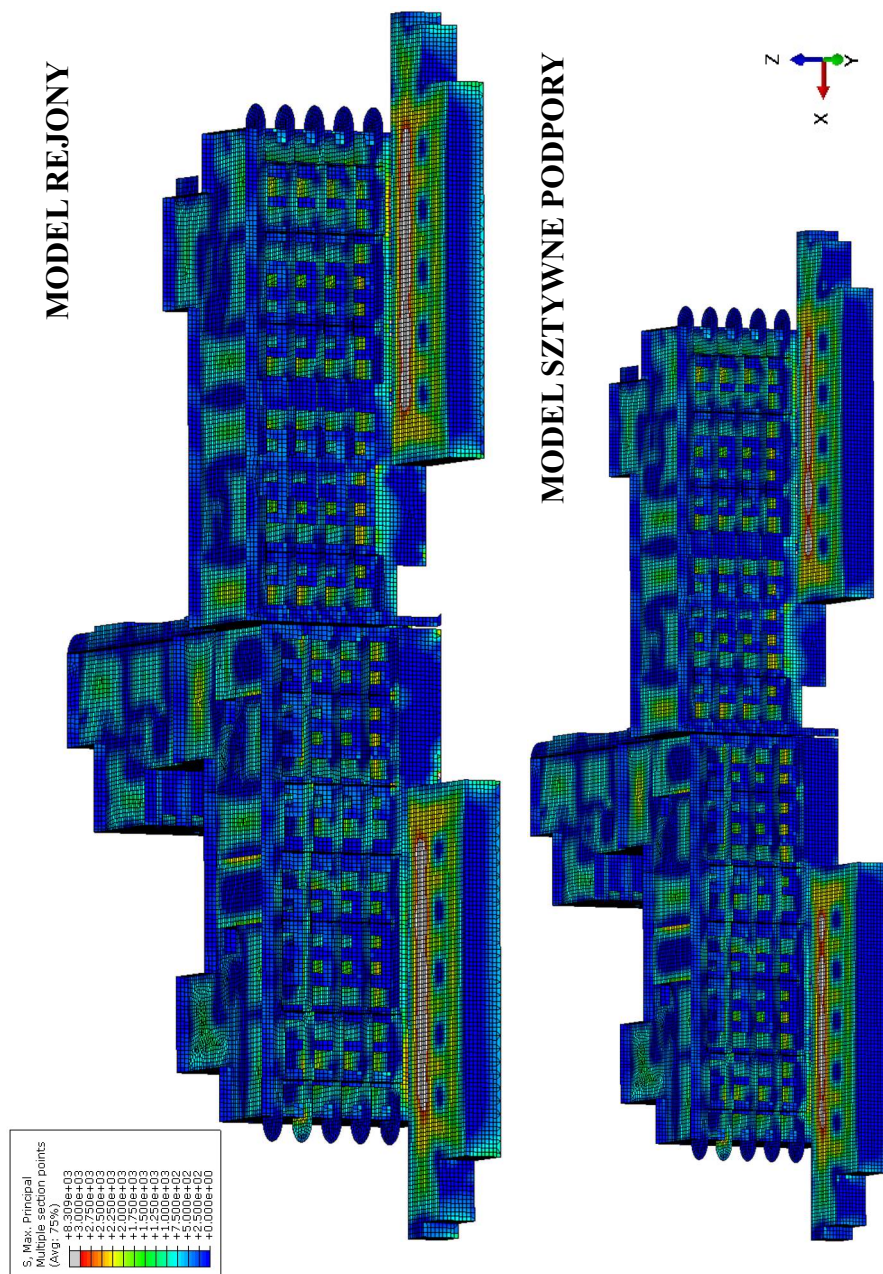
MODEL REJONY



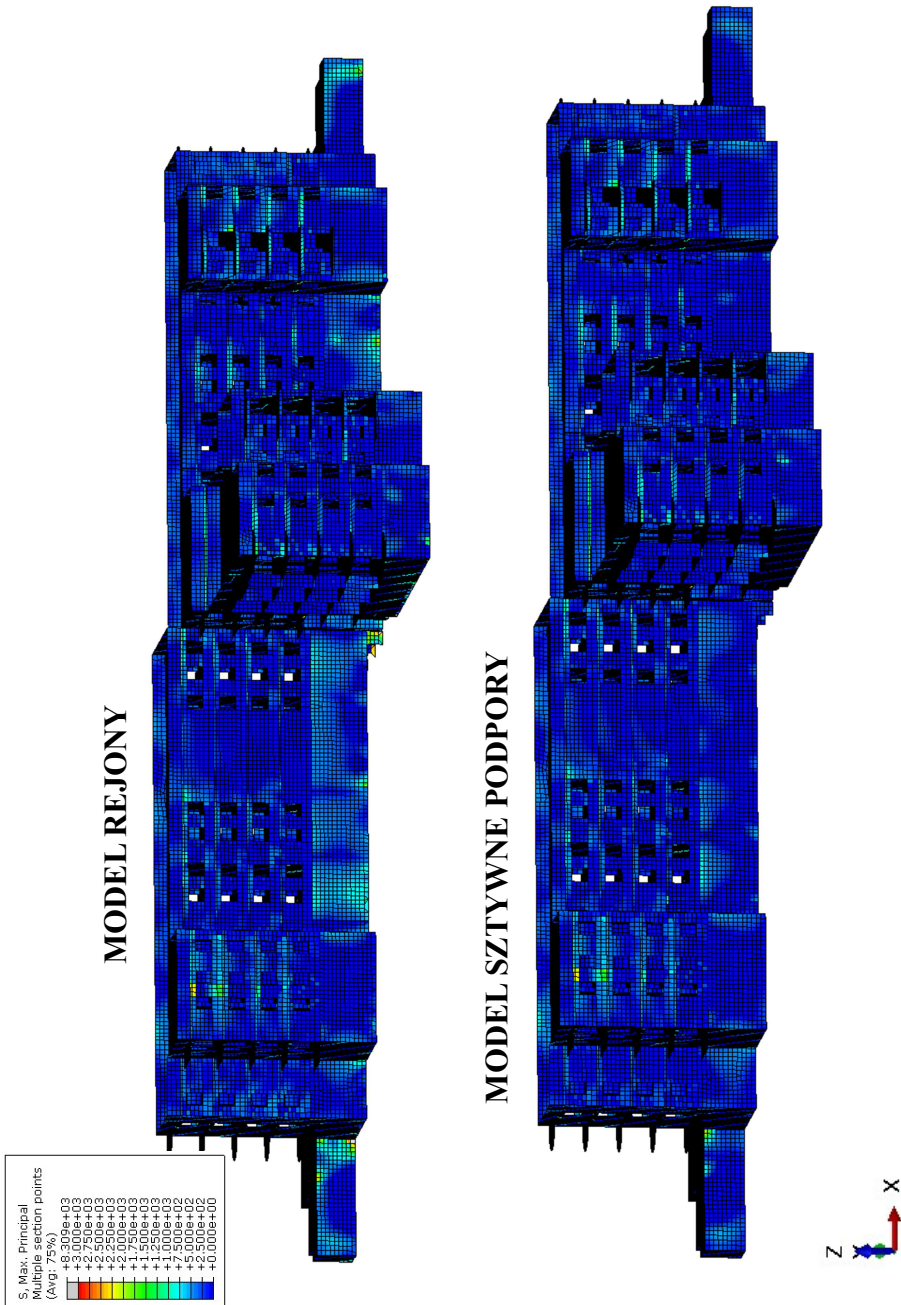
MODEL SZTYWNE PODPORY



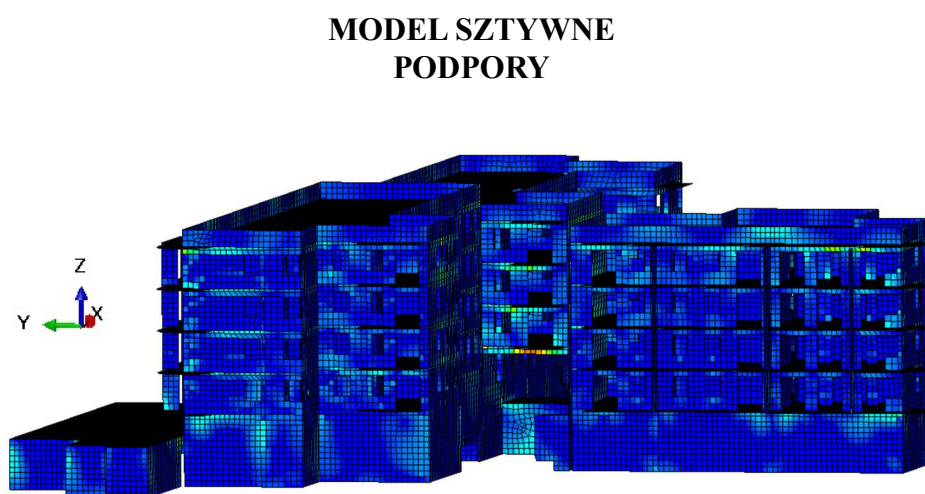
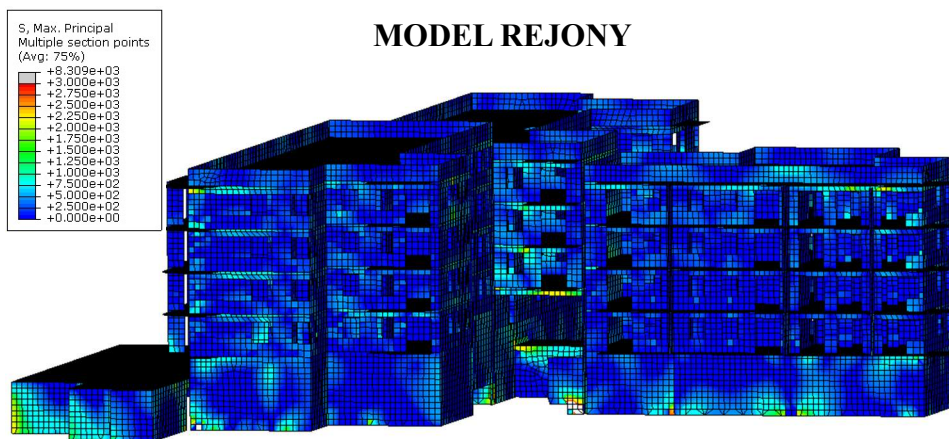
Rys. 5.49 Porównanie map naprężeń głównych minimalnych [kPa] budynku w modelach numerycznych z podłożem gruntowym – model REJONY (górze) i przy sztywnych podporach (dół). Widok od strony północnej



Rys. 5.50 Porównanie map naprężeń głównych maksymalnych [kPa] budynku w modelach numerycznych z podłożem gruntowym – model REJONY (górze) i przy sztywnych podporach (dół). Widok od strony zachodniej

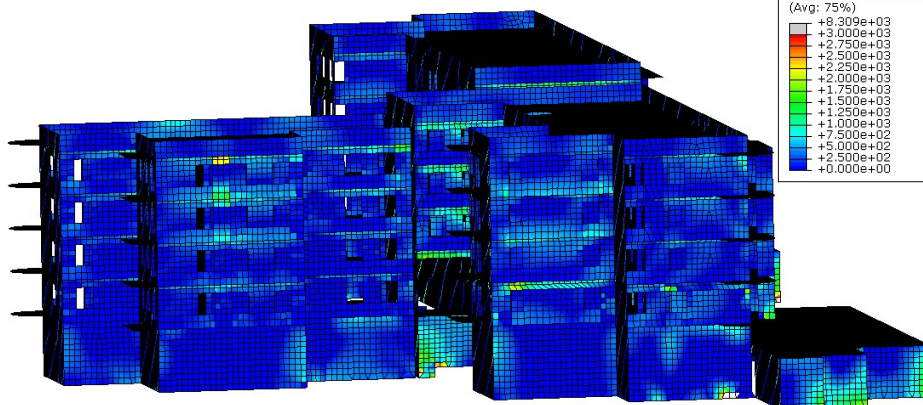


Rys. 5.51 Porównanie map naprężeń głównych maksymalnych [kPa] budynku w modelach numerycznych z podłożem gruntowym – model REJONY (górze) i przy sztywnych podporach (dół). Widok od strony wschodniej

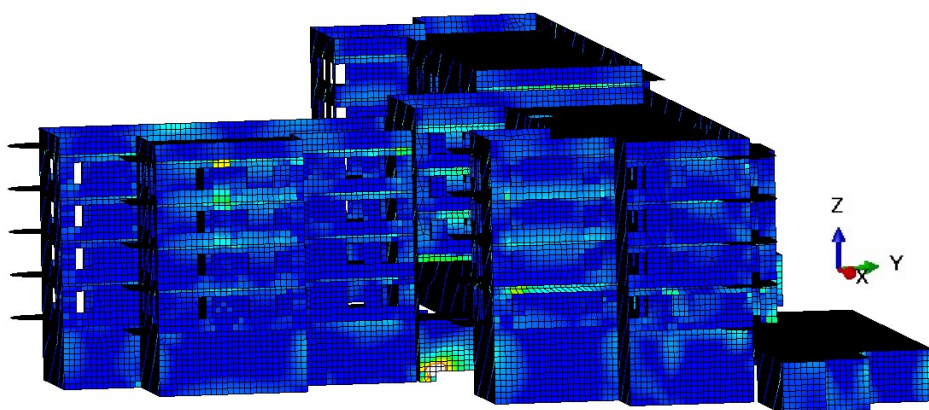


Rys. 5.52 Porównanie map naprężeń głównych maksymalnych [kPa] budynku w modelach numerycznych z podłożem gruntowym – model REJONY (górze) i przy sztywnych podporach (dół). Widok od strony południowej

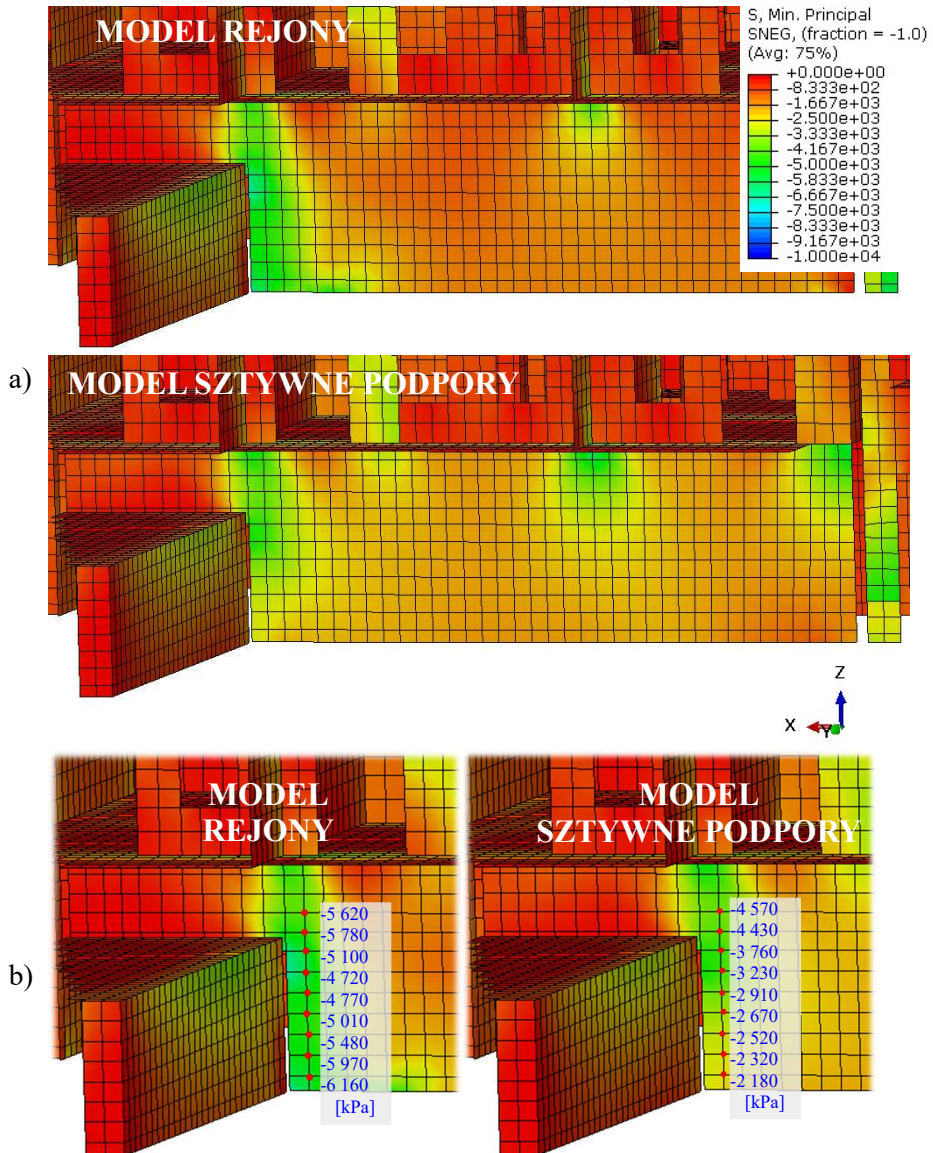
MODEL REJONY



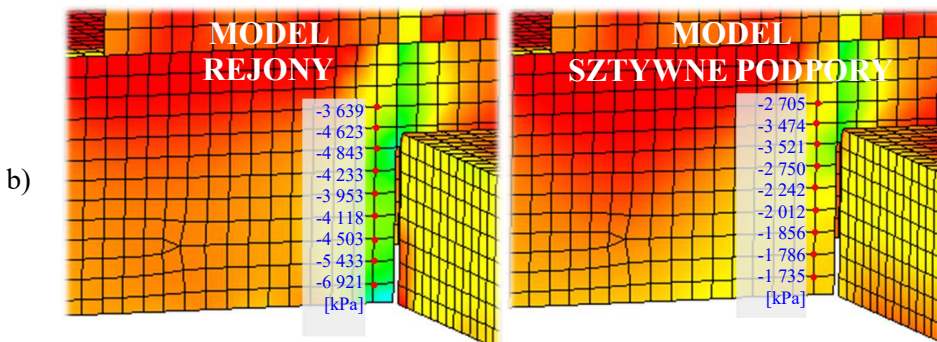
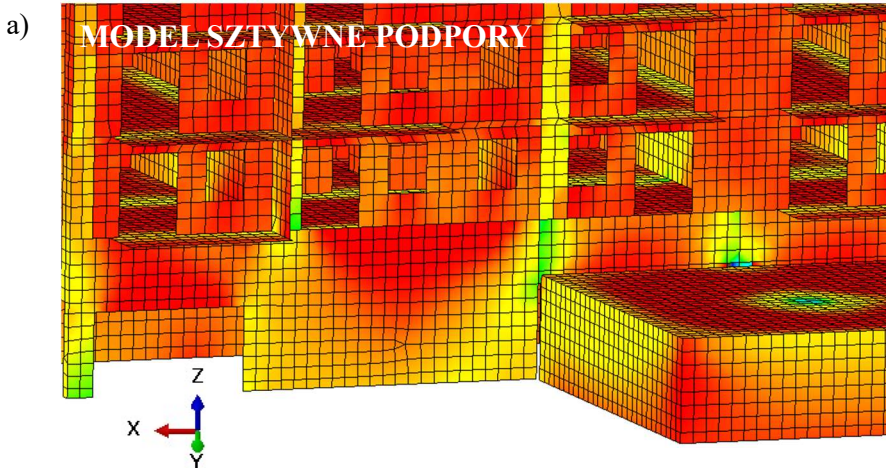
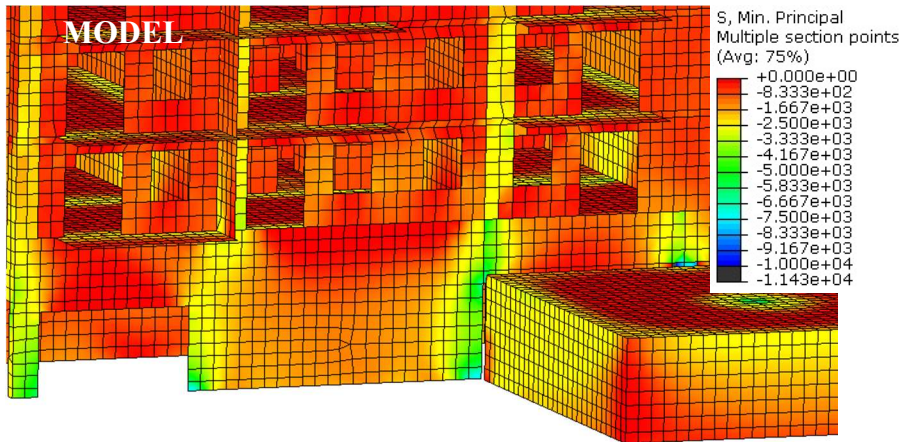
MODEL SZTYWNE PODPORY



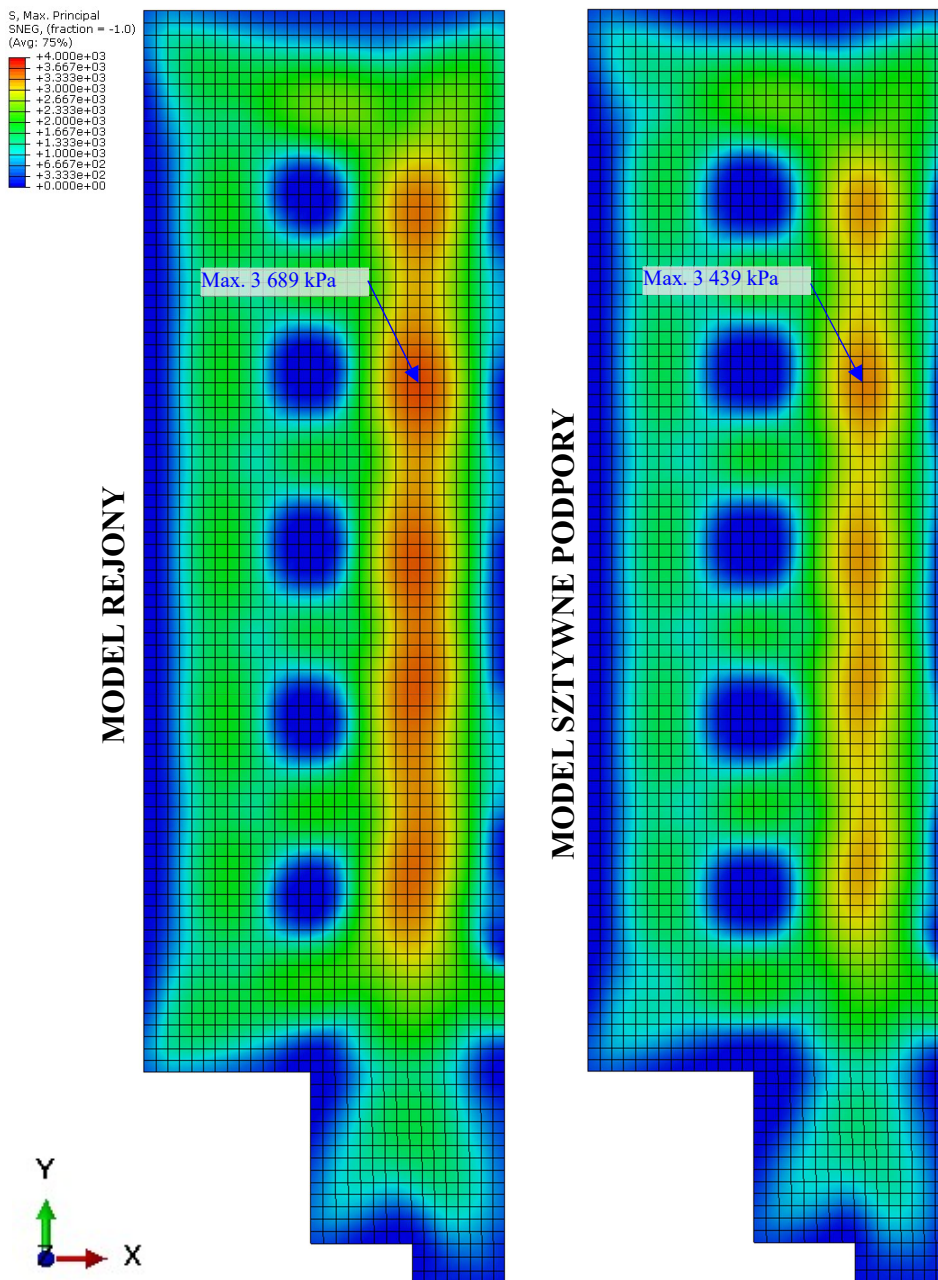
Rys. 5.53 Porównanie map naprężeń głównych maksymalnych [kPa] budynku w modelach numerycznych z podłożem gruntowym – model REJONY (górze) i przy sztywnych podporach (dół). Widok od strony północnej



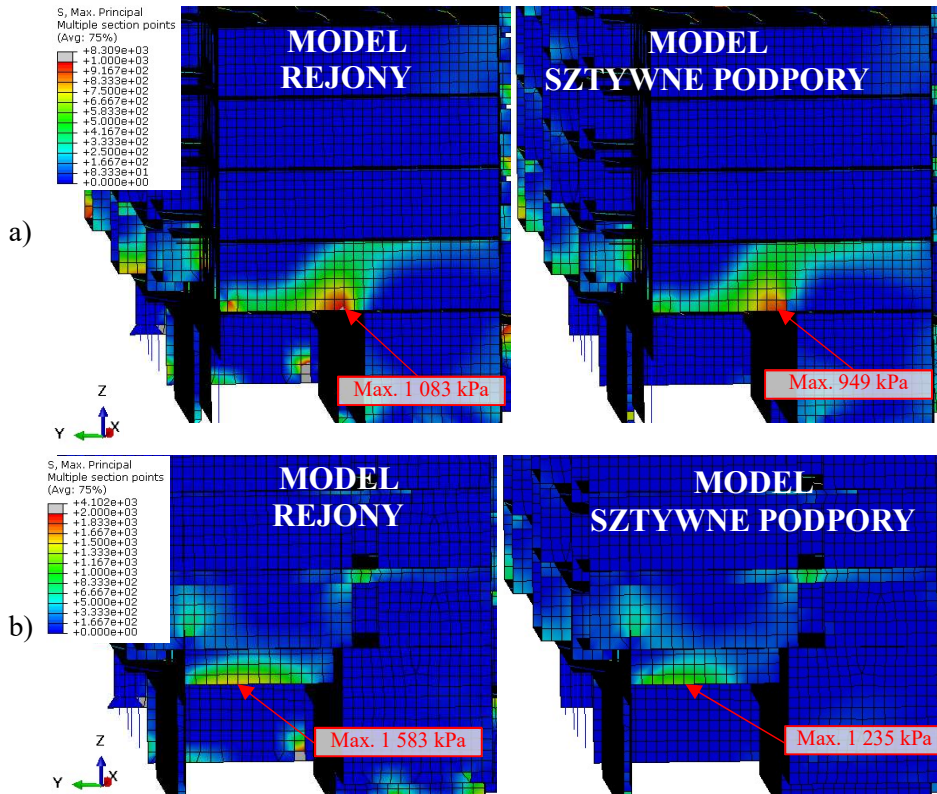
Rys. 5.54 Porównanie map naprężeń głównych minimalnych [kPa] budynku w modelach numerycznych z podłożem gruntowym – model REJONY (górze) i przy sztywnych podporach (dół). Ściana podziemia segmentu A w rejonie wjazdu do garażu: a) mapy naprężeń, b) wartości naprężeń w paśmie słupowym ściany



Rys. 5.55 Porównanie map naprężeń głównych minimalnych [kPa] budynku w modelach numerycznych z podłożem gruntowym – model REJONY (górze) i przy sztywnych podporach (dół). Ściana podziemia segmentu A w rejonie wjazdu do garażu: a) mapy naprężeń, b) wartości naprężeń w paśmie słupowym ściany



Rys. 5.56 Porównanie map naprężeń głównych maksymalnych [kPa] dla stropu nad garażem w segmencie A w modelach numerycznych z podłożem gruntowym – model REJONY (lewa) i przy sztywnych podporach (prawa)



Rys. 5.57 Porównanie map naprężeń głównych maksymalnych [kPa] w tarczach segmentu A w modelach numerycznych z podłożem gruntowym – model REJONY (górze) i przy sztywnych podporach (dół): a) tarcza w środku segmentu A, b) tarcza przy dylatacji z segmentem B

5.2.7. Podsumowanie

Wykonane analizy potwierdziły, że zachowanie podłoża gruntowego obciążonego budynkiem wpływa na pracę tego budynku i powoduje jego dodatkowe odkształcenia, i w związku z tym zmianę rozkładu sił wewnętrznych w konstrukcji. Zastosowanie sztywnego zamocowania, modelującego posadowienie, może spowodować pominięcie istotnych problemów w zachowaniu budynku, występujących podczas eksploatacji na przykład nierównomiernego osiadania. W przypadku obiektów rozległych, zazwyczaj występują rejonu podłoża o odmiennych parametrach i aspekt ten powinien być uwzględniany w analizach statyczno-wytrzymałościowych. Nierównomierne osiadanie może być również efektem nierównomiernego obciążenia podłoża pod fundamentami, wskutek źle dobranych ich wymiarów.

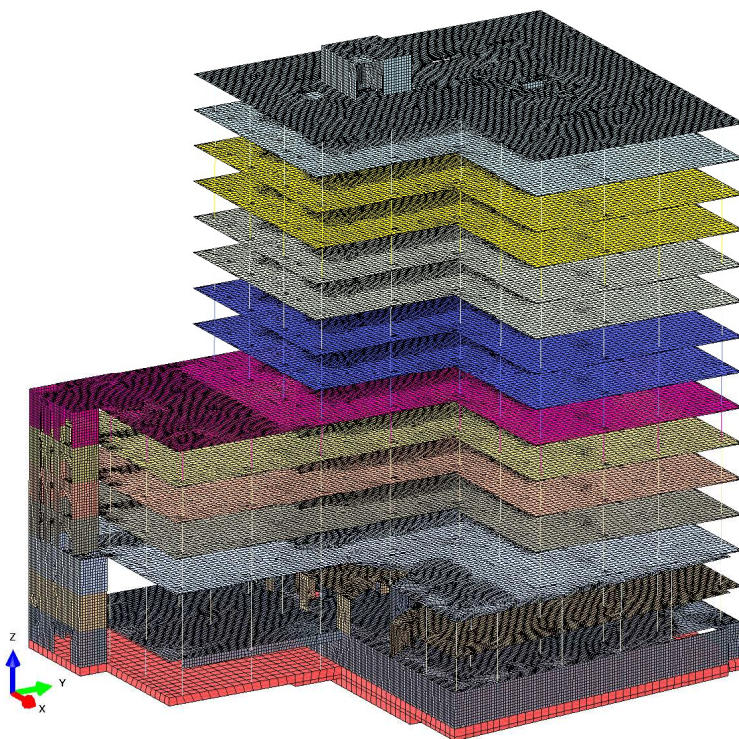
Podsumowując, przedstawiony przypadek potwierdza, że w obiektach rozległych należy uwzględniać współpracę budynku z podłożem oraz jego niejednorodność.

5.3. Budynek wysoki

5.3.1. Proces budowy modeli MES oraz przyjęte założenia

Budując model MES Kraśnicka, wykorzystano doświadczenia z budowy modelu Cyprysowa. Prace również podzielono na dwie części. Jako pierwszy zbudowano model budynku (Rys. 5.58 – kolorami oznaczono części budynku wprowadzane w kolejnych krokach obliczeniowych) i wykonano obliczenia statyczne z założeniem sztywnych podpór, a następnie zamodelowano podłoże gruntowe i połączono obydwie modele. Obliczenia podzielono na kroki:

- GEOSTATIC – wprowadzenie naprężeń geostatycznych do podłoża gruntowego,
- WYKOP – zdjęcie gruntu w miejscu wykopu pod płytę fundamentową,
- PŁYTA – wprowadzenie geometrii płyty w miejsce wykopu,
- KP – wprowadzenie do modelu kondygnacji podziemnej,
- K1÷K1314 – wprowadzanie do modelu kolejnych kondygnacji,
- WYKONCZENIE – wprowadzenie obciążeń użytkowych oraz ciężaru zastępczego od elementów niekonstrukcyjnych.



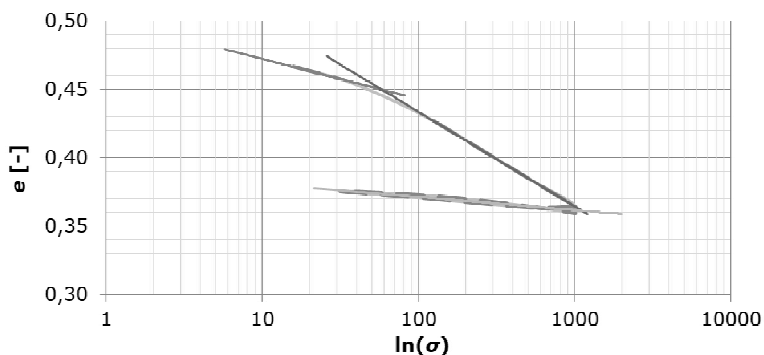
Rys. 5.58 Model numeryczny budynku przy Kraśnickiej

5.3.2. Model numeryczny budynku

Podobnie jak dla obiektu Cyprysowa, model numeryczny części konstrukcyjnej budynku stworzono jako płytowy z elementami prętowymi. Ściany, stropy i podciągi zamodelowano jako elementy płytowe czterowęzłowe typu S4R. Grubości przyjmowano zgodnie z rzeczywistą geometrią, stosowano również pogrubienia w miejscu głowic stropowych. Słupy zamodelowano jako elementy prętowe. Płyta fundamentowa została zbudowana z elementów bryłowych C3D8R. Wszystkim elementom konstrukcyjnym przypisano zachowanie idealnie sprężyste zgodnie z charakterystykami żelbetu. Elementy modelowano w ich osiach. Model przedstawiono na Rys. 5.58. Podział na kolory odzwierciedla elementy konstrukcji pojawiające się w kolejnych krokach obliczeniowych od „PŁYTA” do „K14”. Górne kondygnacje wprowadzano po dwie w jednym kroku obliczeniowym.

5.3.3. Model numeryczny podłoża

Model numeryczny podłoża stworzono jako bryłowy z elementów dwudziestowęzłowych typu C3D20R. Zachowanie warstwy gruntu znajdującej się bezpośrednio pod fundamentem opisano modelem sprężysto-plastycznym *Cam-Clay*. Parametry wyprowadzono dwoma metodami. W pierwszym wariantcie nazwanym „EDO”, wykorzystano badania edometryczne wykonane na próbkach NNS pobranych z odwiertów podczas budowy. Na wykresach zależności $e-\ln(\sigma)$ (Rys. 5.59) przedstawiono linie obciążenia pierwotnego i wtórnego oraz wzory opisujące nachylenie tych prostych. Wykresy te były podstawą do wyznaczenia wyjściowych parametrów modelu *Cam-Clay* λ i κ . Na podstawie analizy badań edometrycznych oraz genezy lessów, w poziomie posadowienia przyjęto wskaźnik prekonsolidacji $OCR = 1$. W związku z tym, że do obliczeń przyjęto, że grunt jest normalnie skonsolidowany, naprężenia p_0 odpowiadają naprężeniom geostatycznym. Parametr M obliczono, przyjmując kąt tarcia wewnętrznego $\varphi = 35^\circ$. Wskaźniki porowatości e_0 i e_1 wyznaczono z podstawowych badań laboratoryjnych i wykresów konsolidacji.



Rys. 5.59 Krzywe ścisłości próbki edometrycznej – obiekt Kraśnicka

W drugim wariancie nazwanym „CPT”, parametry oszacowano łącząc wyniki badań laboratoryjnych oraz sondowań statycznych CPT, które przetransformowano z wykorzystaniem procedury opracowanej przy analizie obiektu Cyprysowa. W wydzieleniach warstw uwzględniono niejednorodność podłoża zidentyfikowaną sondowaniami CPT. Następnie obliczono średni opór stożka w zakresie lessów, jako średnią ważoną, gdzie za wagę przyjęto miąższość wydzielonej warstwy. Średnia wartość oporu stożka wyniosła $q_c = 3,27$ MPa. Na tej podstawie oraz przy założonym współczynniku $\alpha_m = 6$, wyznaczono uśredniony moduł ścisłości dla warstwy $M = 19,6$ MPa. Moduł ten był podstawą wyznaczenia nachylenia linii obciążenia pierwotnego λ . Parametry modelu *Cam-Clay* przyjęte do obliczeń dla obydwu wariantów zestawiono w Tab. 5.20.

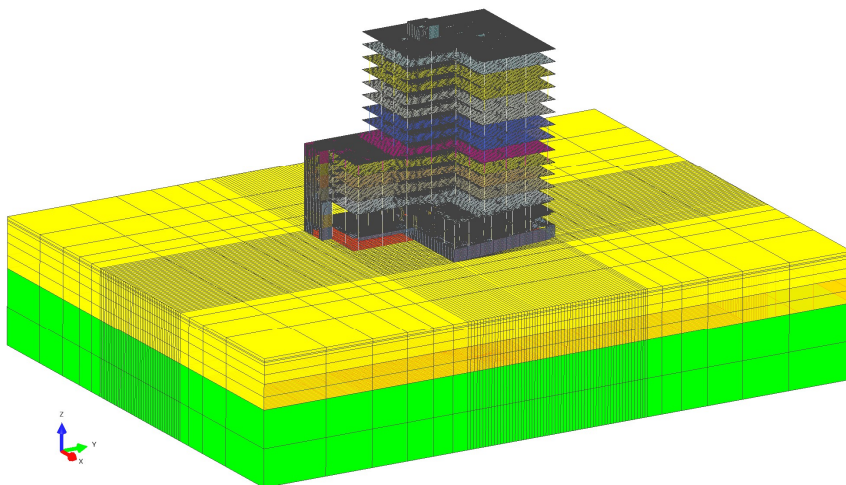
Tab. 5.20 Zestawienie parametrów gruntu modelu *Cam-Clay* – obiekt Kraśnicka

Parametr	λ	κ	M	a_0	p_0	e_1	e_0
EDO	0,0300	0,0042	1,495	28,1	108	0,561	0,421
CPT	0,0130	0,0042	1,495	32,6	108	0,584	0,523

W głębszych partiach znajduje się podłoże skaliste, pracujące w zakresie bardzo małych odkształceń. Dla tych warstw przyjęto model liniowo sprężysto-idealnie plastyczny z kryterium zniszczenia *Coulomba-Mohra* i wyprowadzono parametry opierając się między innymi na pracach [41], [122]. Warstwom gruntu przypisano cechy sprężyste, o wartościach zbliżonych do początkowego modułu odkształcenia. Po analizie danych literaturowych [100], [104] kąt tarcia wewnętrznego przyjmowano jako $\varphi = 40 \div 45^\circ$, a spójność $c = 50 \div 2000$ kPa. Wartość modułu odkształcenia dla warstw skalnych przyjęto na poziomie $E = 2000$ MPa dla dolnej strefy spękaną skałę węglanową (margle, opoki, gezy). Dla górnej strefy – częściowo zwietrzałej, moduł oszacowano jako $E = 300$ MPa, z wykorzystaniem danych literaturowych [41], [100] i na podstawie badań własnych prędkości fali poprzecznej V_s pomierzonej dla warstw zwietrzelinowych w testach SDMT na terenie Lublina.

5.3.4. Model pełny „budynek-podłoże”

Po połączeniu cząstkowych modeli otrzymano pełny model „budynek-podłoże”. Finalnie, model zbudowany został z 352 150 elementów skończonych, na które składały się elementy bryłowe, płytowe i prętowe, łącznie z 493 000 węzłami o 2 382 366 stopniach swobody. Analogicznie jak dla obiektu Cyprysowa, podpory przyjęto jako przegubowe z możliwością przesuwu pionowego na krawędziach pionowych bryły gruntu oraz z blokadą przesuwu pionowego na spodzie owej bryły. Widok pełnego modelu przedstawiono na Rys. 5.60.

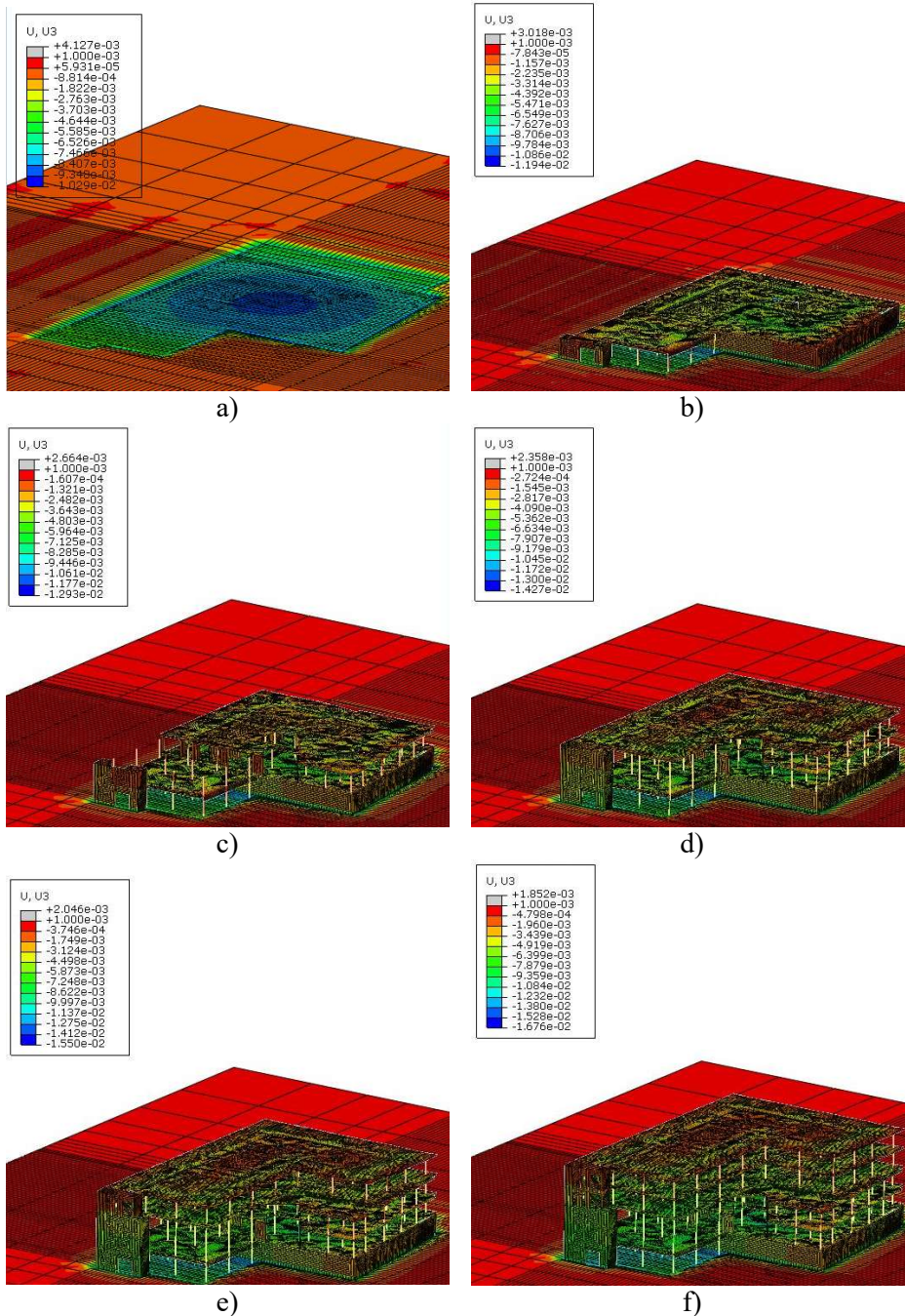


Rys. 5.60 Widok modelu pełnego „budynek-podłoże” – obiekt Kraśnicka

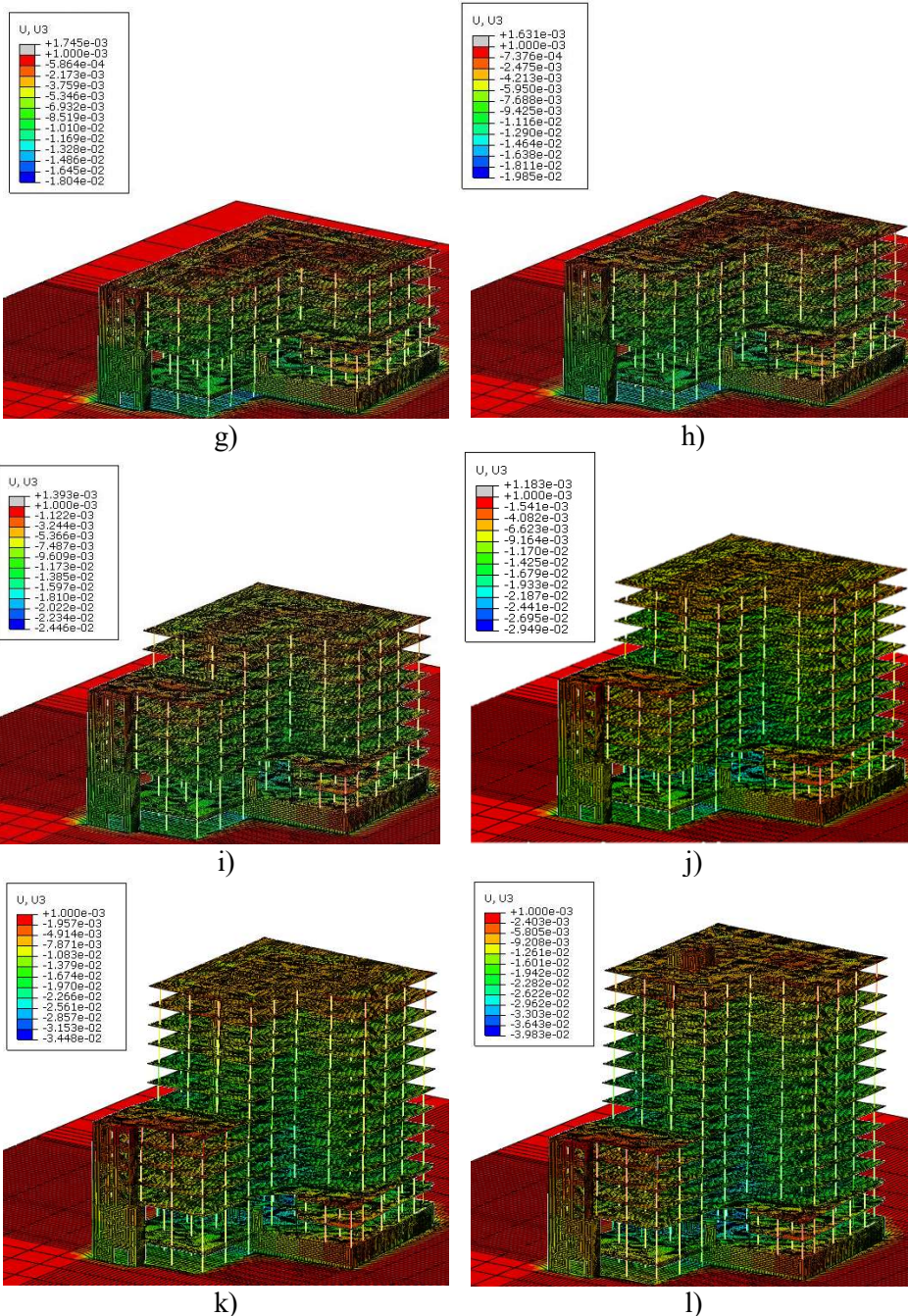
5.3.5. Analiza numeryczna

W wyniku obliczeń statycznych, wykonanych dla obiektu Kraśnicka, uzyskano rozkład przemieszczeń i naprężeń w budynku. Analiza numeryczna została wykonana dla trzech wariantów modeli: budynek bez podłoża ze sztywnymi podporami modelującymi posadowienie, budynek z podłożem dla którego przyjęto liniowo-sprężysty model materiału oraz budynek z podłożem opisanym sprężysto-plastycznym modelem *Cam-Clay* według procedury opisanej w rozdziale 5.3.3. Dodatkowo dla tego modelu, obliczenia przeprowadzono w dwóch wariantach parametrów gruntowych EDO i CPT. Za każdym razem w kolejnych krokach obliczeniowych przykładano kolejne piętra, co przedstawiono na Rys. 5.61.

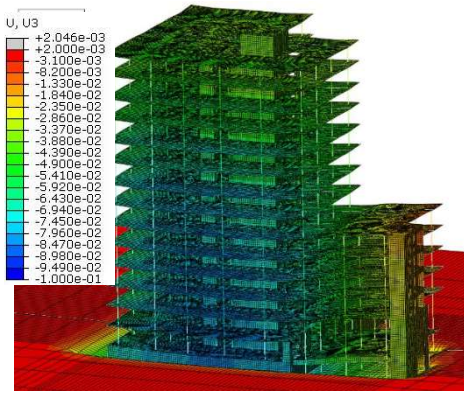
Na Rys. 5.62 przedstawiono porównanie przemieszczeń pionowych dla dwóch wariantów parametrów gruntu – EDO i CPT. Jak widać, w modelu z parametrami EDO występują większe osiadania niż w modelu CPT. Maksymalne przemieszczenie pionowe w modelu EDO wyniosło 89,7 mm, natomiast w modelu CPT 51,7 mm. Są to wartości całkowite, od rozpoczęcia budowy i nie należy ich porównywać bezpośrednio z wartościami pomierzonymi, które są przedstawiane względem pomiaru odniesienia wykonanego po wybudowaniu części konstrukcji. Wartości przemieszczeń względem pierwszego pomiaru geodezyjnego wyniosły 77,4 mm dla parametrów EDO oraz 38,5 mm dla parametrów CPT. Już na tym etapie można stwierdzić, że osiadania wyznaczone z parametrami EDO znacznie przekraczają osiadania rzeczywiste i do dalszych analiz przyjęto model z parametrami CPT. Na Rys. 5.63 przedstawiono końcowe mapy przemieszczeń pionowych konstrukcji łącznie z bryłą podłoża opisanego modelem sprężysto-plastycznym *Cam-Clay* dla wariantu parametrów CPT.



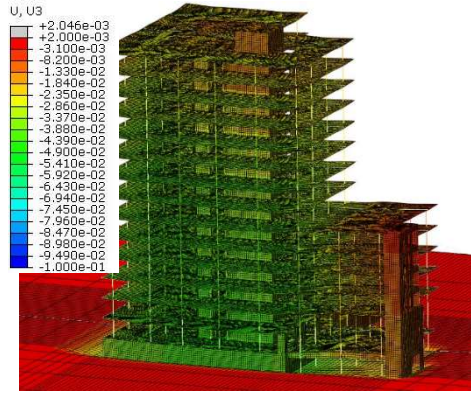
Rys. 5.61 Przemieszczenia pionowe [m] w kolejnych fazach budowy – obiekt Kraśnicka: a) faza płyta, b) faza KP, c) faza K1, d) faza K2, e) faza K3, f) faza K4



Rys. 5.61 ciąg dalszy: g) faza K5, h) faza K6, i) faza K78, j) faza K910, k) faza K1112, l) faza K1314

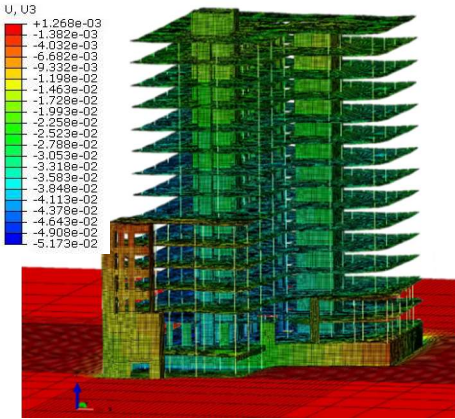


a)

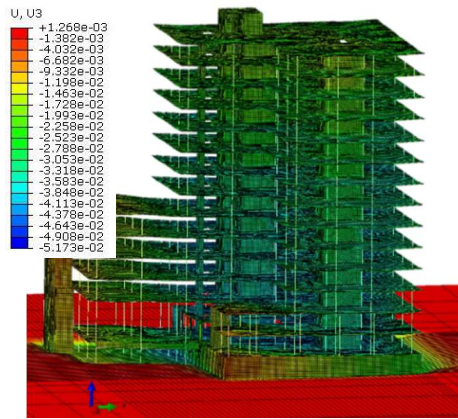


b)

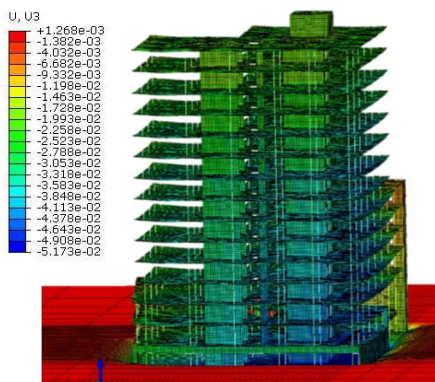
Rys. 5.62 Przemieszczenia pionowe w modelu budynku z bryłą podłoża – obiekt Kraśnicka [m]:
a) parametry podłoża EDO, b) parametry podłoża CPT



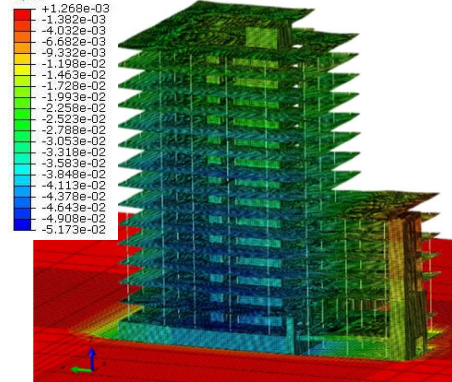
a)



b)



c)



d)

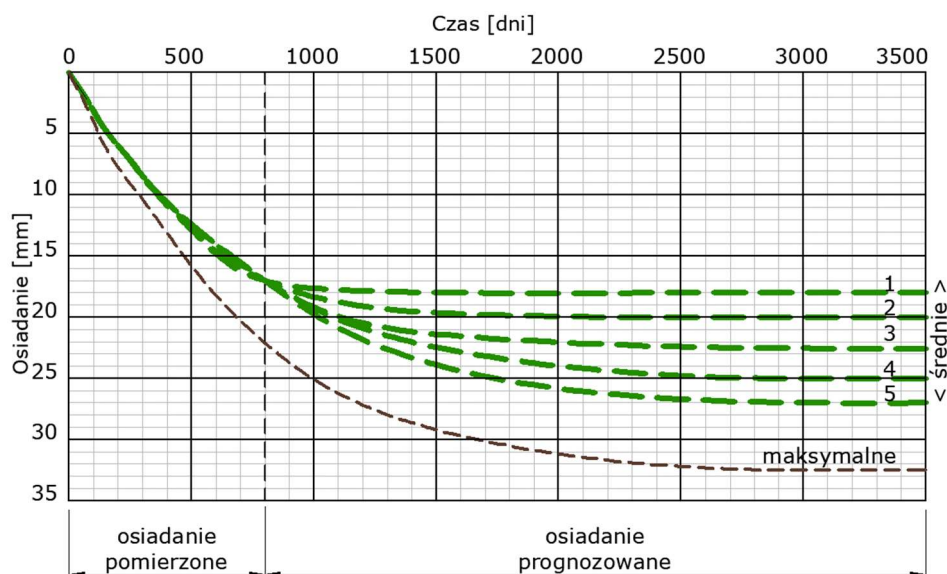
Rys. 5.63 Model budynku z bryłą podłoża – obiekt Kraśnicka. Widok ogólny przemieszczeń pionowych [m]: a) od strony południowej, b) od strony zachodniej, c) od strony północnej, d) od strony wschodniej

Tab. 5.21 Porównanie osiadań końcowych i obliczonych [mm] – obiekt Kraśnicka (wartości względem kroku obliczeniowego „PŁYTA”)

Nr reperu	Osiedlenie w kroku obliczeniowym [mm]												WYKONCZENIE
	Płyta	KP	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K78	K910	K1112	K1314	
6	0,0	0,4	1,3	2,2	3,0	3,9	4,8	5,9	8,8	12,2	15,6	19,2	29,1
7	0,0	1,5	2,3	3,7	5,0	6,4	7,8	9,5	12,9	16,5	20,0	23,8	34,3
8	0,0	2,5	3,9	5,2	6,3	7,4	8,4	9,6	12,8	16,6	20,7	24,8	36,0
9	0,0	2,5	3,8	5,3	6,6	8,0	9,4	11,2	15,6	20,2	24,8	29,7	40,9
11	0,0	0,5	1,6	2,5	3,3	4,0	4,7	5,5	7,2	9,7	12,5	15,3	24,8
12	0,0	0,9	1,7	2,3	3,0	3,6	4,2	4,8	6,4	8,5	10,7	13,1	20,0
13	0,0	1,9	2,7	4,0	5,0	5,9	6,9	7,9	10,0	12,4	14,9	17,6	26,2
14	0,0	2,2	3,2	4,3	5,0	5,6	6,2	6,9	8,6	10,6	12,8	15,1	22,6
15	0,0	-1,4	-1,3	-1,2	-1,1	-1,0	-1,0	-0,9	-0,7	-0,4	0,0	0,4	2,1
16	0,0	0,7	1,6	3,3	4,8	6,3	7,9	9,7	10,1	10,5	10,8	11,3	15,8
17	0,0	0,0	0,2	1,6	3,0	4,4	5,8	7,2	7,1	6,9	6,8	6,6	11,1
18	0,0	2,8	4,1	5,5	6,6	7,7	8,7	10,1	13,7	17,7	21,7	26,0	36,4
19	0,0	2,6	4,0	5,4	6,8	8,2	9,6	11,5	16,3	21,4	26,4	31,8	43,7
20	0,0	2,3	3,6	4,9	6,2	7,4	8,6	10,3	14,5	19,3	24,0	28,9	40,8
Średnia	0,0	1,4	2,3	3,5	4,5	5,6	6,6	7,8	10,2	13,0	15,8	18,8	27,4
Pomierzo ne (średnia)	0,0	2,2	2,2	2,3	3,3	3,3	3,3	3,5	5,5	6,2	6,7	7,5	17,2 (25,0) *
Błąd [mm]	0,0	0,8	-0,2	-1,2	-1,2	-2,2	-3,2	-4,3	-4,7	-6,8	-9,2	-11,3	9,8 (2,4)*
Błąd względny [%]	0,0	1,6	-0,4	-2,3	-2,4	-4,4	-6,5	-8,6	-9,5	-13,7	-18,3	-22,7	19,6 (4,8)*

* w nawiasie podano szacowaną wartość końcowego osiedlenia

Wyniki obliczeń porównano do wartości osiadań rzeczywistych. Dla wariantu z podłożem opisanym modelem *Cam-Clay* (CPT), odczytano wartości przemieszczeń pionowych w kolejnych krokach obliczeniowych w węzłach odpowiadających lokalizacji reperów w płycie fundamentowej. Wyniki obliczeń wraz z porównaniem do wartości pomierzonych zestawiono w Tab. 5.21. Porównanie końcowe wyników wykonywano na wartościach uśrednionych. Część reperów została zniszczona podczas budowy, a wyniki dwóch (reper nr 16 i 17) odrzucono. Odrzucenie dwóch reperów wynikało z ich lokalizacji. Repery znajdowały się przy skraju płyty, poza obrębem wysokiej części budynku, gdzie osiadania były znikome, a w ostatnich fazach obciążeń mogło nawet nastąpić niewielkie uniesienie płyty.



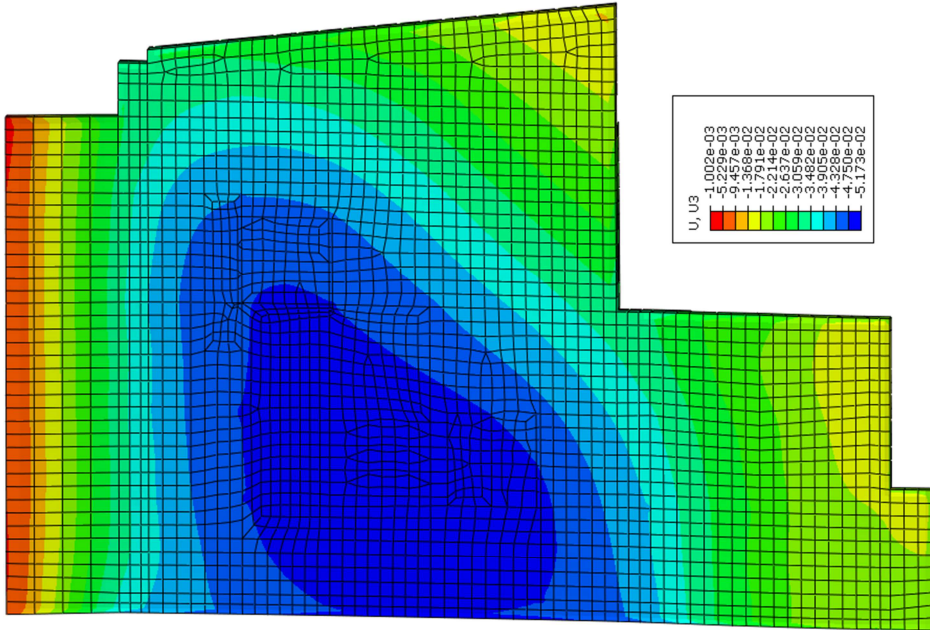
Rys. 5.64 Prognozowane średnie osiadanie końcowe budynku przy Kraśnickiej

Jako, że wykres przemieszczeń reperów opracowany na podstawie rzeczywistych pomiarów wskazuje, że osiadanie budynku jeszcze się nie ustabilizowało, postanowiono oszacować osiadanie końcowe, poprzez ekstrapolację wyników, co pokazano na Rys. 5.64. Na wykres naniesiono przemieszczenia reperów, które przetrwały do ostatniego pomiaru oraz wartość średnią z tych pomiarów. Następnie dodano kilka przykładowych krzywych wpisujących się w uśrednione wartości, oraz przedłużono je różnymi krzywiznami. W ten sposób oszacowano, warianty stabilizacji osiadania. Żadna z wartości nie przekroczyła 27 mm. Na podstawie analizy danych literaturowych [33], [51] określono, że najwiarygodniej wygląda krzywa nr 4, ze stabilizacją na poziomie około 25 mm. Krzywa nr 1 zakładająca ustabilizowanie osiadania na

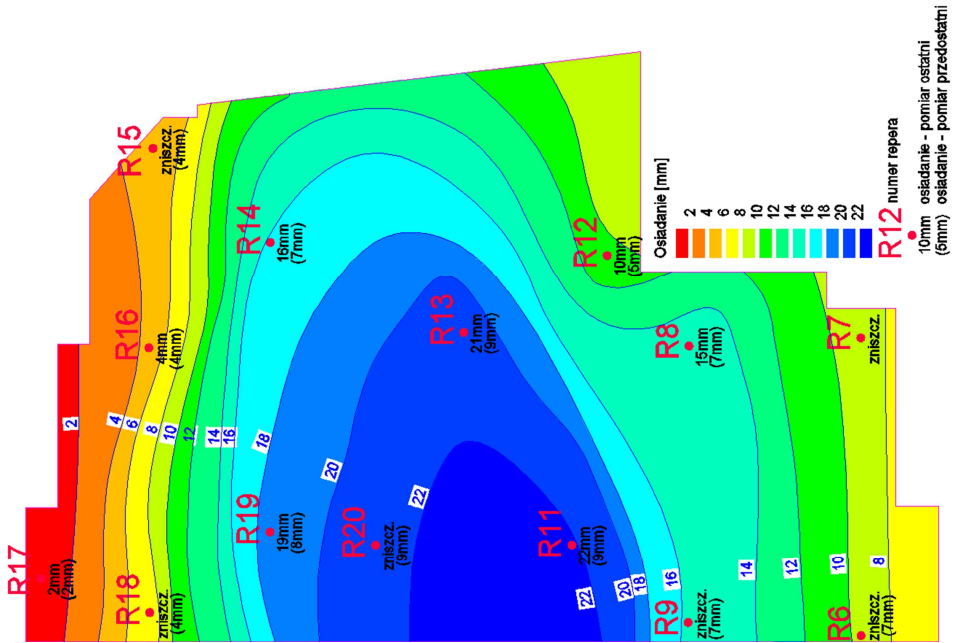
obecnym poziomie wydaje się być mało prawdopodobna. Wszystkie z rozważanych wariantów są tylko przewidywaniami, bez prowadzenia zaawansowanych analiz opartych na teorii konsolidacji, jednak mało prawdopodobne jest przekroczenie średniego końcowego osiadania wartości 27 mm.

Osiadania pomierzone z obliczonymi, podobnie jak przy obiekcie Cyprysowa, porównano w sposób bezpośredni oraz względem osiadań dopuszczalnych, które przyjęto jako równe 50 mm. Analizując wyniki przemieszczeń przedstawionych w Tab. 5.21, można zauważyć, że tylko w początkowej fazie osiadania, wartości przemieszczeń pomierzonych były wyższe od obliczonych. Po przekroczeniu kroku obliczeniowego KP, a więc po wybudowaniu kondygnacji podziemnej, wartości obliczone przekraczały wartości pomierzone. Zdaniem autora, jest to spowodowane przede wszystkim rozłożeniem rzeczywistego osiadania w czasie, co nie zostało uwzględnione w obliczeniach. Na tym etapie, względny błąd obliczeń w odniesieniu do wartości otrzymanej w ostatnim pomiarze osiadań wyniósł niecałe 20%, co nie jest bardzo dużym błędem w kontekście obliczeń geotechnicznych, ponadto wynik obliczeń jest po stronie bezpiecznej dla obiektu. Jednak, z racji tego, że niemal pewnym jest, że rzeczywiste osiadanie obiektu nie dobiegło końca, błąd ten będzie się zmniejszał. Po porównaniu do zdaniem autora, najbardziej prawdopodobnej, szacowanej wartości końcowej tj. 25 mm, błąd wyniesie niecałe 5%, co należy uznać za wynik bardzo dobry. Oczywiście, końcowe osiadanie może się nieznacznie różnić od szacowanego, jednak analizując przebieg dotychczasowych osiadań, nie powinno przekroczyć 27 mm, tak więc błąd obliczeń w dalszym ciągu znajdzie się po stronie bezpiecznej.

Na Rys. 5.65 porównano mapę przemieszczeń płyty fundamentowej otrzymanej z obliczeń oraz opracowanej na podstawie pomiarów przemieszczeń. Mapy dla obliczeń podane są jako końcowe, a nie względem fazy „płyta”, w której rozpoczęto pomiary geodezyjne. Ponadto, są to dane dotyczące całkowitych osiadań, co opisano w poprzednim akapicie, dlatego też wartości nie pokrywają się. Należy jednak zwrócić uwagę na kształt i rozmieszczenie izolinii, które zasadniczo pokrywają się ze sobą na obydwu mapach, co potwierdza prawidłowość wykonanych obliczeń. Największe przemieszczenie nastąpiło w środkowej części płyty, a skrajne rejony osiadały najmniej. Przy tworzeniu mapy osiadań wzięto pod uwagę wyniki zarówno ostatniego pomiaru, jak również przedostatniego ze względu na znaczną liczbę reperów, które uległy zniszczeniu. Z powyższych analiz porównawczych wynika, że opracowany model numeryczny budynku z gruntem odzwierciedla w prawidłowy sposób jego zachowanie.



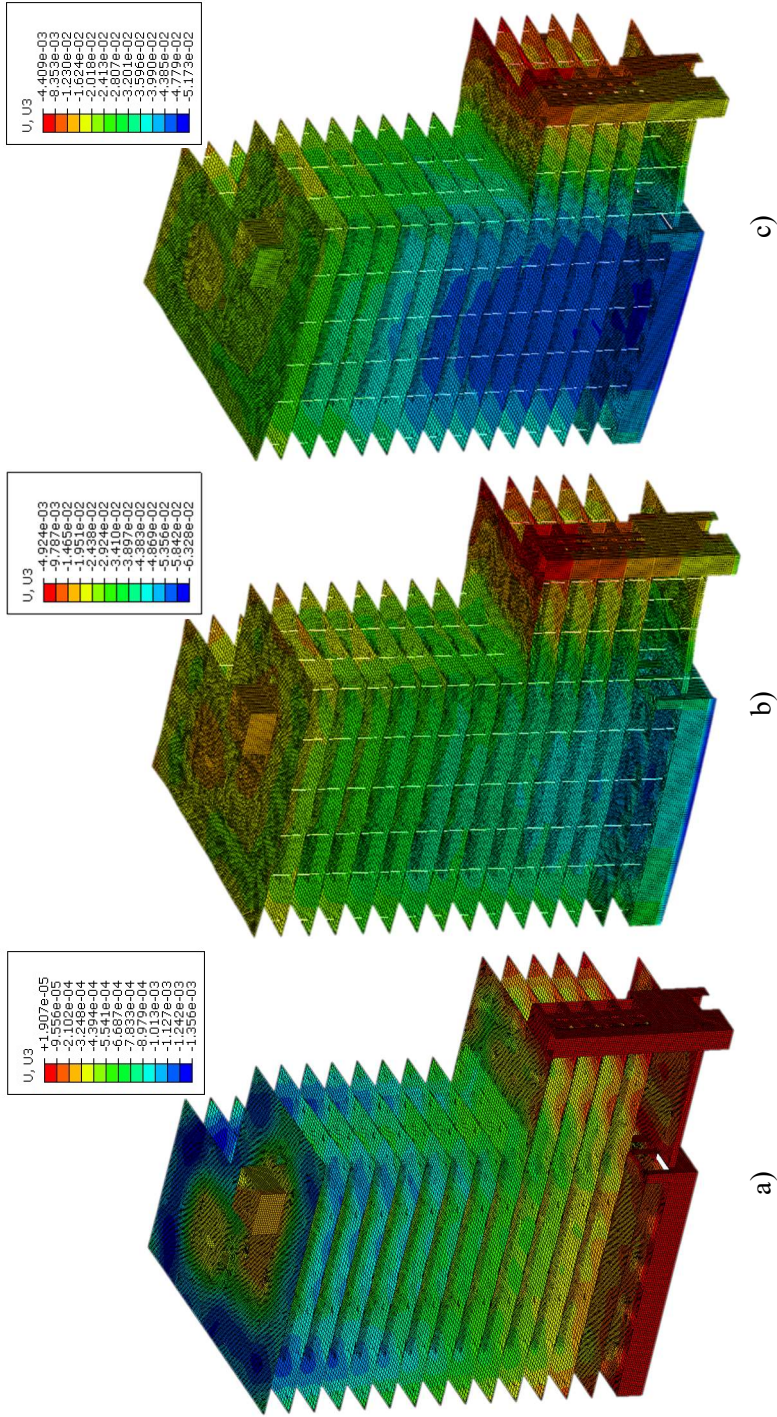
a)



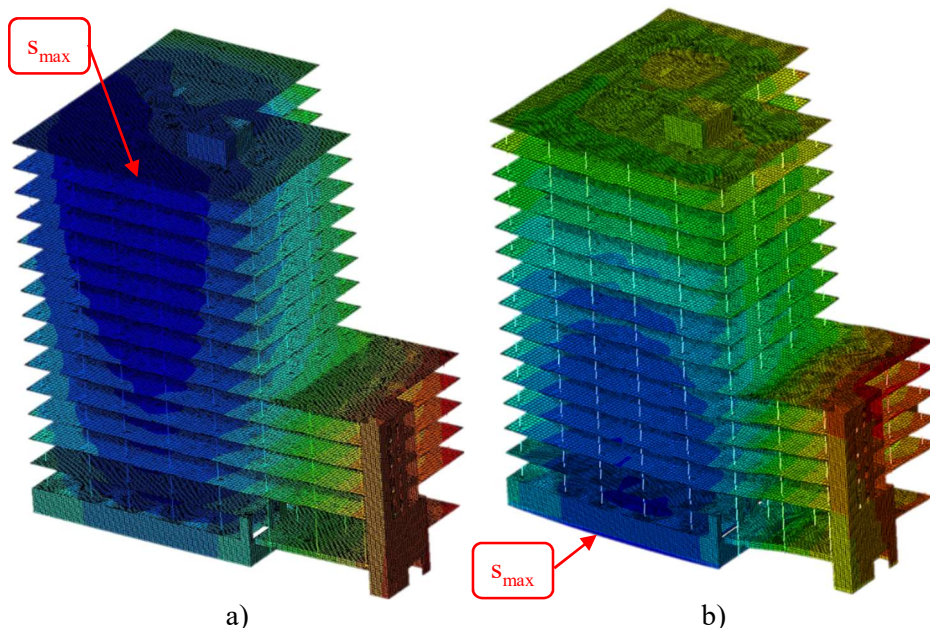
b)

Rys. 5.65 Mapa osiadania płyty fundamentowej – obiekt Kraśnicka: a) na podstawie obliczeń w programie ABAQUS [m], b) na podstawie pomiarów rzeczywistych osiadań [mm]

Następnie przeprowadzono porównanie, którego celem było pokazanie ogólnego wpływu pracy podłoża na przemieszczenia konstrukcji oraz występujących różnic przy przyjęciu uproszczonego modelu gruntu. Na Rys. 5.66 pokazano przemieszczenia pionowe samego budynku, wyznaczone dla modelu bez gruntu ze sztywnymi podporami oraz dla modelu podłoża opisanego liniowo-sprężystym modelem materiału i modelem sprężysto-plastycznym *Cam-Clay* (dla przejrzystości, na Rys. 5.66b oraz Rys. 5.66c wyłączono bryłę podłoża). Należy zaznaczyć, że model ze sztywnymi podporami (Rys. 5.66a) liczony był, jako budynek pojawiający się od razu w całości, natomiast w modelu ze sprężysto-plastycznym zachowaniem gruntu piętra przykładano stopniowo. Ma to wpływ na mapy oraz wartości przemieszczeń. W przypadku modelu budynku pojawiającego się w całości na sztywnych podporach, naturalnie najmniejsze przemieszczenie otrzymano w miejscach najbliższej podpór, a więc przy fundamentach, a wartości stopniowo się zwiększały wraz z odległością od podpór. Dla modelu, gdzie stopniowo, w wydzielonych krokach pojawiały się kolejne piętra budynku, najmniejsze przemieszczenia otrzymano dla kondygnacji najwyższych, a największe wystąpiło w poziomie posadowienia. Pokazano to na Rys. 5.67, gdzie porównano mapy przemieszczeń dla budynku pojawiającego się w całości, oraz dla przypadku, gdzie piętra przykładano w kolejnych fazach. Wynik z Rys. 5.67b jest bardziej zbliżony do rzeczywistości, mimo, że w obliczeniach nie uwzględniono, że osiadanie jest rozłożone w czasie. W warunkach rzeczywistych, każde kolejne piętro powstaje, gdy dla kondygnacji niższych doszło tylko do częściowego osiadania, to jest osiadania natychmiastowego. Dalsze osiadanie (konsolidacyjne) jest rozłożone w czasie i następuje już łącznie z osiadciami spowodowanym obciążeniem dodatkowym od pojawiających się kondygnacji wyższych. Oznacza to, że dla budynku rzeczywistego, przykładanie kolejnych obciążeń wyprzedziło proces stabilizacji osiadania. Prędkość osiadania nie jest stała i zależy w głównej mierze od rodzaju gruntu i jego uziarnienia, a także współczynnika filtracji oraz stopnia nasycenia. W gruntach piaszczystych osiadanie następuje dużo szybciej, natomiast wraz ze zmniejszaniem się cząstek gruntu, zmniejsza się ich zdolność filtracji, a proces konsolidacji wydłuża się w czasie w związku z procesem rozpraszania się ciśnienia wody w porach. W praktyce istnieje również zjawisko pełzania gruntu zwane konsolidacją wtórną, jednak dotyczy to w zasadzie gruntów miękkoplastycznych i organicznych. Efektu rozłożenia konsolidacji w czasie nie modelowano, dlatego też nie można w sposób bezpośredni porównywać osiadań pomierzonych i obliczonych w kolejnych fazach budowy. Najbardziej reprezentatywne są osiadczenia końcowe.

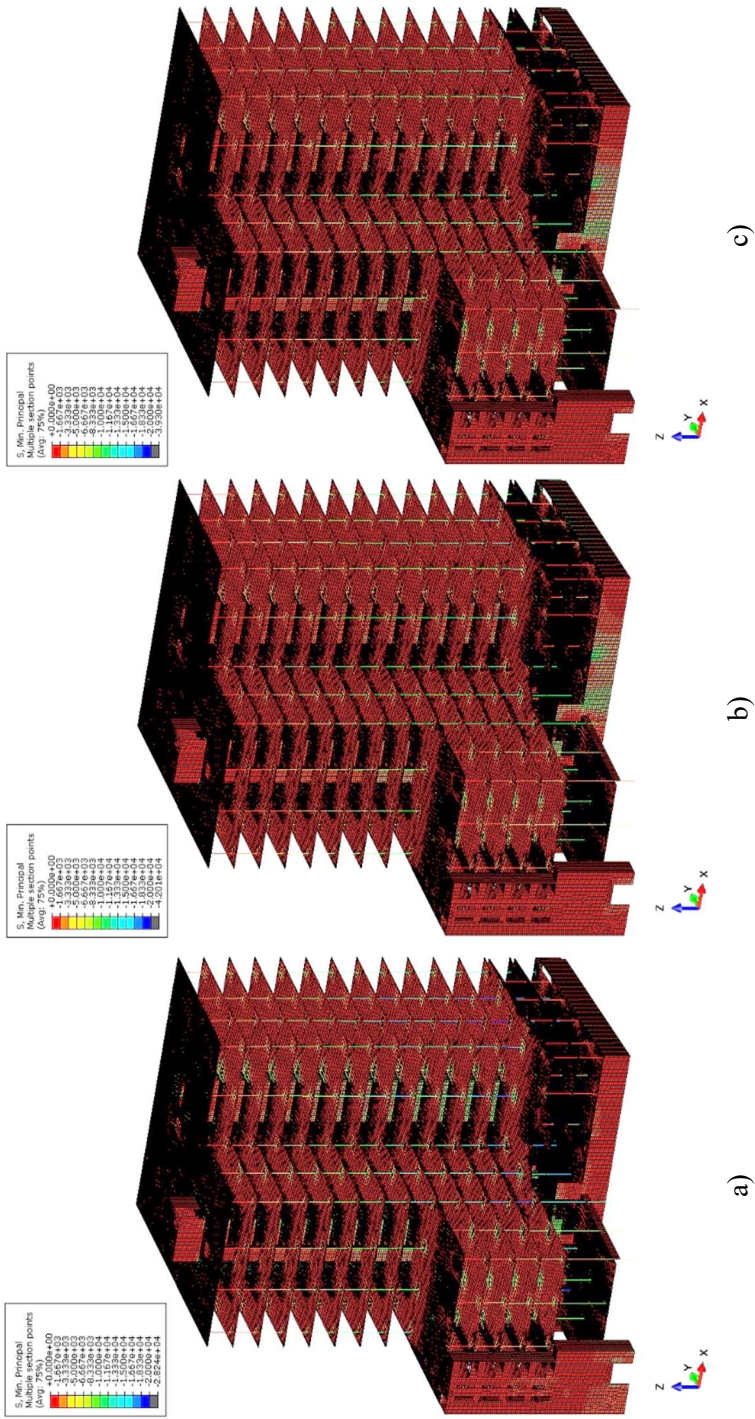


Rys. 5.66 Przemieszczenia pionowe [m] budynku – obiekt Kraśnicka: a) dla modelu budynku z podporami sztywnymi zamiast fundamentów, b) dla modelu budynku z bryłą podłoża opisaną modelem materiału liniowo-sprężystym, c) dla modelu budynku z bryłą podłoża opisaną modelem sprężysto-plastycznym *Cam-Clay*

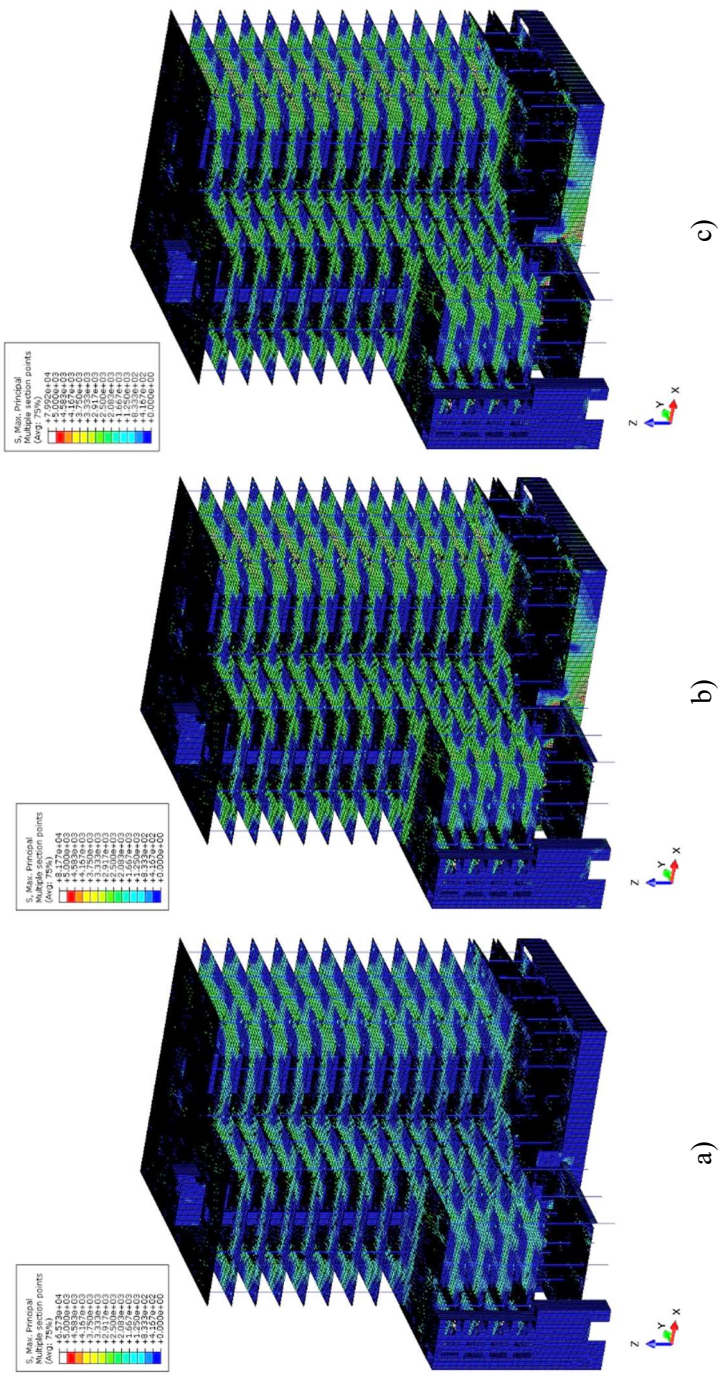


Rys. 5.67 Mapy przemieszczeń pionowych w modelu budynku – obiekt Kraśnicka: a) budynek pojawiający się w całości w jednym kroku obliczeniowym, b) budynek pojawiający się piętrami w kolejnych krokach obliczeniowych

Porównując dwa modele przedstawione na Rys. 5.66a oraz Rys. 5.66b zauważyć można widoczne różnice w mapach przemieszczeń. W modelu ze sztywnymi podporami przemieszczenia wynikają jedynie ze ścisłości materiału konstrukcyjnego budynku. Przy zastosowaniu bryły podłoża, dochodzi efekt osiadania obiektu. Dla sprężysto-plastycznego modelu gruntu *Cam-Clay* (Rys. 5.66c), obraz przemieszczeń zmienia się także w wyniku uwzględnienia nieliniowo-plastycznej pracy gruntu. Maksymalne przemieszczenia (pomijając nawet ich wartości), dla każdego z modeli znajdują się w innych miejscach budynku. Dodatkowo, przy modelach z bryłą podłoża, sztywność budynku zaczyna odgrywać rolę w formie przemieszczeń, i w związku z tym w rozkładzie naprężeń na poszczególne elementy budynku. Mapy maksymalnych i minimalnych naprężeń głównych dla budynku przedstawiono na Rys. 5.68 oraz Rys. 5.69. Na mapach zauważyć można strefy zwiększonych naprężeń, szczególnie w dolnej części budynku. Mapy naprężeń dla modeli z bryłą podłoża zdefiniowanych sprężysto-plastycznym i sprężystym modelem zasadniczo pokrywają się, a wartości maksymalne różnią się nieznacznie.



Rys. 5.68 Naprężenia główne minimalne – obiekt Krasnicka [kPa]: a) dla modelu budynku z podporami sztywnymi zamiast fundamentów, b) dla modelu budynku z bryłą podłoża opisaną sprężystym materiałem, c) dla modelu budynku z bryłą podłoża opisaną modelem sprężysto-plastycznym *Cam-Clay*



Rys. 5.69 Naprężenia główne maksymalne – obiekt Krasńska [kPa]: a) dla modelu budynku z podporami sztywnymi zamiast fundamentów, b) dla modelu budynku z bryłą podłoża opisaną sprężystym materiałem, c) dla modelu budynku z bryłą podłoża opisaną modelem sprężysto-plastycznym *Cam-Clay*

5.3.6. Podsumowanie

W przypadku obiektu Kraśnicka powierzchnia zabudowy jest znacznie mniejsza niż w przypadku obiektu Cyprysowa, budynek ten jest zwarty w planie. Jednak i w tym przypadku widać, że podczas analizy obiektów należy uwzględnić wzajemne oddziaływanie budynku i podłoża gruntowego, które powinno być modelowane za pomocą modeli uwzględniających nieliniowy charakter zachowania podłoża. W przypadku lessów, do symulacji pracy podłoża można stosować model *Cam-Clay*, którego parametry autor proponuje ustalać wykorzystując badania wykonywane za pomocą sondowań CPT.

6. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

6.1. Podsumowanie wykonanych analiz

W pracy przedstawiono wyniki szczegółowych badań na dwóch obiektach posadowionych na lessach oraz scharakteryzowano podłoże lessowe w rejonie Lublina, głównie bazując na sondowaniach statycznych CPT, co było podstawą do wykonania analiz numerycznych wybranych obiektów. Badania gruntu prowadzono zarówno w testach terenowych, jak i laboratoryjnych. Dla obiektów wykonano pomiary osiadań, a także badania dynamiczne. W zakresie prac modelowych zbudowano kilkadziesiąt modeli numerycznych, od niewielkich symulujących pracę próbki gruntu, po pełne modele „budynek-podłoże”.

W wyniku wykonanych prac ustalono, że wykorzystanie w obliczeniach numerycznych bezpośrednich wyników laboratoryjnych badań edometrycznych skutkuje otrzymaniem znacznych osiadań, dużo większych niż w rzeczywistości, a w przypadku całościowych modeli budynku nawet brakiem możliwości wykonania takich obliczeń. Obliczenia zbieżne do rzeczywistych osiadań, a więc najlepiej odwzorowujące współpracę budowli z podłożem uzyskano przy parametrach ustalonych na podstawie sondowań statycznych CPT oraz testów dylatometrycznych DMT. W tym przypadku parametry modelu *Cam-Clay* nie zostały ustalone w sposób bezpośredni, zgodny z założeniami modelu, a jedynie na podstawie transformacji charakterystyk sondowania na parametry modelu *Cam-Clay*. W pracy zaproponowano własną procedurę wyznaczania parametrów modelu *Cam-Clay*, bazującą na wynikach sondowań CPT i testów DMT.

6.2. Parametry podłoża gruntowego

W przedstawionych analizach większość parametrów ustalona została metodą bezpośrednią. W praktyce inżynierskiej często funkcjonują metody korelacyjne, gdzie na podstawie wyprowadzonego parametru wiodącego przyjmuje się wartości parametrów pozostałych. Ze względu na pracochłonność, czasochłonność i koszty, należy uznać taką procedurę za uzasadnioną przy mniejszych obiektach, o ile oczywiście istnieją wiarygodne korelacje. Niestety w przypadku lessów, w praktyce projektowej często funkcjonuje wyznaczanie parametrów na podstawie korelacji z parametrami opisującymi stan gruntu z wykorzystaniem nomogramów z normy PN-81/B-03020 [86]. Dla stanu zwartego, który dla lessów najczęściej występuje w naturze, odczytane z normy [86] dla $I_L = 0,00$ parametry wynoszą $\varphi = 18^\circ$, $c = 30$ kPa oraz $M_0 = 48$ MPa. Zarówno badania autora przedstawione w niniejszej pracy oraz w publikacji [85], jak również inne badania (por. [6], [19], [21], [22], [26], [42], [60], [61]) potwierdzają, że w przypadku lessów prowadzi to do znacznych błędów. Innym problemem w metodach korelacyjnych jest przyjmowanie za parametr wiodący stopnia plastyczności I_L . Powszechnie stosowana w Polsce praktyka traktowania

I_L jako parametru wiodącego jest błędna nie tylko w przypadku lessów, co potwierdzają badania wykonywane również na innych gruntach (por. [130]). Pyły są gruntami „prześciowymi” z pogranicza gruntów spoistych i niespoistych i wymagają odmiennego traktowania. Również w nieobowiązującej już normie [88] istniał zapis (de facto „martwy” w polskiej praktyce geotechnicznej), że pojęcia I_L nie należy stosować dla gruntów mało spoistych, na co zwraca uwagę Frankowski w pracy [22], dotyczącej parametrów lessów Lubelszczyzny.

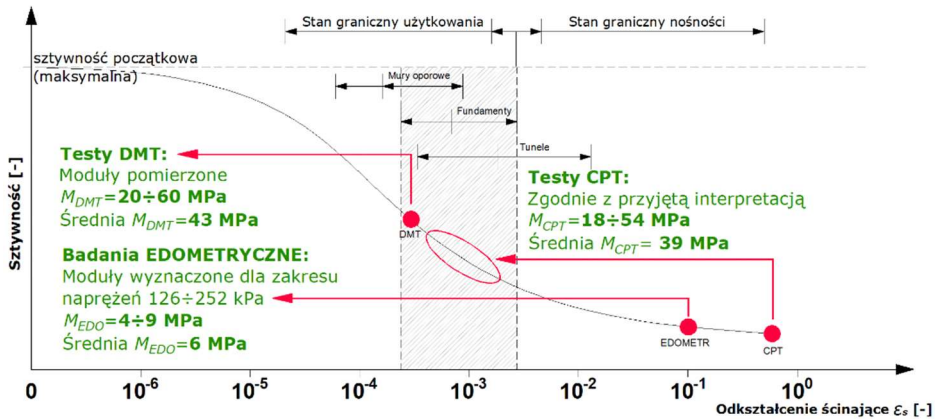
W stanie naturalnym typowe lessy eoliczne występują zazwyczaj w konsystencji zwartej lub twar doplastycznej na pograniczu zwartej. Jedynie w strefie przypowierzchniowej lub w spągu pokrywy lessowej ich konsystencja przechodzi w plastyczną. W takim przypadku podział na warstwy geotechniczne prowadzi do przedstawiania pokrywy lessowej jako jednorodnej warstwy. Jednak wykonywane sondowania statyczne CPT wskazują, że pomimo konsystencji zwartej, podłoże lessowe nie jest jednorodne, dlatego też należy wydzielać podwarstwy uzależnione od oporów stożka q_c , który autor proponuje przyjmować się jako parametr wiodący w wydzieleniach geotechnicznych.

Edometryczne moduły ściśliwości wyznaczone bezpośrednio z badań laboratoryjnych osiągały najmniejsze wartości i wynosiły poniżej 10 MPa. Taka wartość jest zgodna z rezultatami otrzymanymi przez innych badaczy, opisanymi w rozdziale 3, co sugeruje poprawność otrzymanych wyników. Jednak osiadania szacowane z wykorzystaniem tych parametrów (zarówno w sposób analityczny, jak i za pomocą analiz numerycznych) znacznie przekraczają osiadania zaobserwowane w rzeczywistości.

Moduły ściśliwości pomierzone w testach DMT i wyznaczone z sondowań CPT, kształtują się na podobnym poziomie, w związku z tym osiadania szacowane z ich użyciem dają zbliżone wyniki. Moduły dylatometryczne są nieznacznie wyższe (o około 10%) od wyinterpretowanych z sondowań statycznych CPT, co jest zgodne z trendem opisanym na krzywej zmiany sztywności. Wartości osiadań wyznaczone w analizach numerycznych różnią się w niewielkim stopniu w odniesieniu do wartości pomierzonych.

W celu podsumowania charakterystyk odkształceniowych lessów wyznaczonych na podstawie badań własnych na gruntach Lublina, wartości modułów ściśliwości naniesiono na uogólnioną krzywą zmiany sztywności i przedstawiono na Rys. 6.1.

Z badań polowych nie otrzymuje się bezpośrednich parametrów do zastosowania w obliczeniach z wykorzystaniem modelu *Cam-Clay*. Parametry te zostały wyprowadzone w procesie transformacji wyników sondowań. Zdaniem autora, pomimo stosowania większej liczby uproszczeń i przekształceń w stosunku do bezpośrednich badań edometrycznych, taka procedura jest właściwa, gdyż pozwala otrzymać wartości osiadań bardziej zbliżone do rzeczywistych.



Rys. 6.1 Moduły ściśliwości lessów Lublina na tle krzywej zmiany sztywności

Główne parametry wytrzymałościowe otrzymane z badań, to jest kąt tarcia wewnętrznego oraz spójność osiągały wartości efektywne: $\varphi' = 34 \div 36^\circ$, $c' \sim 5$ kPa, oraz całkowite: $\varphi = 37^\circ$ i $c = 25$ kPa. Wartości kąta tarcia wewnętrznego (efektywnego i całkowitego) są znacznie wyższe niż przyjmowane z normy [86], jednak zgodne z wynikami uzyskiwanymi przez innych badaczy na przykład [24], [26], [42], [60], [61], [78]. Również wartość spójności całkowitej zgodnie z tą literaturą należy uznać za prawidłowo wyznaczoną. Natomiast spójność efektywna osiągająca wartość bliską zero jest zjawiskiem naturalnym dla gruntów normalnie skonsolidowanych w badaniach trójosiowych CD [53], [123], [129].

Podczas ustalania parametrów geotechnicznych zawsze należy brać pod uwagę dane uzyskiwane różnymi metodami. Za najbardziej miarodajną weryfikację uznaje się informacje uzyskiwane z pomiarów osiadania rzeczywistych obiektów. Należy traktować to jako „doświadczenie porównywalne” definiowane w normie Eurokod [93]. Podsumowując, w przypadku parametrów odkształceniowych najważniejsze okazały się wartości otrzymane z badań polowych. Osiadania obliczone z ich użyciem okazały się najbardziej zbliżone do osiadań pomierzonych na obiekcie rzeczywistym. Parametry wytrzymałościowe uzyskane z badań laboratoryjnych również należy uznać za prawidłowe.

6.3. Modelowanie numeryczne

W ramach analiz numerycznych, zbudowano i przeanalizowano kilkadziesiąt modeli numerycznych, o różnym stopniu skomplikowania. W większości przypadków modele składały się z wycinka konstrukcji i gruntu. Ostatecznie, do niniejszej pracy załączono wyniki z około 50 analiz numerycznych. Budowa bardziej zaawansowanych modeli, szczególnie tych zawierających pełny budynek wraz z bryłą podłoża jest procesem pracochłonnym, żmudnym i wymagającym

uproszczeń oraz wielu analiz pobocznych. Podczas budowy modeli wykorzystywano zarówno wiedzę literaturową, co szczegółowo opisano w rozdziale 2, jak również wyniki własnych doświadczeń. Ustalono, że na końcowe wyniki mają wpływ wszystkie z deklarowanych parametrów, jednak w przypadku modelu *Cam-Clay* do najistotniejszych należy zaliczyć nachylenie krzywej obciążenia pierwotnego λ (powiązane z modułem ściśliwości pierwotnej), nachylenie linii stanu krytycznego M (uzależnione od efektywnego kąta tarcia wewnętrznego) oraz zasięg obwiedni plastyczności a_0 (na który duży wpływ mają naprężenia prekonsolidacji, powiązane ze wskaźnikiem *OCR*). Na wyznaczenie tych parametrów proponuje się zwrócić szczególną uwagę. Wymiary bryły gruntu oraz wielkości siatki elementów dla modeli były dobierane zgodnie z szeregiem wytycznych zebranych w pracy [16]. W przypadku modeli pełnych „budynek-bryła podłoża”, początkowo próbowano osiągnąć znacznie większą dokładność modeli oraz stosować mniejsze wymiary elementów skończonych. Jednak, ze względu na możliwości technologiczne oraz znaczny czas obliczeń, autor był zmuszony do zoptymalizowania modeli do postaci, jaką zaprezentowano w pracy. Pomimo zastosowanych uproszczeń, wiarygodność stworzonych modeli została potwierdzona na podstawie pomiarów w terenie.

Głównym obiektem badań był budynek Cyprysowa, którego geometria okazała się bardzo skomplikowana do zamodelowania, w szczególności ze względu na posadowienie za pomocą stóp i ław fundamentowych na zmiennych poziomach oraz skomplikowany układ przejścia elementów nośnych kondygnacji nadziemnych na podziemne. W praktyce tego typu budynki nie wymagają aż tak szczegółowych analiz, dlatego prawdopodobnie nie będzie to rodziło problemów w projektowaniu. Jednak wniosek jest taki, że w przypadku potrzeby prowadzenia zaawansowanych analiz numerycznych, należy wprowadzać w modelu uproszczenia w opisie geometrii obiektu, w sposobie łączenia elementów konstrukcyjnych budynku i posadowienia. Ponadto, skomplikowany układ konstrukcyjny rodzi problemy przy zbieraniu obciążeń na fundamenty metodą analityczną i wtedy pełny model budynku jest bardzo pomocny.

Obiekt Kraśnicka okazał się dużo łatwiejszym do zamodelowania, przede wszystkim ze względu na posadowienie za pomocą płyty fundamentowej oraz brak skomplikowanych zmian poziomów posadowienia. Układ konstrukcyjny był prosty, co w przypadku potrzeby zbierania obciążeń metodą analityczną nie rodzi większych problemów. W tym przypadku, po doświadczeniach zdobytych w analizach poprzedniego budynku, prace rozpoczęto od zbyt dużych uproszczeń. Efektem tego były niezadowolające wyniki obliczeń, nieodpowiadające spodziewanym rezultatom. Dlatego też udoskonalono i uszczegółowiono model numeryczny. Oczywistym wnioskiem płynącym z tego jest, że istnieje pewne optimum stosowania uproszczeń, które pozwala na osiągnięcie satysfakcjonujących rezultatów przy możliwym do zrealizowania w racjonalnym czasie procesie obliczeniowym. W analizach numerycznych nie uwzględniano

między innymi czynników takich jak: rozkład konsolidacji gruntu w czasie, parcie boczne gruntu na ściany podziemne, tarcie gruntu o elementy konstrukcji. Dla przedstawianych analiz wpływ wymienionych czynników na dane, które chciano uzyskać jest pomijalny.

Podsumowując, w wyniku przeprowadzonych analiz stwierdzono, że praca podłoża ma wpływ na pracę budynku i jego odkształcenia oraz rozkład naprężeń w elementach konstrukcyjnych, i powinno się ją uwzględniać podczas projektowania. Ponadto, powinno uwzględniać się zróżnicowanie podłoża gruntowego, w szczególności dla budynków rozległych, gdzie często występują strefy gruntu różniące się parametrami. Natomiast w przypadku budynków wysokich, oprócz nieliniowych właściwości gruntu należy uwzględniać fazy budowy obiektu, bo to także ma wpływ na zachowanie układu budynek-podłoże.

6.4. Określenie metodyki badań na cele modelowania podłoża lessowego

Jednocześnie z prowadzeniem prac badawczych w celu wyznaczenia parametrów do modeli numerycznych dwóch analizowanych budynków, przeprowadzono także liczne badania terenowe na obszarach zalegania pokrywy lessowej w rejonie Lublina. Po analizie wyników, jak również innych dokumentacji geotechnicznych z rejonu Lublina, wysunięto wnioski na temat metodyki badań tych gruntów. Pomimo, iż makroskopowo grunty te często wydają się być jednorodne (szczególnie facją eoliczną), w rzeczywistości charakteryzują się zmiennością, co wpływa na ich parametry wytrzymałościowe i odkształceniowe. Wydzielanie warstw geotechnicznych, bazując tylko na ocenie makroskopowej i stanie gruntu wyznaczonym na wybranych próbkach nie odzwierciedla rzeczywistej sztywności. Ponadto, ze względu na to, iż lessy to przede wszystkim pyły, a więc grunty przejściowe z pogranicza spoistych i niespoistych, stopień plastyczności nie powinien być traktowany jako jeden z ważniejszych parametrów, a na pewno nie jako parametr wiodący do wydzielenia geotechnicznych. Dlatego też, jako podstawową metodę badawczą należy stosować wszelkiego rodzaju sondowania, dające obraz rozkładu sztywności gruntu na głębokości. Proponuje się, jako metodę wiodącą przyjęcie sondowania statycznego CPT/CPTU. Zdaniem autora plan badań w obszarach lessowych powinien wyglądać następująco:

1. Rozmieszczenie punktów badawczych w terenie w rozstawach około 25÷35 m dla budynków zwartych w planie oraz około 30÷40 m dla budynków rozległych.
2. Wykonanie w każdym z punktów sondowań statycznych CPT/CPTU.
3. Analiza wyników i opracowanie wstępnych profili geotechnicznych.
4. W przypadku występowania stref niepewnych, wytypowanie ewentualnych punktów dogęszczających siatkę badawczą.
5. Wytypowanie punktów przy których, w celu weryfikacji rodzaju gruntu, należy wykonać odwierty badawcze oraz miejsc poboru reprezentatywnych

próbek do badań laboratoryjnych, a także wytypowanie punktów do dodatkowych badań in-situ, typu testy dylatometryczne lub presjometryczne.

6. Wykonanie badań laboratoryjnych na pobranych próbkach i analiza dodatkowych badań in-situ.
7. Opracowanie końcowej dokumentacji badań, zawierającej geotechniczne modele podłoża w postaci przekrojów i wyprowadzonych parametrów dla wydzielonych warstw.

Bardzo istotne jest odpowiednie interpretowanie wyników badań. W szczególności dotyczy to modułów ściśliwości, które wyznaczone różnymi metodami, potrafią się znacznie od siebie różnić. Należy wyznaczać moduły dla zakresu odkształceń, jakie pojawią się w gruncie pod projektowaną konstrukcją.

6.5. Wnioski końcowe

Zrealizowane prace pozwoliły na sformułowanie następujących wniosków końcowych:

1. Opracowano i zaproponowano metodę kalibracji modelu MCC dla lessów na podstawie badań in-situ (CPT, DMT), zweryfikowaną pomiarami rzeczywistych osiadań budynków. Model gruntu kalibrowano za pomocą modeli częściowych wycinka konstrukcji zlokalizowanego w miejscu repera pomiarowego oraz fragmentu podłoża. Bryła podłoża w każdym z kierunków w rzucie poziomym była większa o minimum dwukrotność szerokości stopy, natomiast na głębokości powyżej trzech szerokości stopy. Największy wpływ na wyniki obliczeń statycznych z zastosowaniem modelu *Cam-Clay* mają parametry: λ (odkształcalność pierwotna), M (uzależniony od kąta tarcia wewnętrznego), a_0 (uzależniony między innymi od naprężeń prekonsolidacji).
2. Lessowe podłoże gruntowe, pomimo że makroskopowo wydaje się być jednorodne, w rzeczywistości charakteryzuje się zmienną sztywnością. Nie powinno się wydzielać warstw geotechnicznych ze stopniem plastyczności I_L , jako parametrem wiodącym. W lessach należy prowadzić wydzielenia geotechniczne na podstawie sondowań geotechnicznych na przykład CPT/CPTU lub DMT, a za parametr wiodący proponuje się przyjmować opór stożka q_c . Prawidłowe rozpoznanie podłoża, powinno bazować na kilku rodzajach metod badawczych.
3. Odkształcalność gruntu wykazuje się silną nieliniowością i jest zmienna w zależności od rozpatrywanego zakresu odkształceń. Odkształcalność można przedstawić za pomocą krzywej zmiany sztywności, a wyznaczony w różnych zakresach odkształceń moduł ściśliwości, wykorzystuje się do obliczeń odpowiednich konstrukcji. Stosowana metoda wyznaczania modułu powinna być dostosowana do występującego w rzeczywistości odkształcenia podłoża. Dla typowych fundamentów posadowionych na lessach, moduły

ściślności wyznaczone w edometrach nie powinny być stosowane do prognozowania osiadań tych fundamentów. Zostało to potwierdzone obliczeniami numerycznymi MES oraz pomiarami geodezyjnymi z wykorzystaniem niwelacji precyzyjnej.

4. Zaproponowano sposób określania modułu ściślności z wyników badań in-situ. Na podstawie wykonanych badań i analiz z prawie 550 sondowań statycznych CPT w lessach lubelskich o łącznej długości ponad 4000 metrów bieżących oraz obserwacji geodezyjnych i analiz numerycznych, do wyznaczenia modułu ściślności w zakresie odkształceń występujących pod typowymi fundamentami proponuje się wykorzystywać formułę Sanglerat'a $M = \alpha_m q_c$, ze współczynnikiem $\alpha_m = 6$. Dla lessów typowych, przy najczęściej występujących oporach stożka w zakresie $q_c = 3,0 \div 9,0$ MPa (średnio $q_c = 6,4$ MPa), przy tych założeniach moduł ściślności waha się w granicach $18 \div 54$ MPa i średnio wynosi około 39 MPa. Zależność ta nie jest sprawdzona i nie powinna być wykorzystywana dla skrajnie słabych lessów, to jest o oporach stożka $q_c < 1,5$ MPa.
5. Wykorzystywanie normy PN-B/03020 do wyznaczania parametrów lessów prowadzi do przyjęcia błędnych parametrów i nie powinno być stosowane.
6. Wykazano, że osiadania podłoża gruntowego wpływają na pracę budynku i jego odkształcenia, a także rozkład naprężeń w elementach konstrukcyjnych, co powinno być uwzględniane podczas prac projektowych. Ponadto, w symulacjach komputerowych powinno się modelować kolejne fazy budowy, a nie pojawianie się budynku w całości.

6.6. Kierunek rozwoju prezentowanego zagadnienia

Prace przeprowadzone i przedstawione w niniejszej monografii będą stanowiły bazę do dalszych badań. Autor stale powiększa bazę danych geotechnicznych lessów lubelskich, prowadząc badania, głównie terenowe z wykorzystaniem sondowań statycznych CPT/CPTu oraz testów dylatometrycznych DMT. W najbliższej przyszłości autor zamierza rozpocząć prace związane z wyznaczaniem modułów ściślności lessów w szerokim zakresie odkształceń. W celu zdefiniowania krzywej degradacji sztywności lessów lubelskich, na wybranych poletkach doświadczalnych przeprowadzone zostaną badania różnymi metodami, w tym: metodą sejsmiczną SDMT, DMT, CPTU oraz presjometrem Menarda. Dodatkowo, z odwiertów zostaną pobrane próbki o nienaruszonej strukturze, na których w laboratorium wyznaczone zostaną parametry odkształceniowe w badaniach trójosiowych i edometrycznych. Badania te pozwolą na rozwój analizowanego w niniejszej pracy zagadnienia, a także weryfikację oraz ewentualne korekty wprowadzonych zależności.

Drugim zagadnieniem, jakie autor chce podjąć, jest opracowanie metodyki wyznaczania nośności podłoża lessowego i kryteriów doboru wymiarów stóp i łań fundamentowych bezpośrednio z sondowań statycznych CPT. Tego typu

metody są szeroko wykorzystywane do projektowania posadowień palowych (co wynika z charakteru sondowań statycznych – testy CPT są odwzorowaniem pracy pala). Dla fundamentów bezpośrednich również istnieją takie metody, jednak są rzadziej wykorzystywane w praktyce i głównie przeznaczone są do gruntów piaszczystych. Według autora, wyznaczanie nośności z sondowań statycznych powinno być ściśle powiązane z naprężeniami granicznymi wyznaczanymi z badań presjometrem Menarda i w tym kierunku będą prowadzone dalsze prace badawcze.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Abbaszadeh Shahri A., Malehmir A., Juhlin C., *Soil classification analysis based on piezocone penetration test data - A case study from a quick-clay landslide site in southwestern Sweden*, Eng. Geol., vol. 189, p. 32–47, 2015
- [2] Abed A., *Numerical modeling of expansive soil behavior*. 2008
- [3] Atkinson J., Sallfors G., *Experimental determination of soil properties*, Proc. 10th ECSMFE, vol. 3, no. Florence, 1991
- [4] Biały M., *Zastosowanie modelu FC+MCC w analizie numerycznej współpracy chłodni kominowej z podłożem gruntowym*, Czas. Tech., vol. 3-S, p. 21–29, 2008
- [5] Borecka A., Olek B., *Loesses near Kraków in light of geological-engineering research*, Stud. Geotech. Mech., vol. 35, no. 1, p. 41–57, 2013
- [6] Borowczyk M., Frankowski Z., *Zmienność właściwości geotechnicznych lessów w świetle współczesnych metod badań*, Kwart. Geol., vol. 23, no. 2, p. 447–461, 1977
- [7] Borowczyk M., Frankowski Z., *Badania gruntów statyczną sondą wkręcącą*, Prz. Geol., vol. 26(6), p. 374–380, 1978
- [8] Briaud J.-L., Miran J., *The cone penetrometer test. Report No. FHWA-SA-91-043*. Federal Highway Administration
- [9] Burland J. B., *Deformation of soft clay*. Rozprawa doktorska, 1967
- [10] Butrym J., Harasimiuk M., Henkiel A., *Szczegółowa Mapa Geologiczna Polski – Arkusz 749 Lublin*. 1980
- [11] Chai J., Shen S., Ding W., Zhu H., Carter J., *Numerical investigation of the failure of a building in Shanghai, China*, Comput. Geotech., vol. 55, no. 7, p. 482–493, 2014
- [12] Ciloglu F., Cetin K. O., Erol A. O., *CPT-based compressibility assessment of soils*, Int. Symp. Cone Penetration Test., no. 2009, p. 629–636, 2014
- [13] Comodromos E. M., Papadopoulou M. C., Konstantinidis G. K., *Effects from diaphragm wall installation to surrounding soil and adjacent buildings*, Comput. Geotech., vol. 53, p. 106–121, 2013
- [14] Cudny M., Binder K., *Kryteria wytrzymałości gruntu na ścinanie w zagadnieniach geotechniki*, Inżynieria Morska i Geotech., vol. 6, p. 456–465, 2005
- [15] Deng G.-H., Shao S.-J., She F.-T., *Modified Cam-clay model of structured loess*, Yantu Gongcheng Xuebao/Chinese J. Geotech. Eng., vol. 34, no. 5, 2012
- [16] Fedorowicz L., *Zagadnienia kontaktowe budowla – podłoże gruntowe część I – Kryteria modelowania i analiz podstawowych zagadnień kontaktowych konstrukcja budowlana – podłoże gruntowe*. Zeszyty naukowe Politechniki Śląskiej, 2006
- [17] Fedorowicz L., Fedorowicz J., *Zachowanie gruntów prekonsolidowanych obciążonych budowla – modelowanie numeryczne*, Geoinżynieria, Drog.

- Most. tunele., vol. 25, p. 22–27, 2010
- [18] Fellenius B. H., Eslami A., *Soil profile interpreted from CPTu data*, "Year 2000 Geotech. Geotech. Eng. Conf. Asian Inst. Technol. Bangkok, Thailand, Novemb. 27 - 30, 2000, p. 18, 2000
- [19] Frankowski Z., Majer E., Pietrzykowski P., *Geological and geotechnical problems of loess deposits from south-eastern Poland*, in *Proc. of the International Geotechnical Conference "Geotechnical challenges in megacities"*, 2010, vol. 2, p. 546–553
- [20] Frankowski Z., Borowczyk M., *Wytyczne wykonywania badań lessów metodami polowymi*, Instr. i Metod. Badań Geol., 1979
- [21] Frankowski Z., Grabowski D., *Geologiczno-inżynierskie i geomorfologiczne uwarunkowania erozji wawozowej w lessach w rejonie Kazimierza Dolnego (wawóz Opolska Droga)*, Prz. Geol., vol. 54, no. 9, p. 777–783, 2006
- [22] Frankowski Z., Pietrzykowski P., *Charakterystyki odkształceniowe lessów południowo-wschodniej Polski*, vol. 65, no. 10, p. 832–839, 2017
- [23] Galas P., *Wyznaczanie wytrzymałości na ścinanie gruntów spoistych na podstawie badań dylatometrycznych SDMT*. Rozprawa doktorska, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, 2013
- [24] Geoteko, *Dokumentacja Geologiczno-Inżynierska ustalająca geotechniczne warunki posadowienia dla potrzeb projektu inwestycji w rejonie ulic Zana, Balcera i Filaretów w Lublinie*, Warszawa, 2010
- [25] Godlewski T., Szczepański T., *Nieliniowa charakterystyka sztywności gruntu (G0) - Metody oznaczania i przykłady zastosowań*, Górnictwo i Geoinżynieria, vol. 2, p. 243–250, 2011
- [26] Grabowska-Olszewska B., *Własności fizyczno-mechaniczne utworów lessowych północnej i północno-wschodniej części świętokrzyskiej strefy lessowej na tle ich litologii i stratygrafii i oraz warunków występowania*, Biul. Geol., vol. 3, p. 68–183, 1963
- [27] Grabowska-Olszewska B., *Skeletal microstructure of loesses – its significance for engineering – geological and geotechnical studies*, Appl. Clay Sci., vol. 4, p. 327–336, 1989
- [28] Grabowska-Olszewska B., *Osiadanie zapadowe lessów w świetle badań mikrostrukturalnych*, Przegląd Geol., vol. 31, no. 3, p. 162–165, 1983
- [29] Grodecki M., *Modelowanie numeryczne statyki ścianek szczelnych i szczelinowych*. Rozprawa doktorska, Politechnika Krakowska, 2007
- [30] Gryczmański M., *Geotechnika*, in *XLVIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB*, 2002, p. 169–181
- [31] Gryczmański M., *Próba klasyfikacji modelu konstytutywnych gruntów*, Zesz. Nauk. Politech. Śląskiej, vol. 81, p. 433–446, 1995
- [32] Gryczmański M., *O kalibrowaniu modeli konstytutywnych gruntów*, Zeszty Nauk. Politech. Śląskiej, vol. 80, p. 37–52, 1995

- [33] Hansbo S., *Deformationer och sattningar*. Liber Forlag, 1984
- [34] Harasimiuk M., Henkiel A., *Objaśnienia do Szczegółowej Mapy Geologicznej Polski – Arkusz 749 Lublin*. 1980
- [35] Head K. H., *Manual of soil laboratory testing*, vol. 3. John Wiley & Sons Ltd., 1998
- [36] Helwany S., *Applied soil mechanics with ABAQUS applications*. John Wiley & Sons Ltd., 2007
- [37] El Howayek A., Huang P.-T., Bisnett R., Santagata M., *Identification and behavior of collapsible soils*. 2011
- [38] Iriondo M. H., Kröhling D. M., *Non-classical types of loess*, *Sediment. Geol.*, vol. 202, no. 3, p. 352–368, 2007
- [39] Jamiolkowski M., Ladd C. C., Germaine J. T., Lancellotta R., *New developments in field and laboratory testing of soils*, in *Proceedings of the eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1985, p. 57–154
- [40] Kiziewicz D., *Wyznaczanie wytrzymałości na ścinanie gruntów spoistych w warunkach niestandardowej ścieżki naprężenia*. Rozprawa doktorska, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, 2012
- [41] Ko J., Cho J., Jeong S., *Nonlinear 3D interactive analysis of superstructure and piled raft foundation*, *Eng. Struct.*, vol. 143, p. 204–218, 2017
- [42] Kolano M., Cała M., *Lessy okolic Sandomierza w świetle badań geologiczno-inżynierskich*, *Górnictwo i Geoinżynieria*, vol. 2, p. 349–358, 2011
- [43] Kondracki J., *Geografia Regionalna Polski*. PWN, Warszawa, 2002
- [44] Kowalska A., *Analiza wpływu elementów niekonstrukcyjnych na charakterystyki dynamiczne budynków*. Rozprawa doktorska, Politechnika Krakowska, 2007
- [45] Kowalska M., *Identyfikacja parametryczna modeli gruntów w zagadnieniach geotechniki*. Rozprawa doktorska, Politechnika Śląska w Gliwicach, 2009
- [46] Kruse G. a M., Dijkstra T. a., Schokking F., *Effects of soil structure on soil behaviour: Illustrated with loess, glacially loaded clay and simulated flaser bedding examples*, *Eng. Geol.*, vol. 91, no. 1, p. 34–45, 2007
- [47] Kuczyński J., *Miejskie budowle sanitarne i podziemne*. PWN Warszawa, 1980
- [48] Kulhawy F. H., Mayne P. H., *Manual on estimating soil properties for foundation design*, New York, 1990
- [49] Lechowicz Z., Bajda M., Rabarijoely S., Wrzesiński G., *Use of SDMT for evaluating geotechnical parameters of organic soils*, in *5 th International Workshop of CPT and DMT in soft clays and organic soils*, 2014, p. 07 – 118
- [50] Lechowicz Z., Kiziewicz D., Wrzesiński G., *Ocena nośności podłoża*

- w warunkach bez odpływu pod stopą fundamentową obciążoną mimośrodowo według Eurokodu 7, *Acta Archit.*, vol. 12, no. 3, p. 51–60, 2013
- [51] Lechowicz Z., Szymański A., *Odkształcenia i stateczność nasypów na gruntach organicznych cz. II. Metodyka Obliczeń*. SGGW Warszawa, 2002
- [52] Lechowicz Z., Szymański A., *Odkształcenia i stateczność nasypów na gruntach organicznych cz. I. Metodyka badań*. SGGW Warszawa, 2002
- [53] Lipiński M., *Kryteria wyznaczania parametrów geotechnicznych*. SGGW, 2013
- [54] Lipiński M., Wdowska M., *Wybrane standardy określania parametrów geotechnicznych na podstawie badań laboratoryjnych*, *Acta Archit.*, vol. 13, no. 1, p. 73–89, 2014
- [55] Łukaszew W., Mojski E., *Badania geochemiczne lessów Wyżyny Lubelskiej*, *Kwart. Geol.*, vol. 12, no. 4, 1968
- [56] Luo H., Wu F., Chang J., Xu J., *Microstructural constraints on geotechnical properties of Malan Loess: A case study from Zhaojiaan landslide in Shaanxi province, China*, *Eng. Geol.*, vol. 236, no. October 2016, p. 60–69, 2018
- [57] Maher B. A., *Palaeoclimatic records of the loess/palaeosol sequences of the Chinese Loess Plateau*, *Quat. Sci. Rev.*, vol. 154, p. 23–84, 2016
- [58] Mair R., *Developments in geotechnical engineering research: application to tunnels and deep excavations*, in *Proceedings of Institution of Civil Engineers, Civil Engineering*, 1993, p. 27–41
- [59] Malicki A., *Geneza i rozmieszczenie lessów w środkowej i wschodniej Polsce*, *Ann. Univ. MCS s. B*, vol. IV, p. 195–228, 1949
- [60] Malinowski J., *Wyniki badań geotechnicznych lessu między Kazimierzem Dolnym a Nałęczowem*, *Kwart. Geol.*, vol. 3, no. 2, 1959
- [61] Malinowski J., *Badania geologiczno-inżynierskie lessów*. Wydawnictwo Geologiczne, 1971
- [62] Marchetti S., Monaco P., Totani G., Calabrese M., *The flat dilatometer test (DMT) in soil investigations*, *Int. Conf. situ Meas. Soil Prop.*, p. 95–131, 2001
- [63] Marchetti S., *In situ tests by flat dilatometer*, *J. Geotech. Eng. Div.*, vol. 105, no. III, p. 299–321, 1980
- [64] Marchetti S., *Some 2015 Updates to the TC16 DMT Report 2001*, 3rd Int. Conf. Flat Dilatom., p. 43–65, 2015
- [65] Markowska-Lech K., *Przegląd metod wyznaczenia modułu scinania (G₀) z badań terenowych i laboratoryjnych na przykładzie ilów plioceńskich*, *Przegląd Nauk. Inżynieria i Kształtowanie Środowiska*, vol. 33, p. 75–84, 2006
- [66] Markowska-Lech K., Bajda M., *Wyznaczanie modułu odkształcenia*

- postaciowego G0 w ilach*, Przegląd Nauk. – Inżynieria i Kształtowanie Środowiska, vol. 71, no. January 2016, p. 3–12, 2016
- [67] Maruszczak H., *Definicja i klasyfikacja lessów oraz utworów lessopodobnych*, Prz. Geol., vol. 48, no. 7, p. 580–586, 2000
- [68] MAŚIŃ D., *Hypoplastic Cam-Clay model*, Géotechnique, vol. 62, no. 6, p. 549–553, 2012
- [69] MasterGeo, *Operat techniczny. Pomiar przemieszczeń pionowych. Obiekt: Centrum Zana Holdings sp z o.o.*, Lublin, 2018
- [70] Mayne P., Martin G., *Commentary on Marchetti flat dilatometer correlations in soils*, ASTM Geotech. Test. J., vol. 21, p. 222–239, 1998
- [71] Miller H., Djerbib Y., Jefferson I., Smalley I., *Collapse behaviour of loess soils*, in *ISRM International Symposium*, 2000
- [72] Młynarek Z., *Site investigation and mapping in urban area*, Proc. XIV Eur. Conf. Soil Mech. Geotech. Engg. vol. 1., 2007
- [73] Młynarek Z., Tschuschke W., Wierzbicki J., *Klasyfikacja gruntów podłoża budowlanego metodą statycznego sondowania*, in *Materiały 11 Krajowej Konferencji Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, tom 2. Politechnika Gdańska*, 1997, p. 119–126
- [74] Młynarek Z., Wierzbicki J., Mańka M., *Geotechnical parameters of loess soils from CPTU and SDMT*, in *International Conference on the Flat Dilatometer DMT'15*, 2015, p. 481–489
- [75] Modliński H., *Poradnik projektanta przemysłowego, Temat 128, Mechanika gruntów w praktyce inżynierskiej, cz. III, Własności mechaniczne gruntów*. COBPBP „BISTYP”, 1979
- [76] Mrozek D., *Nieliniowa analiza numeryczna dynamicznej odpowiedzi uszkodzonych budynków*. Rozprawa doktorska, Politechnika Śląska w Gliwicach, 2010
- [77] Mrozek D., Mrozek M., Fedorowicz J., *The protection of masonry buildings in a mining area*, Procedia Eng., vol. 193, p. 184–191, 2017
- [78] Mularz S., Rybicki S., *Geologiczno-inżynierskie uwarunkowania deformacji terenu i szkód budowlanych w staromiejskiej dzielnicy Sandomierza*, Przegląd Geol., vol. 47, no. 12, p. 1117–1125, 1999
- [79] Nepelski K., *Analiza statyczna i dynamiczna łukowej kładki pieszo-rowerowej*, Pr. magisterska, 2010
- [80] Nepelski K., *Weryfikacja parametrów podłoża gruntowego z wykorzystaniem analizy wstecznej na przykładzie wiaduktu drogowego*, Bud. i Archit., vol. 13, no. 2, p. 39–48, 2014
- [81] Nepelski K., Borowski Ł., *Pomiary osiadania zespołu budynków mieszkalnych posadowionych na lessach*, Inżynieria i Bud., vol. 71, no. 7, p. 359–361, 2015
- [82] Nepelski K., Lal A., Franus M., *Analiza wyznaczania konsystencji lessów lubelskich na podstawie wyników sondowań statycznych CPT*, Bud.

- i Archit., vol. 15, no. 4, p. 183–194, 2016
- [83] Nepelski K., Lal A., Grzegorzczak M., *Comparative analysis of the CPT results obtained with the use of electric and mechanical penetrometer cone*, Proc. XVII ECSMGE-2019, 2019
- [84] Nepelski K., Lipecki T., *Numeryczne modelowanie oddziaływań wandalistycznych na kładce pieszo-rowerowej*, Bud. i Archit., vol. 8, p. 83–96, 2011
- [85] Nepelski K., Rudko M., *Identyfikacja parametrów geotechnicznych lessów lubelskich na podstawie sondowań statycznych CPT*, Przegląd Nauk. Inżynieria i Kształtowanie Środowiska, vol. 27, no. 2, p. 186–198, 2018
- [86] Norma PN-81 B-03020, *Posadowienie bezpośrednio budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie*. 1981
- [87] Norma PN-86 B-02480, *Grunty budowlane. Okreslenia, symbole, podział i opis gruntów*. 1986
- [88] Norma PN-88 B-04481, *Grunty budowlane. Badanie próbek gruntu*. 1988
- [89] Norma PN-B 04452, *Geotechnika. Badania polowe*. 2002
- [90] Norma PN-EN 1992-1-1:2008/NA:2010, *Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*. 2010
- [91] Norma PN-EN 1996-1-1, *Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych*. 2010
- [92] Norma PN-EN 1997-1: 2008/Ap2, *Poprawka do normy. Dotyczy Projektowanie geotechniczne Część 1: Zasady ogólne*. 2010
- [93] Norma PN-EN 1997-1, *Eurokod 7 Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne*. 2008
- [94] Norma PN-EN 1997-2, *Eurokod 7 - Projektowanie geotechniczne. Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego*. 2009
- [95] Norma PN-EN ISO 14688-1:2006, *Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Część 1: Oznaczanie i opis*. 2006
- [96] Norma PN-EN ISO 22476-1, *Rozpoznanie i badania geotechniczne. Badania polowe. Badanie sondą statyczną ze stożkiem elektrycznym lub stożkiem piezo-elektrycznym*. 2013
- [97] Norma PN-EN ISO 22476-12, *Rozpoznanie i badania geotechniczne. Badania polowe - Część 12: Badanie sondą stożkową (CPTM) o końcówce mechanicznej*, 2013
- [98] Osada E., *Osnovy geodezyjne*. Wydawnictwo UxLan, 2013
- [99] Paj A., *Osiadanie zapadowe lessów Wzgórz Trzebnickich i Płaskowyżu Głubczyckiego*, Geologos, vol. 11, p. 375–382, 2007
- [100] Paleczek W., *Analiza korelacji wybranych parametrów geomechanicznych skał*, Zesz. Nauk. Politech. Częstochowskiej. Bud., vol. 14, p. 91–99, 2008
- [101] Parsons R. L., Johnson R. M., Brown D. a., Dapp S., Brennan J. J.,

- Characterization of loess for deep foundations*, DFI J., vol. 3, no. 2, p. 11–21, 2009
- [102] Peng J., Sun P., Igwe O., Li X., *Loess caves, a special kind of geo-hazard on loess plateau, northwestern China*, Eng. Geol., vol. 236, no. October 2016, p. 79–88, 2018
- [103] Pisarczyk S., *Mechanika gruntów*. WPW, 2005
- [104] Pisarczyk S., *Gruntoznawstwo inżynierskie*. PWN, 2015
- [105] Porter S. C., *Loess records. China*, in *Encyclopedia of Quaternary Science*, no. 1977, Elsevier, 2007, p. 1429–1440
- [106] Przewlocki J., Zielinska M., *Analysis of the behavior of foundations of historical buildings*, Procedia Eng., vol. 161, p. 362–367, 2016
- [107] Rabarijoely S., *Określenie modułu ścinania z badań dylatometrycznych (DMT) na przykładzie ilów pliczeńskich z poletka Stegny*, Przegląd Nauk. – Inżynieria i Kształtowanie Środowiska, vol. 86, no. 63, p. 77–86, 2014
- [108] Radaszewski R., Stefaniak K., *Problem wyznaczania wytrzymałości na ścinanie gruntów przejściowych*, Przegląd Geol., vol. 65, no. 10, p. 864–872, 2017
- [109] Roscoe K. H., Burland J. B., *On the generalized stress-strain behaviour of 'wet' clay*, Eng. Plast. Cambridge Univ., p. 535–609, 1968
- [110] Różycki S. Z., *Pyłowe utwory typu lessowego na świecie — ich występowanie i geneza. Część 1: Przegląd rozwoju poglądów na pochodzenie lessu. Klasyczne strefy lessowe. Lessy strefy ciepłej*, Stud. Geol. Pol. 85, p. 1–193, 1986
- [111] Sanglerat G., *The penetrometer and soil exploration*. Elsevier, 1972
- [112] Sas W., Gabrys K., Szymański A., *Analiza sztywności gruntów spoistych przy wykorzystaniu kolumny rezonansowej*, Inżynieria Morska i Geotech., vol. 4, no. Maj, 2012
- [113] Schofield A., Wroth P., *Critical state soil mechanics*. McGraw-Hill, 1968
- [114] Senneset K., Janbu N., Svano G., *Strength and deformation parameters from cone penetration tests*, in *Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing*, 1982
- [115] Shao X., Zhang H., Tan Y., *Collapse behavior and microstructural alteration of remolded loess under graded wetting tests*, Eng. Geol., vol. 233, no. November 2017, p. 11–22, 2018
- [116] Sikora Z., *Sondowanie statyczne. Metody i zastosowanie w geoinżynierii*. WNT, 2005
- [117] Słowik L., *Wpływ nachylenia terenu spowodowanego podziemną eksploatacją górnictw na wychylenie obiektów budowlanych*. Rozprawa doktorska, 2015
- [118] Specyfikacja techniczna PKN-CEN ISO/TS 17892-10, *Badania geotechniczne. badania laboratoryjne gruntów. Część 10: Badanie w aparacie bezpośredniego ścinania*. 2009

- [119] Stróżyk J., *Charakterystyka ścisłości gruntu pylastego, na przykładzie lessu z rejonu Wrocławia*, *Górnictwo i Geoinżynieria*, vol. 1, p. 575–582, 2009
- [120] Superczyńska M., *Wartości parametrów sprężystości w zakresie małych i średnich odkształceń ilów formacji poznańskiej z Warszawy*, no. 3, p. 207–211, 2015
- [121] Świniarski J., *Ocena podatności podłoża przy wymiarowaniu płyt fundamentowych*, *Inżynieria Morska i Geotech.*, vol. 24, no. 5, p. 314–319, 2003
- [122] Szulborski K., Wysokiński L., *Ocena współpracy konstrukcji z podłożem*, in *Mat. VIII Konf. „Problemy rzeczoznawstwa budowlanego”*, 2004
- [123] Szymański A., *Mechanika gruntów*. Wydawnictwo SGGW, 2007
- [124] Tarnowski M., *Zastosowanie presjometru w badaniach gruntu*. Wydawnictwo Naukowe PWN, 2007
- [125] Ti K. S., Bujang B. K. H., Jamaloddin N., Jaffar M. S., Sew S. G., *A review of basic soil constitutive models for geotechnical application*, *Electron. J. Geotech. Eng.*, vol. 14, 2009
- [126] Truty A., *Sztywność gruntów w zakresie małych odkształceń. Aspekty modelowania numerycznego*, *Czas. Tech.*, vol. 3, p. 107–126, 2008
- [127] Tumay M. T., Karasulu Y. H., Młynarek Z., Wierzbicki J., *Effectiveness of CPT-based classification charts for identification of subsoil stratigraphy*, *Proc. 15th Eur. Conf. Soil Mech. Geotech. Eng. A*. Anagnos. i inni (Red.). IOS Press, p. 91–98, 2011
- [128] Uliniarz R., *Kalibrowanie modelu konstytutywnego FC+MCC*, *Zeszyt Nauk. Politech. Śląskiej*, vol. z.113, p. 343–350, 2008
- [129] Whitlow R., *Basic soil mechanics*. Longman group edition, 1995
- [130] Wierzbicki J., *Reprezentatywna wartość parametru geotechnicznego z badań in situ i jej wykorzystanie do konstrukcji modeli geotechnicznych*, *Inżynieria Morska i Geotech.*, no. 3, p. 166–176, 2015
- [131] Wierzbicki J., Mańka M., *Moduły ścisłości i ścinania lessów z badań CPTU i SDMT*, *Inżynieria Morska i Geotech.*, vol. 36, no. 3, p. 193–199, 2015
- [132] Wiłun Z., *Zarys geotechniki*. WKŁ, 2013
- [133] Wszędyrówny-Nast M., *Ocena metod oznaczania modułu odkształcenia do projektowania ścian szczelinowych*, *Geologos*, vol. 11, p. 303–310, 2007
- [134] Wysokiński L., *Instrukcja badań sondą wkręcaną*. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, 1992
- [135] *Projektowanie geotechniczne według Eurokodu 7*. Poradnik, Wyd. ITB, 2011
- [136] www.asa-architekci.eu, 2018.