



Zakład Geotechniki, Geologii Inżynierskiej i Geodezji
Instytut Inżynierii Lądowej
Wydział Inżynierii Lądowej i Transportu
POLITECHNIKA POZNAŃSKA

PRACA DOKTORSKA

**OCENA ODKSZTAŁCEŃ WYBRANYCH GRUNTÓW
SPOISTYCH WYZNACZONYCH METODĄ ANALIZY
WSTECZNEJ Z ZASTOSOWANIEM METODY
ELEMENTÓW SKOŃCZONYCH**

Autor:
mgr inż. Miłosz Just

Promotor:
dr hab. Katarzyna Machowiak,
prof. PP

Promotor pomocniczy:
dr inż. Andrzej Wojtasik

2023

Streszczenie

Iły serii poznańskiej, pomimo nazwy sugerującej lokalny obszar ich występowania, są gruntami występującymi na obszarze około 2/3 powierzchni kraju. Ponadto, są to utwory bardzo wymagające jako podłoże budowlane ze względu na ich potencjalną ekspansywność, długi czas reakcji na obciążenia, a także złożoną budowę strukturalną i zmienny skład mineralny. W pracy scharakteryzowano iły serii poznańskiej zarówno w kontekście geologicznym i geotechnicznym, jak również przedstawiono modele konstytutywne opisujące w matematyczny sposób mechanizmy zachodzące w tych gruntach pod obciążeniem. Wśród tych modeli, relatywnie nowym jest model SCLAY-1S, dający możliwość symulacji anizotropowej struktury ładu, uwzględniając destrukuryzację wiązań i procesy reologiczne. W pracy przedstawiono parametry niezbędne do opisu ładu serii poznańskiej tym modelem, a także opisano niezbędne badania laboratoryjne, terenowe oraz formuły matematyczne niezbędne do wyznaczenia ich wartości.

Praca oparta jest na studium przypadku silosu cukrowego w Gostyniu. W czasie budowy był to największy tego typu obiekt w kraju, zdolny do magazynowania 80 000 t cukru luzem, posadowiony na fundamencie płytowo-palowym na podłożu z występującymi gruntami słabonośnymi oraz ildami serii poznańskiej. Dla utworów ilastych, w oparciu o dane pochodzące z dokumentacji geologiczno-inżynierskiej wyznaczono wartości parametrów dla modelu SCLAY-1S. Silos stanowi interesujący obiekt z badawczego punktu widzenia, gdyż podczas budowy założone zostały repery geodezyjne, a wyniki monitoringu geodezyjnego były zbierane przez blisko dekadę. Ten fakt, w połączeniu z cyklicznością obciążenia związanego z regularnie zmiennym wypełnianiem i opróżnianiem silosu stanowi znaczący źródłowy materiał badawczy.

Metodę Elementów Skończonych (MES) przyjęto jako metodę badawczą analizy wstecznej. Analizy oparto na dwóch modelach – trójwymiarowym, dla którego przeprowadzono szereg wariantowych, nieliniowych analiz naprężeń oraz osiowosymetrycznym, dla którego przeprowadzono w pełni sprzężone analizy naprężeń i przepływu. Oprócz skuteczności zastosowania modelu konstytutywnego SCLAY-1S, określono również wpływ innych aspektów modelowania numerycznego w kontekście analiz geotechnicznych. Potwierdzono istotność modelowania nadziemnej części wysokiego obiektu budowlanego, a także opisanie pracy pali w modelu za pomocą funkcji transformacyjnych. Na podstawie w pełni sprzężonej, analizy naprężeń i przepływu określono przemieszczenia silosu w czasie oraz zweryfikowano ich zbieżność z wynikami monitoringu geodezyjnego, przy opisie podłoża gruntowego różnymi modelami konstytutywnymi.

W podsumowaniu, autor w oparciu o literaturę przedmiotu oraz wyniki własnych badań i analiz przedstawił istotne aspekty numerycznego modelowania w zakresie posadowienia silosów na fundamencie płytowo-palowym. Schemat algorytmu zawiera najważniejsze kroki postępowania, mające na celu wyznaczenie za pomocą analizy numerycznej wartości przemieszczeń zbieżnych z rzeczywistą pracą konstrukcji oraz reakcją podłoża gruntowego.

Abstract

Clays of Poznań series, despite the name suggesting local occurrence, are soils existing in the area of about 2/3 of the country. In addition, these formations are very demanding in terms of civil engineering due to their expansiveness, long response time to loading, as well as complex mineral and structural composition. Author characterizes them both in the geological and geotechnical context, along with mathematical description of the mechanisms occurring in these soils under loading, represented by various constitutive models. Among these models, a relatively new one is SCLAY-1S, which is able to simulate the anisotropic structure of clay, taking into account bonds destructuration and rheological processes. Author presents the parameters necessary to describe the clay using this model, and also lists the necessary laboratory and field tests, as well as mathematical formulas to determine their values.

The dissertation is based on a case study of sugar silo in Gostyń. During execution of the facility, it was the largest facility of this type in the country, capable of storing 80 000 t of sugar in bulk, constructed on pile-raft foundation in low-bearing soils and clays of Poznań series. For clay formations based on data from the geotechnical documentation, parameter values for the SCLAY-1S model were determined. The silo is an interesting issue from the research point of view, because geodetic benchmarks were introduced during construction and measurements' results were collected for nearly a decade. This fact, combined with the cyclical nature of the loading associated with regularly changing volume of the stored sugar, has a great potential as a source of research material.

The Finite Element Method (FEM) was used as the research method of back analysis. The analyzes were based on two models – a three-dimensional model, for which a number of variant, non-linear stress analyzes were carried out, and an axisymmetric model, for which fully coupled stress and seepage analyzes were carried out. In addition to verification of the effectiveness of the SCLAY-1S model, influence of other important factors in the context of geotechnical analyzes was determined. The importance of superstructure modeling was confirmed, as well as describing the pile characteristics using load-settlement functions. Based on the fully coupled analysis, displacements of the silo in time were determined and their convergence with the geodetic monitoring was verified, using various constitutive models to describe the soil material.

Concluding the dissertation, based on the literature of the subject and the results of his own research, author presented important aspects of numerical modeling of the combined pile-raft foundations of silo-type objects. The algorithm scheme contains crucial steps in order to determine displacements of the foundation, convergent with the actual work of the structure and reaction of the subgrade.

Podziękowania

Pragnę wyrazić szczerze i głębokie podziękowania osobom, dzięki którym napisanie tej pracy było możliwe. Przede wszystkim dziękuję całej mojej rodzinie za okazane mi wsparcie, motywację oraz wiarę w moje możliwości. To ich wsparcie pozwoliło mi przetrwać trudne momenty w trakcie pracy nad dysertacją.

Chciałbym wyrazić ogromną wdzięczność dla mojego promotora, dr hab. Katarzyny Machowiak, promotora pomocniczego, dr inż. Andrzeja Wojtasika, za wskazanie kierunku badań, nieocenioną pomoc, inspirację oraz okazaną mi cierpliwość i wyrozumiałość. Dziękuję także za cenne uwagi i sugestie, które podczas pisania pracy okazały się bardzo pomocne i pomogły nadać pracy ostateczną formę.

Dziękuję całemu zakładowi Geotechniki, Geologii Inżynierskiej i Geodezji za rady, wsparcie i wskazówki.

Słowem końca dziękuję również całemu zespołowi firmy GT Projekt, przede wszystkim panu dr. Maciejowi Trociowi, mgr. inż. Pawłowi Łęckiemu oraz mgr. inż. Jackowi Nawracale, za nieocenione wsparcie merytoryczne. Ich fachowa wiedza i doświadczenie stanowiły dla mnie niezwykle cenny wkład w moją pracę doktorską.

Miłosz Just

Spis zawartości

1	Wstęp	1
1.1	Przedmiot rozważań	1
1.2	Synteza literatury przedmiotu	2
1.3	Cele pracy	4
1.4	Układ pracy	5
2	Modelowanie i analiza numeryczna środowiska gruntowego	9
2.1	Zarys problematyki modelowania podłoża gruntowego	9
2.1.1	Sprężyste właściwości gruntu	10
2.1.2	Teoria plastyczności w aspekcie mechaniki gruntów	11
2.1.3	Cykl w teorii plastyczności	14
2.2	Modele konstytutywne	15
2.2.1	Modele liniowo sprężyste	17
2.2.2	Modele sprężysto-plastyczne	18
2.2.3	Modele sprężysto-lepkoplastyczne	25
2.2.4	Reologiczny aspekt osiadań oraz jego modelowanie	26
2.3	Parametryzacja zjawiska pełzania w modelach konstytutywnych gruntów spoistych	32
2.4	Charakter obciążenia konstrukcji we współpracy z podłożem gruntowym . .	35
2.5	Metoda Elementów Skończonych w geotechnice	39
3	Współpraca fundamentu płytowo-palowego z podłożem gruntowym	45
3.1	Wprowadzenie do zagadnienia fundamentu płytowo-palowego	45
3.1.1	Wstęp	45
3.1.2	Schemat pracy ustroju	46
3.2	Stany graniczne fundamentu płytowo-palowego	48
3.2.1	Stan graniczny nośności	48
3.2.2	Stan graniczny użyteczności	52
3.3	Zależność między obciążeniem, a osiadaaniem pali	53
3.3.1	Wprowadzenie	53
3.3.2	Zależności obciążenie-osiadanie na podstawie funkcji transformacyjnych	55
3.3.3	Funkcje transformacyjne według Gwizdały	57
	Wyznaczanie wartości oporów pali na podstawie badań sondą CPT i CPTu	58
3.4	Zależność obciążenie-osiadanie fundamentu płytowo-palowego	61
3.4.1	Zależność obciążenie-osiadanie płyty w fundamencie płytowo-palowym	61

3.4.2	Zmodyfikowana metoda Poulosa i Davisa szacowania zależności obciążenie-osiadanie fundamentu płytowo-palowego	63
3.5	Analiza wsteczna w geotechnice	65
4	Identyfikacja parametryczna iłów mioceńsko-plioceńskich serii poznańskiej	71
4.1	Wstęp	71
4.2	Geneza iłów serii poznańskiej	72
4.3	Geologiczno-inżynierska charakterystyka iłów serii poznańskiej	75
4.3.1	Skład mineralny	75
4.3.2	Właściwości fizyczne	78
	Ekspansywność iłów	82
4.3.3	Parametry geotechniczne	84
4.4	Parametryzacja gruntu w modelu S-CLAY1S	88
4.4.1	Zmienne stanu początkowego	91
4.4.2	Parametry izotropowej sztywności gruntu	92
4.4.3	Parametry pełzania	95
4.4.4	Parametry stanu krytycznego	95
4.4.5	Parametry anizotropii gruntu	98
	Anizotropia mikrostruktury - destrukuryzacja gruntu	102
4.4.6	Parametry wiązań strukturalnych gruntu	103
4.4.7	Podsumowanie oraz wykaz badań laboratoryjnych	104
4.5	Identyfikacja parametryczna iłów mioceńsko-plioceńskich serii poznańskiej .	105
4.5.1	Budowa geologiczna, warunki hydrogeologiczne i geotechniczne . . .	105
4.5.2	Weryfikacja parametrów fizycznych i mechanicznych na podstawie związków korelacyjnych	112
4.5.3	Parametry konstytutywne iłów serii poznańskiej w podłożu silosu . .	113
5	Analiza numeryczna silosu cukrowniczego w Gostyniu	125
5.1	Wstęp	125
5.2	Opis inwestycji oraz sposób posadowienia	127
5.3	Monitoring geodezyjny	129
5.4	Trójwymiarowy model numeryczny	134
5.4.1	Budowa modelu numerycznego	134
5.4.2	Parametryzacja podłoża gruntowego	136
5.4.3	Modelowanie pracy pala	140
5.4.4	Warianty analizy	143
5.4.5	Fazy konstrukcyjne	146
5.5	Wyniki nieliniowej analizy naprężeń oraz weryfikacja z danymi monitoringu	148
5.5.1	Wyniki analizy porównawczej w kontekście opisu podłoża modelami konstytutywnymi	149
5.5.2	Wyniki analizy porównawczej w kontekście modelowania nadziemnej części obiektu wysokościowego	158
5.5.3	Wyniki analizy porównawczej w kontekście modelowania pracy pali .	161

5.6	Osiowosymetryczny model numeryczny	165
5.6.1	Budowa modelu numerycznego	165
5.6.2	Parametryzacja podłoża gruntowego	167
5.6.3	Fazy konstrukcyjne	173
5.6.4	Warianty analizy	174
5.7	Wyniki sprzężonej analizy przepływu i naprężeń oraz weryfikacja z danymi monitoringu	176
5.8	Algorytm wiarygodnej analizy numerycznej posadowienia silosów	182
6	Zakończenie	193
6.1	Podsumowanie	193
6.2	Wnioski	194
6.3	Program dalszych badań	196

Spis rysunków

2.1	Zależność porowatości gruntu od poziomu naprężeń jako rezultat badania edometrycznego (Józefiak, 2021)	10
2.2	Zależność naprężenie-odkształcenie opisywana przez modele konstytutywne (Kołakowski, 2008)	13
2.3	Przykład pełnego cyklu plastycznego (Piechnik, 2007)	15
2.4	Quasi cykle: po lewej stronie naprężeniowy, po prawej odkształceniowy (Piechnik, 2007)	15
2.5	Podział generacji modeli według Gryczmańskiego (Gryczmański, 1995) . . .	16
2.6	Kryterium Mohra-Coulomba w przestrzeni składowych głównych naprężenia (Cudny i Binder, 2005)	19
2.7	Tabela z parametrami podstawowych modeli konstytutywnych	20
2.8	Kryterium zniszczenia w modelu konstytutywnym Druckera-Pragera (Nepelski, 2020)	20
2.9	Wykresy izotropowego ściskania w skali a) normalnej, b) logarytmicznej (Nepelski, 2020)	21
2.10	Obwiednie plastyczności modeli Cam-Clay i Modified Cam-Clay (Nepelski, 2008)	22
2.11	Dwumechanizmowe wzmocnienie izotropowe modelu Hardening Soil Small (Kliszczewicz, 2016)	23
2.12	Zależność hiperboliczna $q - \varepsilon_1$ (Jardine, 1992)	24
2.13	Strefy plastyczności modeli sprężysto-lepkoplastycznych; A - klasyczny model Perzyny (1966), B - model Creep-SCLAY1S (Olek, 2017)	25
2.14	Typowa krzywa konsolidacji edometrycznej (Józefiak, 2021)	27
2.15	Symbole w modelach reologicznych ciała stałego i cieczy: a) sprężystość (tzw. sprężyna), b) lepkość (tzw. tłumik), c) plastyczność (tzw. suwak) d) wytrzymałość (Bednarek, 2019)	28
2.16	Powierzchnia równania stanu przy stałej temperaturze (Bednarek, 2019) . . .	29
2.17	Przebieg odkształcenia dla danego stałego naprężenia σ_0 w czasie (Bednarek, 2019)	29
2.18	Połączenia modeli prostych a) szeregowo, b) równoległe (Bednarek, 2019) . .	30
2.19	Model reologiczny konsolidacji zaproponowany przez Terzagiego (Bednarek, 2019)	31
2.20	Model reologiczny gruntu według Biota (Bednarek, 2019)	31

2.21	parametry pełzania na podstawie przykładowych danych edometrycznych - krzywa A dotyczy procesu konsolidacyjnego, krzywa B opisuje czyste pełzanie ($\sigma' = 0$)(Olek, 2017)	33
2.22	Pionowe odkształcenie w funkcji czasu na podstawie koncepcji oporności gruntu Janbu (Olek, 2017)	34
2.23	Koncepcyjny algorytm wyznaczania parametrów modelowych pełzania przedstawiony przez Olka w pracy (Olek, 2017)	35
2.24	Schemat obciążenia monotonicznego (158)	36
2.25	Wyniki badań gruntu spoistego poddanego obciążeniom cyklicznym pulsacyjnym (po lewej) oraz oscylującym (po prawej) (Jastrzębska, 2010)	38
2.26	Ścieżki naprężenia efektywnego dla różnych amplitud dewiatora naprężenia (Jastrzębska, 2010)	39
2.27	Klasyfikacja zagadnień interakcji układu budowla–grunt wg Gryczmańskiego (Kowalska, 2009)	40
2.28	Przykład modelu numerycznego fundamentu stopowego z zaznaczeniem warunków początkowo-brzegowych (Kowalska, 2010)	42
2.29	Przykład modelu numerycznego cylindrycznej próbki w badaniu trójosiowego śkiskania z nasadkami tarciovymi; a) warunki brzegowe, b) odkształcenie elementów po przyłożeniu obciążenia (Kowalska, 2010)	43
3.1	Schemat pracy ustroju płytowo-palowego i oddziaływań wzajemnie na siebie wpływających (Hanish et al., 2002)	46
3.2	Zależność obciążenie-osiadanie fundamentu według różnych podejść projektowych (Poulos, 2000)	47
3.3	Zależność obciążenie-osiadanie fundamentu według różnych podejść projektowych (Poulos, 2000)	48
3.4	a), b) blokowy stan graniczny nośności (BSGN) ze współpracującą powierzchnią płyty, c), d) sumaryczny stan graniczny nośności (SSGN) ze współpracującą całą płytą (Kacprzak, 2018)	49
3.5	Określenie współczynników wpływu na podstawie próbnych obciążeń (Kacprzak, 2018)	51
3.6	Typowa zależność modułu ścinania G/G_0 od odkształcenia postaciowego γ . Zestawienie sugerowanych rodzajów badań podłoża do zakresu odkształceń (Atkinson i Salfors, 1991)	53
3.7	Charakterystyka siecznego i stycznego modułu ścinania od odkształceń (Santos i Correia, 2001)	54
3.8	Charakterystyka siecznego i stycznego modułu ścinania od odkształceń (Kacprzak, 2018)	55
3.9	Schematy współpracy pala z gruntem - metoda funkcji transformacyjnych (Kraśniński, 2018)	56
3.10	Przykładowe krzywe Q-s na podstawie analizy z użyciem funkcji transformacyjnych (Kraśniński, 2018)	57

3.11 Sonda statyczna w trakcie pracy - archiwum GT Projekt	59
3.12 Przykładowy profil oraz wykresy q_c , f_s , R_f oraz u_2 . Archiwum GT Projekt	60
3.13 Krzywa zależności obciążenie-osiadanie (Poulos, 2000)	63
3.14 Procedura przeprowadzania analizy wstecznej za pomocą danych o przemieszczeniach (Ghasemi, 2019)	66
3.15 Graficzne przedstawienie błędu obserwacji oraz symulacji dla różnych typów analiz geotechnicznych a) sondowania CPT b) propagacji osuwiska c) badania laboratoryjnego (Ghasemi, 2019)	68
3.16 Przykład interpretacji wyników próbnego obciążenia statycznego pala (Rybak, 2008)	69
4.1 Zestawienie analizowanych próbek iłóv poznańskich z podziałem na miejsce pobrania próbek (Przystański et al., 1990)	71
4.2 Typowe układy zalegania iłóv serii poznańskiej (Przystański et al., 1990)	72
4.3 Zarys litostratygrafii neogenu w rejonie obszaru badań (Widera, 2021)	73
4.4 Zarys litostratygrafii neogenu w rejonie obszaru badań (Troć, 2006)	76
4.5 Wydzielenia serii iłóv na podstawie badań kationów Fe, Mn, Ca, Al (Kunkel, 1975)	76
4.6 Zawartość głównych składników mineralnych iłóv serii poznańskiej rejonu centralnego (Mściszewa oraz Obornik) (Wichrowski, 1981)	77
4.7 Właściwości fizyczne iłóv rejonu Poznania (Troć, 2006; Orzechowski i Kostrzewski, 1964; Jeż, 1977; Wojtasik, 1994)	78
4.8 Właściwości fizyczne iłóv rejonu śródmieścia w Poznaniu (Troć, 2006)	79
4.9 Wyniki badań w formie krzywej wilgotności gruntu od ciśnienia ssania iłóv formacji poznańskiej (Wojtasik, 1994)	82
4.10 Wilgotność pęcznienia i wskaźnika pęcznienia iłóv serii Poznańskiej rejonu śródmieścia w Poznaniu (Troć, 2006)	83
4.11 Aktywność koloidalna iłóv serii poznańskiej w zestawieniu klasyfikacji Skemptona oraz Heada (Troć, 2006)	83
4.12 Parametryzacja modelu S-CLAY1S w programie Midas GTS NX (Midas LTD, 2016)	89
4.13 Parametryzacja modelu S-CLAY1S w programie Plaxis (Plaxis bv, 2018)	90
4.14 Zachowanie rzeczywiste ılu in situ oraz zachowanie odtworzonej próbki (Plaxis bv, 2018)	92
4.15 Reakcja materiałowa podczas konsolidacji izotropowej (159)	93
4.16 Typowy wykres badania edometrycznego z zaznaczonymi wskaźnikami C_s oraz C_c (Stróżyk, 2011)	93
4.17 Linia stanu krytycznego w układzie $e - p' - q$ (Roscoe et. al., 1958)	96
4.18 Linie stanu krytycznego oraz izotropowej i anizotropowej konsolidacji w płaszczyznach: a) $q - p'$; b) $v - \ln p'$ (Dołżyk-Szypcio, 2021)	97

4.19	Przykład nierównoległości osi geometrycznych (x, y), osi głównych mikrostruktury gruntu (x_m, y_m) oraz osi naprężeń głównych (σ_1, σ_3) w zagadnieniach równowagi statycznej skarpy w płaskim stanie odkształcenia (Cudny i Partyka, 2015) . . .	98
4.20	Trójwymiarowy stan naprężenia w modelu S-CLAY1S wraz z zaznaczonymi powierzchniami - wewnętrznego płynięcia, obecną powierzchnią naprężenia (CSS) oraz powierzchnią normalnej konsolidacji (NCS) (Plaxis bv, 2018) . . .	100
4.21	Kąt tarcia wewnętrznego gruntów spoistych w stanie krytycznym (Bond i Harris, 2010)	101
4.22	Porównanie wartości ω w literaturze z wartościami obliczonymi według wzoru (Gras et al., 2017)	102
4.23	Plan sytuacyjny terenu badań (GT Projekt, 2012)	106
4.24	Plan sytuacyjny z naniesionymi izohipsami poziomu stropu plejstocenijskich piasków (GT Projekt, 2012)	108
4.25	Plan sytuacyjny z naniesionymi izohipsami poziomu stropu miopliocenijskich iłó w serii poznańskiej (GT Projekt, 2012)	109
4.26	Przekrój geologiczno-inżynierski I-I (GT Projekt, 2012)	110
4.27	Przekrój geologiczno-inżynierski II-II (GT Projekt, 2012)	110
4.28	Tabela charakterystycznych parametrów geotechnicznych określonych na potrzeby dokumentacji geologiczno-inżynierskiej (GT Projekt, 2012)	111
4.29	Wycinek z sondowania CPT wykonanego na potrzeby dokumentacji geologiczno-inżynierskiej silosu w Gostyniu (GT Projekt, 2012)	114
4.30	Wycinek tabeli parametrów z wartościami dla inwestycji przy ul. Na Podgórniku w Poznaniu (GT Projekt, 2016)	115
4.31	Wynik badania edometrycznego z inwestycji przy ul. Na Podgórniku w Poznaniu (GT Projekt, 2016)	116
4.32	Nomogram wrażliwości gruntu S_t (Phemister i Simpson, 1949)	119
4.33	Wrażliwość iłó w serii poznańskiej (Jeż, 1977)	120
4.34	Przykładowy wynik badania konsolidacji ıłu poznańskiego (Wojtasik, 1994) .	121
4.35	Wyniki testów trójosiowego ściskania przy założeniu różnych wartości ξ_d (Plaxis bv, 2018)	122
5.1	Zdjęcie silosu cukrowniczego w Gostyniu podczas budowy - archiwum GT Projekt	126
5.2	Przekrój A-A przez fundament płytowo-palowy silosu (GT Projekt, 2012) . .	127
5.3	Przekrój B-B przez fundament płytowo-palowy silosu (GT Projekt, 2012) . . .	128
5.4	Plan monitoringu przemieszczeń pionowych (GT Projekt, 2012)	129
5.5	Zestawienie pomiarów przemieszczeń pionowych z reperów osadzonych na konstrukcji silosu (GT Projekt, 2012)	130
5.6	Zestawienie pomiarów przemieszczeń pionowych z reperów ziemnych osadzonych w strefach oddziaływania silosu	131
5.7	Wykres przemieszczeń pionowych silosu na podstawie reperów 1-16	132

5.8	Mapa osiadań fundamentu silosu z zaznaczonymi miejscami umieszczenia reperów oraz wartościami przemieszczeń w mm odczytanych w 2020 roku (GT Projekt, 2012)	133
5.9	Aksonometryczny widok geometrii całego modelu przestrzennego	134
5.10	Przekrój przez model silosu	135
5.11	Parametry gruntowe modelu Modified Mohr Coulomb (MMC)	137
5.12	Korelacja sztywności początkowej gruntu G_0 z oporem na stożku sondy statycznej (Lee et al., 2009)	138
5.13	Parametry gruntowe modelu Hardening Soil Small Strain Stiffness	139
5.14	Parametry funkcji transformacyjnych (Gwizdała, 2011)	141
5.15	Wykresy zależności osiadania od wartości siły osiowej przyłożonej do głowicy pała zaaplikowane w modelu	142
5.16	Fazy konstrukcyjne zamodelowane w programie. Lewy górny róg - faza 1 oraz 2, prawy górny róg - faza 3, lewy dolny róg - faza 4, prawy dolny róg - faza 5	147
5.17	Elementy skończone wypełnienia silosu cukrem oraz funkcja obciążenia stożkiem cukru przyłożona do górnej powierzchni bryły	148
5.18	Mapa przemieszczeń płyty fundamentowej silosu przy opisie całego podłoża gruntowego modelem MMC	150
5.19	Mapa przemieszczeń płyty fundamentowej silosu przy opisie całego podłoża gruntowego modelem HSS	151
5.20	Mapa przemieszczeń płyty fundamentowej silosu przy opisie podłoża gruntowego modelem MMC, za wyjątkiem iłu opisanego modelem SCLAY1S	152
5.21	Mapa przemieszczeń płyty fundamentowej silosu przy opisie podłoża gruntowego modelem HSS, za wyjątkiem iłu opisanego modelem SCLAY1S	153
5.22	Mapa przemieszczeń płyty fundamentowej silosu przy opisie podłoża gruntowego modelem HSS, za wyjątkiem iłu opisanego modelem Modified Cam-Clay	155
5.23	Mapa przemieszczeń płyty fundamentowej silosu przy opisie podłoża gruntowego modelem HSS, za wyjątkiem iłu opisanego modelem Soft Soil Creep	156
5.24	Obciążenie cukrem stropu nad kondygnacją technologiczną oraz funkcja stożka cukru w wariancie bez zamodelowanego silosu i wieży technologicznej	158
5.25	Fragment modelu z widocznym obciążeniem zamiennym konstrukcji wieży technologicznej oraz silosu	159
5.26	Wyniki przemieszczeń pionowych wariantu analizy bez uwzględnienia w modelu silosu oraz wieży technologicznej	160
5.27	Wyniki przemieszczeń pionowych wariantu analizy bez wprowadzenia funkcji transformacyjnych	162
5.28	Wyniki sił osiowych wariantu analizy z wprowadzonymi charakterystykami mobilizacji pała opisanymi funkcjami transformacyjnymi	164
5.29	Wyniki sił osiowych wariantu analizy bez wprowadzenia funkcji transformacyjnych	164
5.30	Widok modelu osiowosymetrycznego w programie	166

5.31	Wartości współczynnika wodopojemności sprężystej właściwej S_s dla poszczególnych gruntów (157)	169
5.32	Ścisłości α poszczególnych gruntów (157)	169
5.33	Zaimplementowane do programu parametry krzywych retencji ośrodka nienasyconego	170
5.34	Porównanie modeli i możliwości weryfikacji poszczególnych stanów granicznych (Cudny i Truty, 2020)	171
5.35	Odwzorowanie stopniowej degradacji (Cudny i Truty, 2020)	171
5.36	Porównanie modeli i możliwości weryfikacji poszczególnych stanów granicznych (Cudny i Truty, 2020)	172
5.37	Relacja pomiędzy analizą w pełni sprzężoną, a analizą konsolidacji (Midas LTD, 2016)	175
5.38	Przemieszczenia reperów wykazujących największe oraz najmniejsze przemieszczenia w czasie	176
5.39	Przemieszczenia węzłów w czasie - całe podłoże gruntowe opisane modelem MMC	177
5.40	Przemieszczenia węzłów w czasie - całe podłoże gruntowe opisane modelem HSs	178
5.41	Przemieszczenia węzłów w czasie - podłoże gruntowe opisane modelem MMC za wyjątkiem iłu opisanego modelem SCLAY-1S	179
5.42	Przemieszczenia węzłów w czasie - podłoże gruntowe opisane modelem HSS za wyjątkiem iłu opisanego modelem SCLAY-1S	180
5.43	Przemieszczenia węzłów w czasie - podłoże gruntowe opisane modelem HSS za wyjątkiem iłu opisanego modelem MCC	180
5.44	Przemieszczenia węzłów w czasie - podłoże gruntowe opisane modelem HSS za wyjątkiem iłu opisanego modelem SSC	181
5.45	Algorytm modelowania numerycznego silosów część pierwsza - określenie danych wyjściowych, przeprowadzenie niezbędnych prac przygotowawczych oraz budowa modelu	183
5.46	Algorytm modelowania numerycznego silosów część druga - modelowanie materiałów, warunki brzegowe oraz obciążenia	187
5.47	Algorytm modelowania numerycznego silosów część trzecia - Ustawienie warunków kontrolnych analiz	190

Spis tabel

4.1	Zestawienie wyników badań wilgotności iłów formacji poznańskiej z podziałem na rejonu pobrania próbek (Przystański et al., 1990)	80
4.2	Zestawienie wyników badań gęstości objętościowej iłów formacji poznańskiej z podziałem na rejonu pobrania próbek (Przystański et al., 1990)	80
4.3	Zestawienie wyników badań granicy skurczalności iłów formacji poznańskiej z podziałem na rejonu pobrania próbek (Przystański et al., 1990)	80
4.4	Zestawienie związków korelacyjnych pomiędzy zawartością frakcji iłowej w gruncie, a jego granicą plastyczności (Przystański et al., 1990)	80
4.5	Zestawienie związków korelacyjnych pomiędzy zawartością frakcji iłowej w gruncie, a jego granicą płynności (Przystański et al., 1990)	81
4.6	Zestawienie związków korelacyjnych pomiędzy wilgotnością naturalną oraz gęstością objętościową (Przystański et al., 1990)	81
4.7	Zestawienie związków korelacyjnych pomiędzy kątem tarcia wewnętrznego, a stopniem plastyczności iłów serii poznańskiej na podstawie badań w aparacie skrzynekowym, z podziałem na regiony (Przystański et al., 1990)	85
4.8	Zestawienie związków korelacyjnych pomiędzy spójnością, a stopniem plastyczności iłów serii poznańskiej na podstawie badań w aparacie skrzynekowym, z podziałem na regiony (Przystański et al., 1990)	85
4.9	Zestawienie zakresów parametrów wytrzymałościowych iłów serii poznańskiej rejonu Wielkopolski zebrane na przestrzeni lat - * na podstawie normy (PN-88/B-04481); ** na podstawie normy (PN-81/B-03020)	86
4.10	Zestawienie wyników sondowań statycznych rejonu Wielkopolski zebrane na przestrzeni lat (Troć, 2006)	87
4.11	Zestawienie zebranych modułów ścisłości pierwotnej oraz wtórnej (* badania w ramach prac badawczych na Politechnice Poznańskiej, ** badania komercyjne w przedsiębiorstwach geologicznych z Poznania i okolic, *** badania metodą wtórną na podstawie monitoringu) (Troć, 2006)	88
4.12	Zestawienie wyników badań laboratoryjnych inwestycji w Gostyniu - granic Atterberga oraz analiz granulometrycznych (GT Projekt, 2012)	112
4.13	Zestawienie wyników badań laboratoryjnych inwestycji w Gostyniu (GT Projekt, 2012) (*) oraz obliczonych parametrów za pomocą związków korelacyjnych (**) (Przystański et al., 1990)	113
4.14	Zestawienie parametrów wytrzymałościowych określonych w DGI podłoża silosu (*) (GT Projekt, 2012) oraz obliczonych parametrów za pomocą związków korelacyjnych (**) (Przystański et al., 1990)	113

4.15	Zestawienie wyników badań laboratoryjnych inwestycji przy ul. Na Podgórniku w Poznaniu - granic Atterberga oraz analiz granulometrycznych (GT Projekt, 2016)	115
4.16	Zestawienie wyników badań konsolidacji edometrycznej 10 próbek iltu poznańskiego z Klempicza (Wojtasik, 1994)	121
4.17	Zestawienie parametrów konstytutywnych modelu SCLAY1S wraz z obliczonymi wartościami	123
5.1	Parametry materiałów konstrukcyjnych izotropowych	136
5.2	Zestawienie wymaganych parametrów do opisu gruntu modelem MCC wraz z ich wartościami	139
5.3	Zestawienie wymaganych parametrów do opisu gruntu modelem SSC wraz z ich wartościami	140
5.4	Zestawienie tabelaryczne wyników przemieszczeń poszczególnych reperów oraz odpowiadającym im wyników przemieszczeń z analizy numerycznej wariantu czwartego	150
5.5	Zestawienie tabelaryczne wyników przemieszczeń poszczególnych reperów oraz odpowiadającym im wyników przemieszczeń z analizy numerycznej wariantu drugiego	152
5.6	Zestawienie tabelaryczne wyników przemieszczeń poszczególnych reperów oraz odpowiadającym im wyników przemieszczeń z analizy numerycznej wariantu trzeciego	154
5.7	Zestawienie tabelaryczne wyników przemieszczeń poszczególnych reperów oraz odpowiadającym im wyników przemieszczeń z analizy numerycznej wariantu czwartego	154
5.8	Zestawienie tabelaryczne wyników przemieszczeń poszczególnych reperów oraz odpowiadającym im wyników przemieszczeń z analizy numerycznej wariantu piątego	156
5.9	Zestawienie tabelaryczne wyników przemieszczeń poszczególnych reperów oraz odpowiadającym im wyników przemieszczeń z analizy numerycznej wariantu szóstego	157
5.10	Zestawienie parametrów związanych z przepływem wody i konsolidacją . .	168

Mojej żonie i córce

1 Wstęp

1.1 Przedmiot rozważań

Niniejsza rozprawa doktorska skupia się na problematyce związanej z odkształcalnością gruntów spoistych pod obciążeniem.

Grunt – jako ośrodek trójfazowy, składający się z fazy stałej, reprezentowanej przez szkielet gruntowy, gazowej oraz ciekłej reaguje w zgoła odmienny sposób na przyłożone obciążenia niż stal i beton – materiały o sprężysto-plastycznych modelach odkształceń. W mechanice gruntów wyróżniamy również szereg zjawisk dodatkowych, takich jak konsolidacja, zjawiska reologiczne czy zmniejszenie parametrów wytrzymałościowych spowodowane między innymi zmianami wilgotności w ośrodku gruntowym. Efektem tego jest złożoność zagadnień dotyczących współpracy pomiędzy podłożem i budynkiem oraz mnogość potencjalnych czynników awarii powstałych przy współpracy tych ośrodków. Prawidłowe określenie parametrów geotechnicznych oraz odpowiednia metoda analizy współpracy fundamentu z gruntem są kluczowe by otrzymać realne wyniki pozwalające na bezpieczne wykonanie budowli oraz jego długotrwałą eksploatację.

Praca jest oparta na badaniach wybranych gruntów spoistych, jakimi są mioceńsko-plioceńskie iły serii poznańskiej. Pomimo nazwy sugerującej, jakoby obszar ich występowania był lokalny, to w rzeczywistości zajmuje około 2/3 terenu Polski. Ponadto, w dużej części obszarów występowania można zaobserwować lokalne wypłylenia iłów, których strop możliwy jest do nawiercenia na głębokości 0 do 25 m poniżej poziomu terenu. Iły formacji poznańskiej, zaliczane do gruntów bardzo spoistych, są z inżynierskiego punktu widzenia najistotniejszym kompleksem gruntów ekspansywnych w Polsce. Ich zdolność do znacznych deformacji pod wpływem zmiany wilgotności, jednocześnie przy dobrej charakterystyce wytrzymałościowej i niskiej ściśliwości stanowi poważne zagrożenie dla posadowienia konstrukcji budowlanych, szczególnie występując blisko powierzchni terenu. Oprócz właściwości ekspansywnych, z uwagi na swoją strukturę, uziarnienie i skład mineralny czas reakcji iłu na zmianę obciążenia jest bardzo długi, a realizacja osiadania całkowitego może trwać latami.

Oprócz badań iłów serii poznańskiej zaczerpniętych z literatury przedmiotu oraz opracowań archiwalnych, praca skupia się na studium przypadku silosu cukrowniczego w Gostyniu o konstrukcji żelbetowej, posadowionego na fundamencie płytowo-palowym. W czasie budowy silosu (2012 rok) był to największy tego typu obiekt w kraju, mogący pomieścić 80 000 ton cukru luzem.

Z geotechnicznego punktu widzenia przypadek ten jest niezwykle interesujący, gdyż praca silosu jest procesem złożonym. Utrzymuje się w nim regularnie zmienny poziom wypełnienia związany z procesem technologicznym cukrowni, a raz do roku jest całkowicie

opróżniany z uwagi na przeprowadzanie w nim czynności serwisowych. To zjawisko na dodatek ma bezpośredni wpływ na wyniki przemieszczeń silosu, udokumentowanych przez blisko dekadę jego funkcjonowania, poprzez zbieranie danych z pomiarów geodezyjnych. Z uwagi na powtarzający się cykl napełniania i opróżniania, obciążenia przekazywane na grunt można zakwalifikować jako cykliczne. Owocuje to zmiennością w wartościach osiadania obiektu, gdzie najistotniejszym motorem generującym te wahania są w dużej mierze pokłady gruntów ilastych, znajdujące się na relatywnie niewielkiej głębokości.

Te dane pozwalają na próbę odwzorowania tej specyficznej sytuacji przy użyciu analiz numerycznych w programie korzystającym z metody elementów skończonych. Budowa modelu pozwalającego otrzymać realne wyniki osiadania wymaga zgłębienia wielu aspektów, które w ocenie autora niewątpliwie wpływają na rezultaty analizy - doboru geometrii samego modelu, określenia szeregu parametrów gruntowych, doboru odpowiednich modeli konstytutywnych do gruntów zalegających w podłożu, czy w końcu zamodelowanie charakterystyk mobilizacji pala w fundamencie płytowo-palowym. Analiza wsteczna w przypadku obiektu tej wielkości, posadowionego na skomplikowanym podłożu gruntowym daje niewątpliwą szansę na zweryfikowanie w praktyce założeń omawianych w literaturze naukowej zarówno krajowej, jak i międzynarodowej.

1.2 Synteza literatury przedmiotu

Niniejsza rozprawa doktorska jest oparta na kilku nurtach naukowych dotyczących zagadnień m.in. z zakresu geologii iłó, mechaniki gruntów, modelowania konstytutywnego, posadowień na fundamentach płytowo-palowych i innych. Warto wspomnieć, iż wiele z tych nurtów wzajemnie przeplata się i uzupełnia.

Pierwszy nurt dotyczy modelowania numerycznego i można go rozbić na dalsze elementy składowe takie jak modelowanie konstytutywne gruntu, identyfikacja parametryczna modeli czy analizy numeryczne z opisem podłoża całą gamą modeli konstytutywnych. Początek intensywnych badań nad modelami konstytutywnymi gruntu, z uwagą poświęconą gruntom ilastym, sięgają niemal początków ubiegłego wieku, z czego wiele istotnych prac ukazało się w połowie wieku. Do takich z pewnością można zaliczyć pozycje Biota (Biot, 1956), Roscoe'a oraz Burland'a (Roscoe et al., 1958; Burland, 1967; Roscoe i Burland, 1968). W dalszych latach wśród badań opisu matematycznego iłó z pewnością zasługuje na uznanie monografia Graham'a (Graham i Houlby, 1983), Owen'a (Owen i Hinton, 1980), a z rodzimych stron Gryczmańskiego (Gryczmański, 1985). Wraz z rosnącą dostępnością komputerów okres lat dziewięćdziesiątych i dwutysięcznych zaowocował to wieloma znaczącymi tytułami w tej dziedzinie (Jardine, 1992; Duncan, 1994; Gryczmański, 1995; Stolle et al., 1999; Niemunis i Cudny, 2000; Wheeler et al., 2000; Cudny, Vermeer, 2004; Brinkgreve et al., 2005; Leoni et al., 2008). Należy podkreślić wkład jaki w rozwój modelowania konstytutywnego gruntu wniosła rozprawa doktorska Benz'a o konsekwencjach numerycznych zmian w zakresie małych odkształceń gruntu (Benz, 2006), co dało podwaliny pod dzisiejszy sposób opisu matematycznego gruntu. Istotny wpływ w dziedzinie modelowania gruntu w zakresie małych odkształceń wywarli również polscy badacze Cudny oraz Truty (Truty i Obrzud, 2011; Cudny, 2013; Cudny i Truty, 2020).

Oprócz teoretycznego opisu zachowania gruntu szeregiem równań konstytutywnych, w ocenie autora bardzo istotny wkład w zarówno rozwój nauki, jak i praktyki projektowej dotyczą prace, związane z identyfikacją parametryczną tychże modeli. Na przestrzeni lat, wielu badaczy podjęło się prób wyznaczenia laboratoryjnego wartości parametrów, niezbędnych do opisu gruntu (Negusse et al., 1988; Anandarajah et al., 1996; Fioravente i Capoferri, 2001; Fedorowicz i Fedorowicz, 2004; Kowalska, 2009; Stróżyk, 2011; Gras et al., 2017; Dołżyk-Szypcio, 2021; Józefiak, 2021), jak również weryfikowało przyjęte parametry i założenia w analizach numerycznych (Biały, 2008; Cudny i Partyka, 2015; Kliszczewicz, 2016; Nepelski, 2020). Istotną częścią w pracy, jest również rola sondowań statycznych w wyznaczaniu wartości parametrów, co zostało opisane w pracach Bauera (Bauer et al., 1981), Mayne'a i Kempera (Mayne i Kemper, 1988) oraz Lee (Lee et al., 2009). Praca jest związana z iłami serii poznańskiej, charakteryzującymi się niskimi właściwościami filtracyjnymi, stąd do istotnych prac należy również zaliczyć publikacje traktujące o właściwościach retencyjnych gruntów nienasyconych Van Genuchten'a i Leij (Van Genuchten i Leij, 1989) oraz Szymkiewicza (Szymkiewicz et al., 2014).

Drugi nurt dotyczy badań związanych ze sposobem posadowienia studium przypadku w niniejszej rozprawie, teorią pracy fundamentów palowych oraz płytowo-palowych. Na ten temat powstało wiele zagranicznych (Kishida i Meyerhof, 1965; Bustamante i Gianceselli, 1982; Randolph, 1983; Clancy i Randolph, 1993; Randolph, 1994; Clancy i Randolph, 1996; Poulos, 2000; Borel, 2001; Hanish et al., 2002), jak również polskich opracowań (Rybak, 2008; Gwizdała, 2011; Gwizdała i Stęczniewski, 2015; Krasiński, 2018; Kacprzak, 2018).

Do cennych prac, w ocenie autora, należy zaliczyć te, weryfikujące teorię z praktyką. Wielu badaczy, w oparciu o wyniki przemieszczeń budynków oraz inne metody analizy wstecznej, opublikowało ważne prace sprawdzające skuteczność rezultatów analiz projektowych, z rzeczywistą pracą opisywanych obiektów (Bjerrum, 1967; Krasiński i Sieńko, 2010; Song et al., 2015; Topoliński et al., 2017; Ghasemi, 2019).

Do kolejnego istotnego aspektu dla rozważań w przedmiotowej pracy, należy zaliczyć badania związane z reakcją gruntu na obciążenia cykliczne. Początki sięgają połowy ubiegłego wieku (Seed et al., 1955), a w kolejnych latach kolejni badacze zaczęli zajmować się szukaniem odpowiedzi w tym zakresie (Seed i Lee, 1966; Andersen, 1976; Andersen et al., 1980; Takahashi et al., 1980; Andersen, 1988; Matasovic i Vucetic, 1995). W kraju, do istotnych publikacji należy zaliczyć prace Sawickiego (Sawicki, 1991, 1994; Sawicki i Świdziński, 2008), a także rozprawy doktorskie i habilitacyjne: Jastrzębskiej (Jastrzębska, 2010) oraz Głuchowskiego (Głuchowski, 2018).

Główna część pracy dotyczy neogeńskich iłów serii poznańskiej. Ewolucja poglądów na temat genezy tychże gruntów jest widoczna na przestrzeni lat (Areń, 1957; Dyjor, 1967; Piwocki, 2002; Badura, 2004; Widera, 2021). Wśród prac traktujących o tychże gruntach, z geologicznego punktu widzenia, należy również wspomnieć o Dyjorze (Dyjor, 1970), Kunkel (Kunkel, 1975), Walkiewicz (Walkiewicz, 1984), Piwockim (Piwocki, 1991), Czapkowskim oraz Krasińskim (Czapkowski i Krasiński, 2002). Badania nad zróżnicowaną mineralogią iłów formacji poznańskiej zostały opublikowane w licznych czasopismach geologicznych (Orzechowski i Kostrzewski, 1964; Wyrwicki i Maliszewska, 1977; Wichrowski, 1981;

Duczmal-Czerniewicz, 2007; Czapkowski et al., 2002), natomiast wśród prac opisujących zmienność w zakresie parametrów fizycznych oraz mechanicznych należy wymienić opracowanie Politechniki Poznańskiej (Przystański et al., 1990), monografię Trocia (Troć, 2006), rozprawę doktorską Jeża (Jeż, 1977), Wojtasika (Wojtasik, 1994), oraz publikacje (Phemister i Simpson, 1949; Rad i Lunne, 1988).

Iły, z powodu swojego składu oraz struktury, są gruntami dla których odkształcenia związane z konsolidacją oraz pełzaniem są niezwykle istotne. Te zagadnienia, pod wspólnym szyldem reologii gruntów, opisywali badacze z całego świata począwszy od rozważań teoretycznych w pierwszej połowie ubiegłego wieku (Hersey, 1932), poprzez praktyczne rozwiązania opisu tych zjawisk w drugiej połowie ubiegłego wieku (Gibson i Lo, 1961; Janbu, 1969; Kisiel et al., 1969; Larsson, 1986; Mesri i Castro, 1987), po numeryczny sposób zamodelowania tych zjawisk (Graham i Yin, 1996; Abed, 2008; Olek, 2017).

Autor rozprawy w swoich rozważaniach bierze pod uwagę stan prawny, normy i obowiązujące rozporządzenia (PN-EN 1997:1:2008; PN-EN 1997:2:2009; PN-83/B-02482; DIN 1054, 2021; NEN 6743:1991/A1:1997; PN-81/B-03020; PN-88/B-04481, Rozp. Min. TBiGM z dnia 27 kw. 2012 r.), jak również wytyczne zawarte w instrukcjach programów opartych na metodzie elementów skończonych (Plaxis bv, 2014, 2018; Midas LTD, 2016) oraz wytyczne ITB dotyczące posadowienia budowli na gruntach ekspansywnych (ITB instrukcja 296, 1990).

Analizą literatury przedmiotu, dotycząca aktualnego stanu badań, jest poruszana w trzech kolejnych rozdziałach. W rozdziale drugim, opisywane są zagadnienia dotyczące modelowania numerycznego, w trzecim przedstawiona jest literatura fachowa dotycząca fundamentów płytowo-palowych, zaś w czwartym zawarto przegląd badań nad łąkami serii poznańskiej.

1.3 Cele pracy

Przedmiot badań niniejsza praca doktorskiej stanowi studium przypadku silosu cukrowniczego w Gostyniu, o pojemności 80 000 t cukru luzem, dla którego przez blisko dekadę zbierane były dane dotyczące przemieszczeń pionowych płyty fundamentowej. Podłoże inwestycji zakwalifikowano w dokumentacji geologiczno-inżynierskiej jako "skomplikowane", z uwagi na występowanie gruntów słabonośnych - namulów i torfów, jak również gruntów ekspansywnych - iłów serii poznańskiej. Owe miocieńsko-pliocieńskie grunty spoiste, znajdujące się w podłożu poniżej warstwy piasków, w których zakotwiono pale, wybrano jako główny przedmiot analiz i skupiono się na nich w badaniach przeprowadzonych w ramach pracy.

Niniejsza rozprawa jest próbą uogólnienia procedur związanych z identyfikacją parametryczną neogeńskich gruntów spoistych, do analiz numerycznych numerycznych oraz modelowania posadowień konstrukcji, charakteryzujących się cyklicznym obciążeniem. Problem zawarty jest w teorii współczesnej mechaniki kontinuum, która uwzględnia współpracę ciał o zróżnicowanej sztywności, charakteryzujących się fizyczną nieliniowością, związaną z głównie plastycznym charakterem odkształceń. Opisany punkt wyjścia pozwala

sformułować cele pracy, które zostały przez autora zweryfikowane, w oparciu o rzeczywiste pomiary monitoringu geodezyjnego przemieszczeń silosu, będące podstawą analiz wstecznych, wykonanych z wykorzystaniem metody elementów skończonych.

Cele pracy są następujące:

1. Dokonanie przeglądu modeli konstytutywnych do opisanie zachowania iłu pod obciążeniem, z uwzględnieniem zjawisk opisywanych w mechanice gruntów, w intencji jak najlepszego odwzorowania złożonej natury gruntu w wynikach analiz numerycznych;
2. Wybranie nowego, zaawansowanego modelu konstytutywnego, dla którego parametry iłu serii poznańskiej nie zostały wcześniej wyznaczone oraz wyznaczenie ich wartości dla iłu, znajdującego się w podłożu analizowanego obiektu;
3. Weryfikacja obranego modelu w szeregu analiz numerycznych, określenie jego skuteczności, w oparciu o dane monitoringu geodezyjnego oraz konfrontacja z wynikami analiz, wykonanych przy użyciu innych modeli konstytutywnych;
4. Weryfikacja istotności zamodelowania mobilizacji podstawy i poboczniczy pali w fundamencie płytowo-palowym, w odniesieniu do wyników przemieszczeń silosu, opartych na danych z monitoringu geodezyjnego;
5. Weryfikacja istotności zamodelowania nadziemnej części silosu (płaszczka, kopuły i wieży technologicznej), w odniesieniu do wyników przemieszczeń silosu, opartych na danych z monitoringu geodezyjnego;
6. Osiągnięcie zbieżnych wyników całkowitych przemieszczeń płyty fundamentowej, uzyskanych za pomocą analiz numerycznych, z pomiarami przemieszczeń reperów, odczytanymi z ostatniego cyklu obciążenia silosu;
7. Odwzorowanie przemieszczenia silosu w czasie, za pomocą analiz numerycznych, uwzględniające zakresy sprężystego i plastycznego odkształcenia gruntu, wraz z uzyskaniem zbieżnych wyników analizy z pomiarami geodezyjnymi, w poszczególnych cyklach obciążenia i odciążenia;
8. Zdefiniowanie istotnych czynników wpływających na wyniki przemieszczeń w geotechnicznym modelowaniu numerycznym, tak aby cechowały się zbieżnością z rzeczywistą pracą posadowienia konstrukcji na fundamencie płytowo-palowym.

1.4 Układ pracy

W rozdziale pierwszym autor omawia przedmiot rozważań zawartych w niniejszej pracy, opisując równocześnie powód wyboru omawianej tematyki badawczej. Ponadto, przedstawiony jest w tym rozdziale stan aktualnej wiedzy w zakresie modelowania gruntów spolistych, współpracy fundamentu płytowo-palowego z gruntem, obciążeń cyklicznych oraz analizy wstecznej za pomocą modelowania numerycznego. Autor w rozdziale formułuje ponadto cel pracy oraz określa jej zakres.

W rozdziale drugim, autor skupiając się na głównym aspekcie pracy - modelowaniu numerycznym, zarysowuje problematykę modelowania podłoża gruntowego. W dalszej części rozdziału przedstawia modele konstytutywne używane do opisu zachowania gruntów. Bazując na aktualnym stanie wiedzy oraz dostępnej literaturze wymienionej w bibliografii w rozdziale skupiono się na wyrażeniu w formie matematycznej zjawisk, które opisuje mechanika gruntów. W szczególności skupiono się na gruntach bardzo spoistych - ilach serii poznańskiej, dla których został przedstawiony relatywnie nowy model konstytutywny gruntu, który według badaczy najlepiej odwzorowuje jego zachowanie pod obciążeniem.

W rozdziale trzecim, autor skupia się nie tyle na modelowaniu numerycznym, co na mechanizmie współpracy pala oraz fundamentu płytowo-palowego z gruntem. W rozdziale autor wprowadza w zagadnienia dotyczące pracy płyty, pali i całego fundamentu płytowo-palowego. W dalszej części odpowiada na pytanie jak opisać zachowanie tego typu fundamentu pod obciążeniem, by realnie uwzględniła mobilizację oporu podstawy i poboczniczy pala. W ocenie autora jest to na tyle ważny komponent w poprawnej analizie numerycznej, że poświęcony został na wprowadzenie w opisywane zagadnienia cały rozdział. Analizy, które zostały przeprowadzone i opisane przez autora w rozdziale piątym w zakresie pracy konstrukcji fundamentu bazują na założeniach sformułowanych w rozdziale trzecim. Cała teoria stanowiąca podstawę użytą w obliczeniach numerycznych fundamentu płytowo-palowego przedmiotowej budowli - silosu żelbetowego o średnicy 50 m, wysokości 55 m, mogącego pomieścić 80 000 t cukru luzem, została zawarta w niniejszym rozdziale.

Rozdział czwarty poświęcony jest wybranym gruntom spoistym, z tytułu pracy - ilom mioceńsko-plioceńskim serii poznańskiej. Rozdział rozpoczyna się zarysowaniem ich genezy oraz właściwości, co więcej - autor wyjaśnia, dlaczego te skomplikowane grunty, mimo iż nazwa sugeruje lokalne występowanie, stanowią problem ogólnopolski. W dalszej części autor zwraca uwagę na aspekt reologiczny tychże gruntów. Po wprowadzeniu i zarysowaniu charakterystyki omawianych utworów, autor dla wybranego przez siebie zaawansowanego, wieloparametrowego modelu konstytutywnego SCLAY1S charakteryzującego złożone zachowanie gruntów spoistych pod obciążeniem określa parametry niezbędne wyznaczenia w celu opisanego gruntu tym modelem. Na podstawie bogatych archiwalnych badań laboratoryjnych oraz *in situ* na ilach serii poznańskiej oraz badań bezpośrednio pochodzących z podłoża analizowanego studium przypadku autor przeprowadza identyfikację parametryczną tychże gruntów dla modelu konstytutywnego SCLAY1S. Wyprowadzone zostają wartości parametrów konstytutywnych dla ilów zalegających w podłożu inwestycji silosu cukrowego, stanowiącego przedmiotowe studium przypadku.

W rozdziale piątym została opisana budowla, stanowiąca przedmiot badań z wykorzystaniem metod numerycznych w niniejszej pracy - silos cukrowniczy w Gostyniu, mający średnicę 50 m, wysokość 55 m, zdolny do pomieszczenia 80 000 t cukru luzem. Rozdział rozpoczyna się od opisu inwestycji oraz sposobu posadowienia obiektu. W dalszej części przedstawione są wyniki przemieszczeń silosu zbierane przez niemal dekadę, na podstawie dokonano w dalszej części rozdziału analizy wstecznej z wykorzystaniem metody elementów skończonych. Z uwagi na niecodzienny dla większości obiektów charakter obciążenia - obciążenia cykliczne związane ze zmiennym stopniem wypełnienia silosu, wyniki

przemieszczeń są zmienne w czasie i stanowią nieocenione źródło odniesienia w kontekście analizy odwrotnej. Na końcu niniejszego rozdziału przedstawiono wyniki przeprowadzonych analiz numerycznych, wyników przeprowadzonych analiz numerycznych, które skonfrontowano z danymi pomiarów geodezyjnych.

Rozdział zwięźcza przedstawienie algorytmu do analiz numerycznych silosów, dzięki któremu w ocenie autora jest możliwe otrzymanie wiarygodnych rezultatów osiadania dla tego typu obiektu, zbieżnego z realnymi wartościami. Algorytm jest również pomocny dalszym prognozowaniu zachowania się silosu w przyszłości.

Pracę zamyka rozdział szósty, w którym autor podsumowuje swoje rozważania oraz zawiera wnioski wynikające z badań. Ponadto, autor przedstawia uwagi ogólne do wykorzystania w bieżącej pracy inżynierskiej przy posadawianiu budynków tego typu na podstawie przedmiotowej pracy oraz przedstawia program dalszych badań.

2 Modelowanie i analiza numeryczna środowiska gruntowego

2.1 Zarys problematyki modelowania podłoża gruntowego

Geotechnika jest dziedziną wykorzystującą podstawy teoretyczne zawarte w mechanice gruntów w sposób praktyczny. To skomplikowana i specyficzna dziedzina inżynierii lądowej, która łączy ogrom doświadczenia empirycznego, laboratoryjnego oraz analitycznego. Sedno problematyki całej dziedziny leży u jej źródła - złożoności ośrodka gruntowego. Grunt jest bowiem materiałem bardzo skomplikowanym w opisie, z powodu swojej trójfazowej budowy. W jego skład wchodzi cząstki i ziarna szkieletu gruntowego, powietrze oraz woda w porach. To skutkuje niejednorodnością ośrodka, niespotykaną w relatywnie łatwo modelowanych innych ośrodkach analizowanych w budownictwie - betonie i stali.

Wraz z popularyzacją i wzrostem dostępności programów korzystających z Metody Elementów Skończonych (MES), zaczęto zauważać rozbieżności dotyczące wyników analiz numerycznych i rzeczywistej współpracy konstrukcji i ośrodka gruntowego. Do tej pory wyniki analiz MES należy traktować jako analizy szacunkowe i obarczone nierzadko dużym błędem. Zazwyczaj, jest to uwarunkowane złożonością zagadnień geotechnicznych, założeniami upraszczającymi w modelu i niedoskonałością w opisie zachowania gruntu. W związku z tym, modele numeryczne powinny być poddawane weryfikacji na podstawie pomiarów geodezyjnych w trakcie pracy konstrukcji i gruntu. Mimo swoich niedoskonałości, modele MES mają niewątpliwą zaletę jednoczesnego uwzględnienia wielu złożonych zjawisk oraz predykcji reakcji konstrukcji i podłoża gruntowego na te zjawiska.

W niniejszym rozdziale, stosowane są nazwy modeli konstytucyjnych zapisane w sposób uproszczony - tak, jak występują w programach numerycznych (Midas GTS NX, Abaqus, Plaxis, Z-Soil). Przykładowo, model konstytucyjny Mohra-Coulomba, opisany w tym rozdziale jest w rzeczywistości, z użyciem pełnego nazewnictwa, opisywany jako model sprężysto-idealnie plastyczny z warunkiem plastyczności Mohra-Coulomba. Nomenklatura ta może być myląca, z uwagi na dowolność dobierania powierzchni plastycznych w modelu lub odmienną definicją wzmocnienia, bazującą na indywidualnie dobranym warunku plastyczności. Owe nieścisłości zostały wyjaśnione wraz z opisem kolejnych generacji modeli konstytucyjnych w niniejszym rozdziale. Własności gruntów oraz teoretyczna koncepcja modelowania podłoża stanowią podstawę, bez której otrzymanie rezultatów zbliżonych z realną współpracą gruntów z konstrukcją jest niemożliwe. Owe zagadnienia zostały opisane w świetle zasady "od ogółu do szczegółu", zaczynając od zagadnień związanych z teorią plastyczności i mechaniką gruntów, dających podstawę sformułowań

na których bazują modele konstytutywne.

Na wstępie należy jeszcze uściślić, że stałe materiałowe to w przypadku geotechniki parametry geotechniczne i są traktowane w niniejszej pracy jako efektywne. Co za tym idzie, jeżeli w pracy będzie przywoływany kąt tarcia wewnętrznego, kohezja lub jeden z modułów odkształcenia to ich wartość będzie wartością efektywną, lub wyznaczoną w przestrzeni naprężeń efektywnych, lecz zapisaną bez znaku prim (''). Składowe efektywne stanu naprężenia, jak przykładowo tensory efektywnych naprężeń σ' będą zapisane z wykorzystaniem tego znaku.

2.1.1 Sprężyste właściwości gruntu

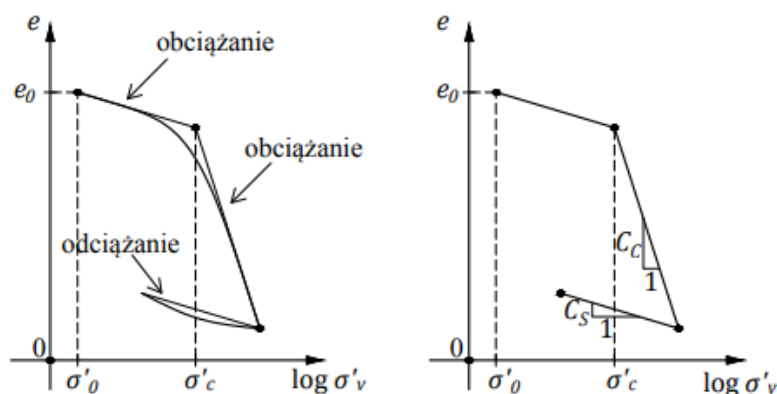
Grunt jest traktowany jako materiał możliwy do opisanie szeregiem równań. Zasadniczo, wraz z rosnącą liczbą parametrów opisujących zachowanie ośrodka gruntowego, otrzymujemy dokładniejszą odpowiedź w jaki sposób grunt się zachowa w określonym środowisku.

Na początku należy przybliżyć jak najprostszym sposobem można opisać reakcję danego ciała na siłę. Z pomocą przychodzi matematyczny model liniowo idealnie sprężysty, bazujący na prawie Hooke'a. Przedstawia on liniowy związek pomiędzy tensorem naprężenia a tensorem odkształcenia zgodnie ze wzorem 2.1.

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl}^e \varepsilon_{kl} \quad (2.1)$$

We wzorze 2.1 C_{ijkl}^e jest tensorem stałych materiałowych. W przypadku materiałów liniowo sprężystych, gama stałych materiałowych zostaje zredukowana do dwóch - modułu Younga (sprężystości) E oraz współczynnika Poissona ν .

W programach korzystających z MES dla materiału porowatego jakim jest grunt, dostępne są modele sprężyste, określające w zakresie małych odkształceń zależność pomiędzy odkształceniem objętościowym i naprężeniem towarzyszącym. Jest to bezpośredni sposób interpretacji testu edometrycznego lub trójosiowej konsolidacji, dla którego owa zależność jest w pewnym zakresie naprężeń liniowa.



RYSUNEK 2.1: Zależność porowatości gruntu od poziomu naprężeń jako rezultat badania edometrycznego (Józefiak, 2021)

Rysunek 2.1 przedstawia wynik badania w edometrze. Wartym odnotowania jest naprężenie σ'_c będące naprężeniem prekonsolidacji. Nachylenie linii konsolidacji wtórnej, dla której odciążenie następuje po zbliżonej ścieżce, definiuje parametr κ . Z uwagi na liniowość owej ścieżki zachowanie to jest sprężyste i powiązane ze wskaźnikiem odprężenia C_s według wzoru 2.2.

$$\kappa = \frac{C_s}{\ln 10} = \frac{C_s}{2,3} \quad (2.2)$$

Wiążąc parametr κ z wartościami naprężeń początkowym oraz aktualnym naprężeniem efektywnym oraz wskaźnikiem porowatości początkowej można zapisać zależność 2.3.

$$p(\epsilon_{vol}^{el}) = p_0 \exp\left[\frac{(1 + e_0)(1 - \exp \epsilon_{vol}^{el})}{\kappa}\right] \quad (2.3)$$

Przekształcając wzór 2.3 możliwe jest zatem wyznaczenie chwilowego stycznego modułu odkształcenia objętościowego zgodnie ze wzorem 2.4.

$$K_t = \frac{1 + e}{\kappa} p \quad (2.4)$$

Chwilowy moduł odkształcenia postaciowego G_t można wyprowadzić na podstawie zasad liniowej teorii sprężystości.

$$G_t = \frac{3(1 - 2\nu)K_t}{2(1 + \nu)} \quad (2.5)$$

Według Józefiaka (Józefiak, 2021), wartości omawianych parametrów są możliwe do otrzymania na podstawie izotropowej lub edometrycznej konsolidacji, z założeniem zmiany wskaźnika porowatości opisanego według wzoru 2.6.

$$\Delta e = \kappa(\ln p_0 - \ln p) = \kappa \ln\left(\frac{p_0}{p}\right) \quad (2.6)$$

Wyznaczając parametry z myślą o ich implementacji w programie korzystającym z metody elementów skończonych, program najczęściej bazuje na założeniu wzoru 2.6 w sprężysto - plastycznych modelach konstytutywnych. W przypadku większości oprogramowania MES, w wielu modelach konstytutywnych wprowadzone są moduły odkształcenia objętościowego K_{ur} - *unloading – reloading bulk modulus* (Plaxis bv, 2014), przyjmując parametry E_{ur} i ν_{ur} za odpowiednio moduł Younga i współczynnik Poissona pochodzące z krzywej konsolidacji wtórnej - sytuacji, w której przy powtórznym obciążaniu grunt pracuje sprężysto. W przypadku gruntów obciążanych cyklicznie, gdzie z każdym cyklem udział odkształceń sprężystych jest większy w relacji do odkształceń plastycznych, ma to ogromne znaczenie.

2.1.2 Teoria plastyczności w aspekcie mechaniki gruntów

Charakter plastyczności materiału, opisywany jest w literaturze zasadniczo przez dwie teorie: teorię odkształceniową, która bazuje na zależności naprężenie-odkształcenie oraz teorii płynięcia materiału, w której tempo, z jakim ciało doznaje odkształcenia zależne jest

od naprężeń działających na to ciało. Warto wspomnieć również, że mechanizmy zachodzące w materiale pod wpływem obciążenia określane są doświadczalnie oraz niekiedy w sposób przybliżony podają charakter tego zjawiska. Istotnym jest fakt, iż w przypadku odciążenia materiału, teoria odkształceniowa daje wynik niezgodny z wynikami badań doświadczalnych.

Podstawowym mechanizmem opisującym granicę odkształceń sprężystych materiału, w dowolnym stanie jego obciążenia, jest kryterium plastyczności wyrażone wzorem (2.7).

$$f(\sigma) = C(const) \quad (2.7)$$

Biorąc pod uwagę materiał izotropowy, to znaczy taki, którego właściwości w każdym rozpatrywanym kierunku są jednakowe, granica wskazująca początek plastycznego płynięcia zależy jedynie od wartości naprężeń głównych, nie uwzględniając przy tym ich kierunków. Modele, które opisują zachowanie materiału w zależności od stanu naprężenia bazują na dwóch kryteriach plastyczności. Pierwsze kryterium, Tresca opisał zgodnie ze wzorem wzorze 2.8, a sama hipoteza podana w 1872 roku brzmiała następująco: „Materiał przechodzi w danym punkcie w stan plastyczny wówczas, gdy maksymalne naprężenie styczne osiągnie pewną graniczną wartość, charakterystyczną dla tego materiału.” (Kołakowski, 2008).

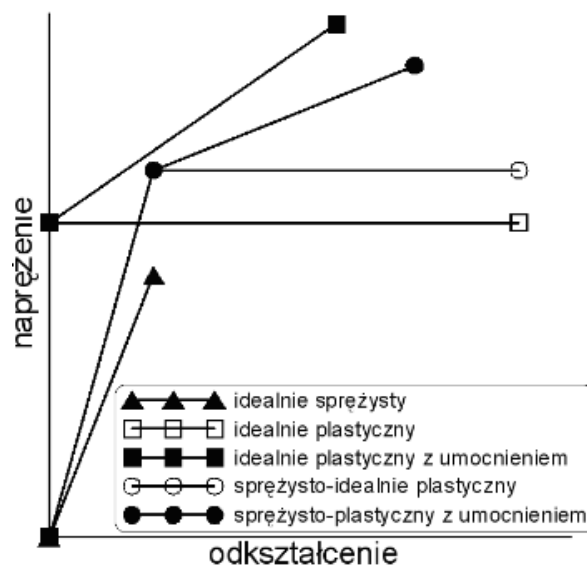
$$\sigma_{11} - \sigma_{33} = c \quad (2.8)$$

Parametr c jest zatem własnością materiałową, a σ_{11} oraz σ_{33} odpowiednio największym oraz najmniejszym naprężeniem głównym. Drugie kryterium, opisywane w literaturze jako kryterium Hubera-Misesa-Hencky'ego, w skrócie HMM, opisuje model ciała idealnie sprężysto-plastycznego. Dla dowolnego stanu naprężeń, miara wyężenia w dowolnym punkcie obciążonego ciała jest równa energii sprężystej odkształcenia postaciowego, to znaczy takiego, który jest związany ze zmianą kształtu, bez zmiany objętości rozpatrywanego ciała. Wzór 2.9 przedstawia uogólnioną postać owego kryterium, zaś wzór 2.10 przedstawia jego rozwinięcie.

$$\sigma_{11} - \sigma_{33} = \sigma_p \quad (2.9)$$

$$(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2 + 6(\sigma_{12} + \sigma_{23} + \sigma_{31})^2 = 2\sigma_p^2 \quad (2.10)$$

Warunek plastyczności można interpretować w ramach geometrii analitycznej, jako równanie powierzchni. Nie można jednak analizować jej w trójwymiarze, gdyż jest to abstrakcyjna powierzchnia w sześciowymiarowej przestrzeni składowych tensora naprężenia. Nazywa się ją powierzchnią plastyczności i stanowi ona znakomitą ilustrację cech charakterystycznych rozważanego warunku plastyczności, w ramach definicji konkretnych modeli konstytutywnych.



RYSUNEK 2.2: Zależność naprężenie-odkształcenie opisana przez modele konstytutywne (Kołakowski, 2008)

Prawa plastyczności opisują zależności między funkcjami pola, czyli naprężeniami i odkształceniami w stanie plastycznym. Zachowanie plastyczne może być najlepiej analizowane, jeśli zależność między funkcjami pola jest idealizowana, czyli mniejsze różnice w zachowaniu się materiałów w danej grupie są pomijane. W przypadku procesów odkształcenia, funkcjami pola są naprężenie i odkształcenia, a zależność między nimi jest idealizowana do pięciu grup, zgodnie z rysunkiem 2.2. Warto wspomnieć, że jeżeli naprężenie uplastyczniające zależy od prędkości odkształcenia, to materiał jest charakteryzowany jako lepki.

Według teorii wytrzymałości materiałów w sytuacji, kiedy odkształcenie wykracza poza zakres odkształceń sprężystych, zależność między naprężeniami i odkształceniami jest formułowana na podstawie potencjału plastycznego 2.11.

$$\delta \varepsilon = \frac{\delta f}{\delta \sigma} \delta \lambda \quad (2.11)$$

gdzie:

f - funkcja plastyczności

λ - dodatnia stała proporcjonalności

σ - dewiator stanu naprężeń

Równanie 2.11 nazywane jest prawem plastycznego płynięcia stowarzyszonym z warunkiem plastyczności. W zależności od rodzaju modelu konstytutywnego materiału, może on korzystać z różnej definicji prawa plastycznego płynięcia.

Pierwszy zarys prawa plastycznego płynięcia został zaproponowany przez Levy'ego w 1870 roku. W przeciwieństwie do teorii odkształceniowej, zaniedbuje się w niej odkształcenia sprężyste i postuluje model ciała sztywno-plastycznego. W owym ciele zachodzi proporcjonalność między dewiatorami naprężenia i prędkości małego odkształcenia. Rysunek 2.2 przedstawia idealizowaną reprezentację tego materiału, jako metariał idealnie

plastyczny z umocnieniem. Należy w tym miejscu wspomnieć, że postać liniowego wzmocnienia nie musi być liniowa. Modele sztywno-plastyczne są stosowane do zamodelowania dużych odkształceń plastycznych, w których podstawową zmienną pola jest prędkość odkształcenia (Kołakowski, 2008). Stąd w formie zależności między naprężeniami i prędkościami odkształcenia, można to prawo sformułować zgodnie ze wzorem 2.12.

$$\boldsymbol{\sigma} = \frac{2}{3} \frac{\sigma_p}{\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_i} \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} \quad (2.12)$$

gdzie:

σ_p - naprężenie uplastyczniające;

ε_i - intensywność prędkości odkształcenia definiowana zgodnie z 2.13.

$$\varepsilon_i = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\dot{\varepsilon}_{11} - \dot{\varepsilon}_{22})^2 + (\dot{\varepsilon}_{22} - \dot{\varepsilon}_{33})^2 + (\dot{\varepsilon}_{33} - \dot{\varepsilon}_{11})^2 + \frac{3}{2}(\dot{\varepsilon}_{12} + \dot{\varepsilon}_{23} + \dot{\varepsilon}_{31})^2} \quad (2.13)$$

Innym prawem plastycznego płynięcia implementowanym w modelach konstytutywnych gruntu, jest sprężysto-plastyczne prawo plastycznego płynięcia Prandtla-Reussa. Bazuje ono na założeniu, że całkowitą prędkość odkształcenia można rozłożyć na składową sprężystą i plastyczną. Z potencjału plastyczności można zapisać zależność, zgodnie ze wzorem 2.14.

$$\frac{\dot{\varepsilon}_{11}^p}{\sigma_{11}} = \frac{\dot{\varepsilon}_{22}^p}{\sigma_{22}} = \frac{\dot{\varepsilon}_{33}^p}{\sigma_{33}} = \frac{\dot{\varepsilon}_{12}^p}{\sigma_{12}} = \frac{\dot{\varepsilon}_{23}^p}{\sigma_{23}} = \frac{\dot{\varepsilon}_{31}^p}{\sigma_{31}} = \dot{\lambda} \quad (2.14)$$

W konsekwencji sprężysto-plastyczne prawo plastycznego płynięcia Prandtla-Reussa ma postać zgodną ze wzorem 2.15.

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \boldsymbol{\sigma} \dot{\lambda} + \frac{1}{2G} \boldsymbol{\sigma} + \left(\frac{1-2\nu}{E} \right) \boldsymbol{\sigma}_m \quad (2.15)$$

gdzie:

G - moduł ścinania;

ν - współczynnik Poissona

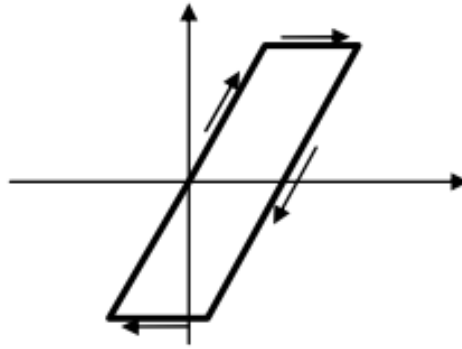
E - moduł Younga

σ_m - naprężenie średnie

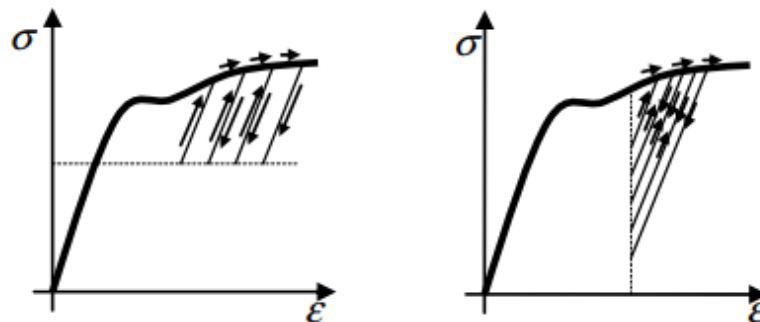
2.1.3 Cykl w teorii plastyczności

Cykl jest to proces, po zakończeniu którego zarówno zmienne niezależne jak i zmienne zależne wracają do wartości pierwotnych. W teorii plastyczności, wskutek nieodwracalności odkształceń plastycznych, poza pewnymi wyjątkami pełne cykle nie występują.

Rysunek 2.3 przedstawia omawiany pełen cykl plastyczny. Z tego względu w teorii plastyczności wprowadzone zostało pojęcie quasi cyklu. Jest to proces po zakończeniu którego zmienne niezależne, czyli czynniki wyteżenia, powracają do wartości pierwotnych. Wyróżnia się dwa typowe quasi cykle - naprężeniowe i odkształceniowe. W niniejszej pracy, każde odniesienie do cykliczności obciążenia jest w domyśle quasi cyklem (Piechnik, 2007).



RYSUNEK 2.3: Przykład pełnego cyklu plastycznego (Piechnik, 2007)



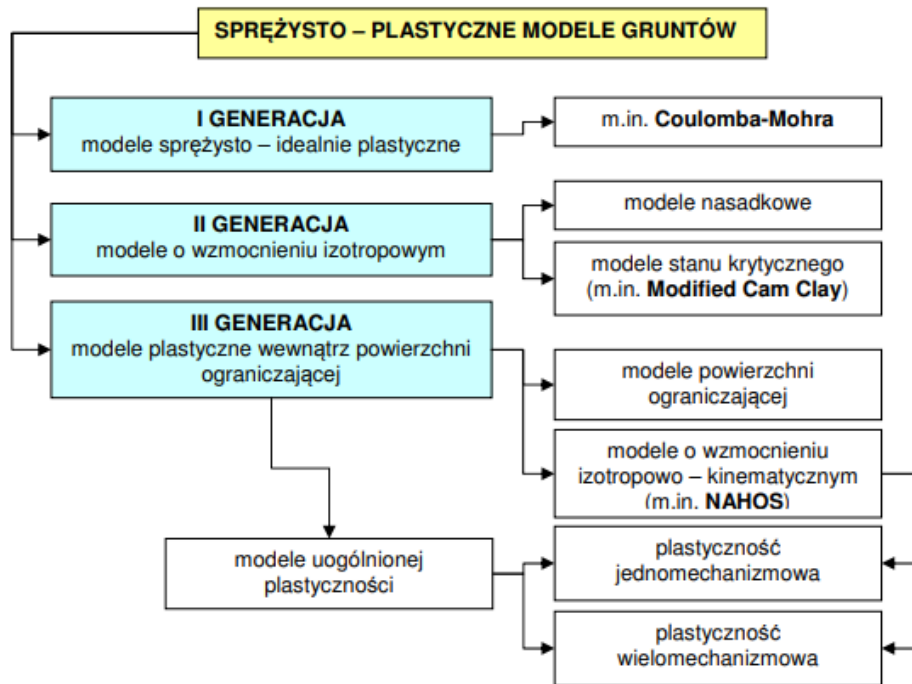
RYSUNEK 2.4: Quasi cykle: po lewej stronie naprężeniowy, po prawej odkształceniowy (Piechnik, 2007)

2.2 Modele konstytutywne

Grunt jest skomplikowanym materiałem, zachowującym się pod obciążeniem w sposób nieliniowy, anizotropowy oraz zmienny w czasie. Dodatkową kwestią sprawiającą utrudnione odzwierciedlenie zachowania tego materiału jest fakt, iż zachowuje się on inaczej pod wpływem obciążania, odciążania i ponownego obciążania. Ponadto, materiał ten doznaje również plastycznych deformacji, doświadcza zmian sztywności w zakresie bardzo małych odkształceń, a na dodatek jego zachowanie opisuje szereg parametrów fizycznych i mechanicznych.

Brinkgreve (Brinkgreve et al., 2005) w swojej pracy opisuje pięć podstawowych aspektów zachowania gruntów:

- Pierwszy aspekt dotyczy wpływu wody na zachowanie gruntu i jej wpływ na naprężenia efektywne oraz ciśnienie wody gruntowej.
- Drugi dotyczy wpływu sztywności gruntu, na przykład ścieżki naprężeń (podczas obciążania i odciążania), poziomu odkształceń pod zadanych obciążeniem, gęstości gruntu czy jego wodoprzepuszczalności.
- Trzeci aspekt zachowania gruntu skupia się wokół nieodwracalnej deformacji, jako efektu przyłożonego obciążenia na ośrodek gruntowy.



RYSUNEK 2.5: Podział generacji modeli według Gryczmańskiego (Gryczmański, 1995)

- Czwarty aspekt opisuje ogólną charakterystykę wytrzymałości, z wpływem takich czynników jak tempo przykładania obciążeń, zachowanie w stanie nienasyconym, konsolidacja oraz anizotropia w wytrzymałości na ścinanie.
- Piąty aspekt to wpływ takich parametrów jak zagęszczenie, dylatacja czy „pamięć” naprężeń prekonsolidacyjnych gruntu.

Zasadniczo modele opisujące zachowanie gruntu można zakwalifikować do trzech grup:

- modele sprężyste oraz sztywno-idealnie plastyczne, charakteryzujące się brakiem odzwierciedlenia ścieżki obciążeń w sferze naprężenia oraz odkształcenia;
- modele sprężysto-plastyczne oraz modele sprężysto-plastyczne, ze wzmocnieniem izotropowym, takie jak modele stanu krytycznego i modele typu cap;
- modele sprężysto-plastyczne o wzmocnieniu kinematycznym i modele powierzchni ograniczającej.

Gryczmański w swojej pracy (Gryczmański, 1995) dzieli modele konstytutywne na trzy generacje. Rysunek 2.5 przedstawia graficzne ujęcie takiego podziału modeli.

Pierwszą grupę stanowią modele klasyczne - liniowo-sprężyste i sztywno-idealnie plastyczne. Wspólnym wykładnikiem tych modeli jest liniowe odwzorowanie ścieżki naprężenie - odkształcenie oraz brak uwzględnienia ścieżki obciążeń i odkształceń. Mimo, iż powszechnie wiadomo, że grunt w swojej reakcji na obciążenie nie zachowuje się liniowo, to modele z pierwszej grupy generacyjnej takie jak model Winklera, Mohra-Coulomba czy Druckera-Pragera są powszechnie stosowane w praktyce projektowej i szeroko dostępne

w wielu programach obliczeniowych. Modele pierwszej generacji są opisane kilkoma prostymi do otrzymania parametrami i właśnie ta łatwość "obsługi" czyni z nich najpopularniejszy wśród inżynierów sposób opisu gruntu.

Druga generacja modeli konstytutywnych, to modele sprężysto - idealnie plastyczne, na przykład hiposprężysty model Duncana-Changa, sprężysto-plastyczne o wzmocnieniu izotropowym. W modelowaniu geotechnicznym częściej używane są modele sprężysto-plastyczne ze wzmocnieniem izotropowym, stanowiące efekt rozwinięcia mechaniki stanu krytycznego. Te modele to na przykład Cam-Clay, Modified Mohr-Coulomb. Nie tak często, jednak nadal dość powszechnie są również stosowane modele zaliczane do grupy "cap", takie jak Drucker-Prager Cap Model. W tej generacji modeli, wpływ historii obciążenia jest uwzględniony w momencie przejścia przez powierzchnię plastyczności, a sam model operuje wtedy w zakresie obciążenia pierwotnego konsolidując grunt. W zakresie naprężeń wtórnych, grunt zachowuje się sprężysto. Modele te są najczęściej używane w analizach numerycznych, z uwagi na relatywnie bliskie rzeczywistości odwzorowanie zachowania gruntu, przy rozbudowanej, lecz nie abstrakcyjnie długiej liście parametrów opisujących to zachowanie.

Trzecią generacją modeli konstytutywnych, są hipoplastyczne modele nieliniowo - przyrostowe oraz zaawansowane modele sprężysto-plastyczne powierzchni ograniczającej lub ze wzmocnieniem izotropowo-kinematycznym, jak na przykład model Gryczmańskiego czy Bardeta. Modele te, uwzględniają historię obciążenia również w obszarze prekonsolidacji. Znajdują one zazwyczaj zastosowanie w rozważaniach teoretycznych i nikłe zastosowanie praktyczne, z uwagi na trudność w wyznaczeniu wartości szerokiej gamy parametrów (Kadela, 2012).

W niniejszym rozdziale autor przybliży wybrane, najczęściej stosowane modele konstytutywne oraz przedstawi kluczowe aspekty różniące poszczególne modele od siebie.

2.2.1 Modele liniowo sprężyste

Najbardziej podstawowym oraz najliczniej stosowanym modelem w praktyce inżynierskiej jest model idealnie-sprężysty. Zredukowanie skomplikowanej natury gruntu, do wyrażenia jej za pomocą jednego lub dwóch parametrów, jest jednak zbyt daleko idącym uproszczeniem. Opisując materiał tymże modelem, niezbędny jest moduł odkształcenia podłoża E oraz współczynnik rozszerzalności bocznej (współczynnik Poissona) ν . Jedyne więc, co ma znaczenie, oprócz samych wartości owych parametrów, ma zatem grubość poszczególnych warstw gruntu. Przyjmując liniowo sprężystą pracę podłoża, bez uwzględnienia rozchodzenia się naprężeń wraz z głębokością i stanu naprężeń pierwotnych w podłożu, x -krotne zwiększenie grubości warstwy danego gruntu, powoduje x -krotnym wzrostem osiadań. Większość programów skupiających się na obliczeniach konstrukcji budowlanych, w których obliczenia fundamentów są ograniczone do modułu dołączonego do tego programu, jak na przykład Autodesk Robot Structural Analysis, korzystają z modelu tzw. podatnego podłoża Winklera. Model ten, opisany jest współczynnikiem podatności C lub k [kN/m^3], nazywanym również współczynnikiem podatności gruntu, sprężystości gruntu, sztywności gruntu jak i reakcji gruntu (Świniarski, 2003).

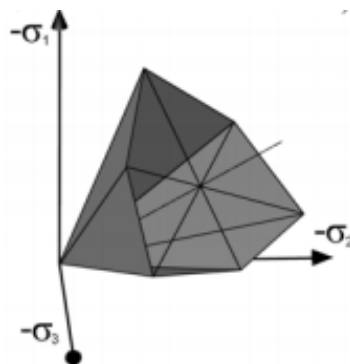
W literaturze naukowej i fachowej (Modliński, 1979; Kuczyński, 1980; Wiłun, 2013), spotkać można różne wzory na współczynnik podatności. Wiąże się zazwyczaj parametr gruntu (na przykład moduł ściśliwości), z parametrami wyrażającymi kształt lub wymiary fundamentu. Definiując współczynnik podatności bezpośrednio wyraża on liniową odpowiedź gruntu, w postaci osiadań na przyłożone naprężenia zgodnie ze wzorem 2.16

$$C = \frac{q_{sr}}{s_{sr}} \quad (2.16)$$

2.2.2 Modele sprężysto-plastyczne

Rozwinięciem modeli sprężystych, są modele sprężysto-plastyczne, których najbardziej znanym i najpowszechniej stosowanym jest model Mohra-Coulomba korzystający z kryterium zniszczenia Coulomba-Mohra. Mimo wprowadzenia do praktyki wielu trój-, cztero-, czy pięć parametrowych modeli, model Mohra-Coulomba w geotechnice nadal stanowi często punkt odniesienia, dlatego opisując w niniejszym rozdziale zasadę działania takich modeli, autor rozpoczął właśnie owym modelem. Model Mohra-Coulomba, jeden z najbardziej charakterystycznych modeli konstytutywnych używanych do odzwierciedlenia zachowania gruntu, jest sprężysto – idealnie plastycznym modelem dwuparametrowym, z kryterium opisującym wytrzymałość na ścinanie (Owen i Hinton, 1980; Pietruszczak, 2010). W ogólnym stanie naprężenia, zależność naprężenie – odkształcenie przebiega liniowo w zakresie sprężystym, a owe dwa definiujące parametry, pochodzą z prawa Hooke’a – moduł Younga E oraz współczynnik Poisson’a ν . Ponadto, w omawianym modelu dwa parametry definiują stan graniczny - kąt tarcia wewnętrznego φ oraz kohezja c , a ścieżkę płynięcia opisuje dylatacja ψ .

Model jest bardzo często bazą i punktem wyjścia przy tworzeniu bardziej zaawansowanych modeli konstytutywnych, co więcej, zagadnienia związane z teorią plastyczności często są rozwiązywane w oparciu o ten model (Owen i Hinton, 1980; Pietruszczak, 2010). Z tego powodu stanowi on bardzo wartościowy punkt odniesienia w procesie weryfikacji programów obliczeniowych, pod kątem wytrzymałości na ścinanie poprzez sprawdzenie pokrewności punktów na płaszczyźnie dewiatorowej ($p = const$), oraz trójosiowej ($\sigma_2 = \sigma_3$) w przestrzeni składowych głównych naprężenia efektywnego. Powszechnie uważa się, że używanie modelu Mohra-Coulomba daje poprawne rezultaty w przypadku analiz stanu granicznego, takich jak nośność podłoża gruntowego, stateczność skarp i zboczy, czy murów oporowych. Nie jest jednak skuteczny w przypadku oszacowywania osiadań konstrukcji (Kliszczewicz, 2016).



RYSUNEK 2.6: Kryterium Mohra-Coulomba w przestrzeni składowych głównych naprężenia (Cudny i Binder, 2005)

Warunek plastyczności wynikający z kryterium Coulomba-Mohra, można zapisać najprościej przy użyciu składowych głównych naprężenia, co zostało przedstawione we wzorze 2.17.

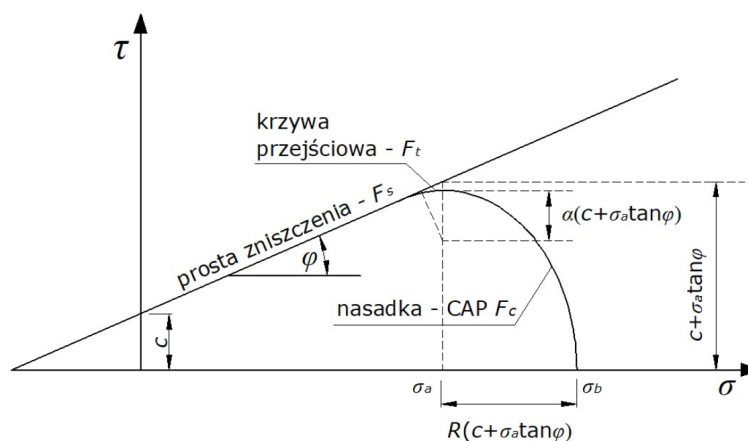
$$F_{MC} = 1/2(\sigma_{max} - \sigma_{min}) + 1/2(\sigma_{max} - \sigma_{min}) \sin \varphi - \cos \varphi = 0 \quad (2.17)$$

σ_{min} , σ_{max} są odpowiednio najmniejszym i największym naprężeniem głównym, przy założeniu konwencji, w której naprężenia ściskające przyjmują wartości ujemne. Tak sformułowany warunek plastyczności, opisuje 6 płaszczyzn tworzących charakterystyczny ostrosłup w przestrzeni składowych głównych naprężenia co zilustrowano na rysunku 2.6. Na płaszczyźnie dewiatorowej warunek plastyczności kryterium Mohra-Coulomba przedstawia sześciokątny kontur łączący punkty, w których zmobilizowana jest ta sama wartość kąta tarcia wewnętrznego ($\varphi = const$). Stosunki długości boków oraz poszczególnych kątów tego sześciokąta, zmieniają się w zależności od wartości kąta tarcia wewnętrznego. Poprawna i niezawodna implementacja modeli konstytutywnych, z zastosowaniem kryterium Coulomba-Mohra, nie jest zadaniem łatwym z uwagi na ostre krawędzie powierzchni plastyczności w przestrzeni składowych głównych naprężenia, co nie pozwala na jednoznaczne określenie gradientów funkcji plastyczności w tych miejscach (Cudny i Binder, 2005). Zmodyfikowanym modelem Mohra-Coulomba, jest model Druckera-Pragera. Sztywność gruntów opisywana jest liniową sprężystością Hooke'a, tak więc podawane są wartości edometrycznych modułów ścisłości pierwotnej i wtórnej (M_0 , M) oraz współczynnika Poissona ν lub modułu sprężystości Younga E . Rysunek 2.7 przedstawia parametry, na których opierają się modele: liniowo sprężysty, Mohra-Coulomba i Druckera-Pragera.

Należy zauważyć, że sztywność podawana jest jako charakterystyka sieczna i pomimo zastosowania do obliczeń teorii sprężystości, przyjmuje się z reguły, że w wartościach oznaczonych parametrów uwzględnia się efekty nieliniowe, powstające w gruntach przed mobilizacją pełnej wytrzymałości lub przed osiągnięciem pewnego naprężenia referencyjnego (Cudny i Binder, 2005). Ponadto, występuje w nim zamknięcie powierzchni zniszczenia tzw. nasadką "cap". Powierzchnia plastyczności ograniczona jest krzywą zbudowaną z trzech części: prostej początkowej, eliptycznej nasadki oraz krzywej przejściowej łączącej prostą z elipsą.

Parametry mechaniczne charakteryzujące modele ośrodka gruntowego			
Model	Nazwa	Symbol	Jednostka
Model Sprężysty	Moduł sprężystości	E	[MPa]
	Współczynnik Poissona	ν	-
Model Coulomba-Mohra (C-M)	Moduł sprężystości	E	[MPa]
	Współczynnik Poissona	ν	-
	Kąt tarcia wewnętrznego	ϕ	[°]
	Spójność	c	[kPa]
Model Druckera-Pragera (D-P)	Moduł sprężystości	E	[MPa]
	Współczynnik Poissona	ν	-
	Kąt tarcia wewnętrznego	ϕ	[°]
	Spójność	c	[kPa]

RYSUNEK 2.7: Tabela z parametrami podstawowych modeli konstytutywnych



RYSUNEK 2.8: Kryterium zniszczenia w modelu konstytutywnym Druckera-Pragera (Nepelski, 2020)

Sprężysta odpowiedź gruntu w zakresie małych naprężeń, korzysta z uogólnionego prawa Hooke'a, w formie znanej z kryterium wytrzymałości na ścinanie Coulomba-Mohra, zgodnie ze wzorem 2.18.

$$\tau = -\sigma_n \tan \phi + c \quad (2.18)$$

gdzie:

τ - naprężenie ścinające;

σ_n - naprężenie normalne;

ϕ - kąt tarcia wewnętrznego;

c - kohezja.

Krzywa przejściowa F_t definiowana jest według formuły 2.19

$$F_t = \sqrt{(\sigma - \sigma_a)^2 + \left[\tau - \left(1 - \frac{\alpha}{\cos \phi}\right) (c + \sigma_a \tan \phi) \right]^2} - \alpha (c + \sigma_a \tan \phi) = 0 \quad (2.19)$$

Eliptyczna nasadka F_c jest wyrażana równaniem 2.20.

$$F_c = \sqrt{(\sigma - \sigma_a)^2 + \left(\frac{R_t}{1 + \alpha - \alpha/\cos\varphi}\right)^2} - R(c + \sigma_a \tan\varphi) = 0 \quad (2.20)$$

gdzie:

τ - naprężenie ścinające;

σ - naprężenia normalne;

φ - kąt tarcia wewnętrznego;

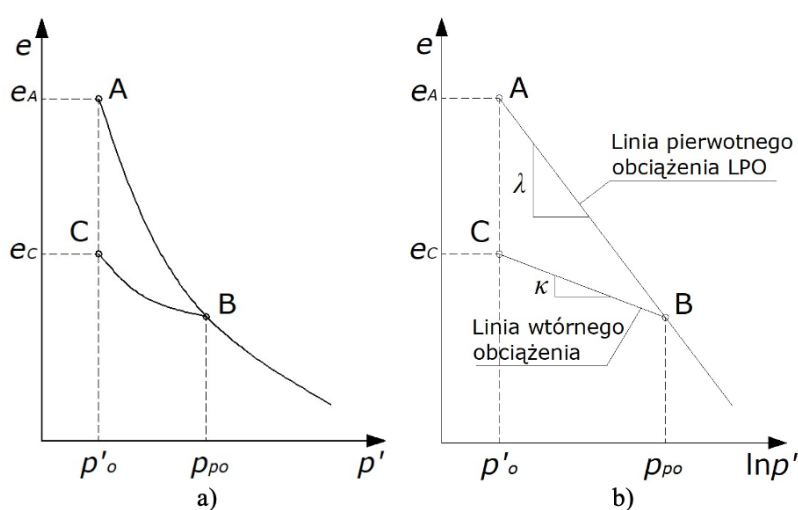
c - kohezja;

R - parametr materiałowy;

α - wartość liczbowa (w zakresie od 0,01 do 0,05) opisująca płynne przejście z prostej do elipsy (nasadki *cap*).

Następny model sprężysto-plastyczny - Cam-Clay, który według autora wart jest opisania, został stworzony w latach 60-tych XX wieku i służy do modelowania opisu spoistych gruntów skonsolidowanych oraz lekko prekonsolidowanych. Autorzy modelu - Roscoe i Burland (Burland, 1967; Roscoe i Burland, 1968), stworzyli oryginalny model Cam-Clay oraz jego modyfikację, ze zmienioną obwiednią plastyczności, nazwaną Modified Cam-Clay.

Model bazuje na założeniu logarytmicznej zależności między średnim naprężeniem efektywnym p_0 , a wskaźnikiem porowatości e . Wykresy izotropowego ściskania, na których oparty jest model zostały przedstawione na rys 2.9.

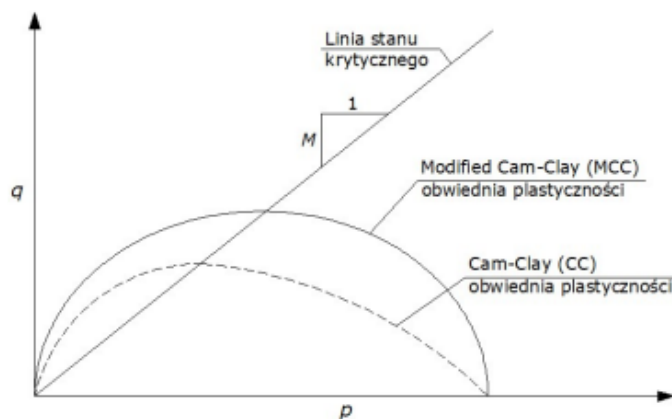


RYSUNEK 2.9: Wykresy izotropowego ściskania w skali a) normalnej, b) logarytmicznej (Nepelski, 2020)

Ścieżka obciążenia została podzielona na odcinki AB - nazwany Linia Pierwotnego Obciążenia (LPO), oraz BC - nazwany Linia Wtórnego Obciążenia (LWO). Każdy z odcinków jest nachylony pod kątem wyrażonym za pomocą dodatkowego parametru, opisującego to nachylenie - λ (wskaźnik ściśliwości) w przypadku LPO oraz κ (wskaźnik odprężenia) w przypadku LWO. Maksymalny poziom naprężeń uzyskany w punkcie B nazywa się izotropowym naprężeniem prekonsolidacyjnym (p_{po}). W wyniku wielokrotnych cykli obciążenia i odprężenia danego gruntu, każdy cykl charakteryzuje odmienna wartość p_{po} (Abed, 2008).

Jak już wspomniano, obwiednie plastyczności modeli z rodziny Cam-Clay, opisane są w odmienny sposób.

Wzór 2.21 wyraża obwiednię plastyczności modelu Cam-Clay, 2.22 wyraża obwiednię plastyczności modelu Modified Cam-Clay, zaś 2.10 w sposób obrazowy przedstawia obie obwiednie.



RYSUNEK 2.10: Obwiednie plastyczności modeli Cam-Clay i Modified Cam-Clay (Nepelski, 2008)

$$q + M p \ln\left(\frac{-p}{p_c}\right) = 0 \quad (2.21)$$

$$q^2 - M^2(p_c p - p^2) = 0 \quad (2.22)$$

gdzie:

q - dewiator naprężenia;

M - parametr wzmocnienia, wyrażony wzorem 2.23;

p_c - izotropowe naprężenie prekonsolidacyjne;

p - naprężenie normalne.

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}} \quad (2.23)$$

gdzie:

φ_{cv} - kąt tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym

Zakres obwiedni plastyczności a_0 modelu Modified Cam-Clay jest wyrażony za pomocą 2.24.

$$a_0 = \frac{1}{2} \exp\left(\frac{e_1 - e_0 - \kappa \ln p_0}{\lambda - \kappa}\right) \quad (2.24)$$

gdzie:

e_1 - wskaźnik porowatości odpowiadający punktowi przecięcia LPK i osi e , na płaszczyźnie $\ln p' - e$;

e_0 - początkowy wskaźnik porowatości;

p_0 - napężenie prekonsolidacyjne;

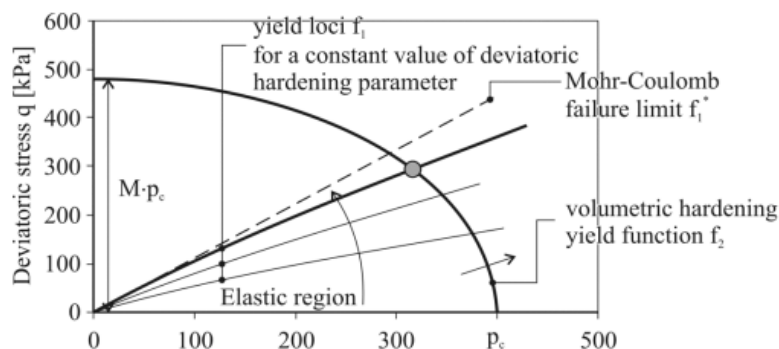
λ - współczynnik LPO;

κ - współczynnik nachylenia LWO.

Mimo mnogości współczynników i parametrów opisujących pracę gruntu w modelach z rodziny Cam-Clay, są one możliwe do wyznaczenia za pomocą badań laboratoryjnych - edometrycznych oraz trójosiowego ściskania, oraz w sposób przybliżony, za pomocą badań pośrednich.

Modele sprężysto-idealnie plastyczne, uwzględniają w swojej strukturze historię obciążenia oraz odkształcenia trwałe w strefach gruntu, w zakresie sięgającym do osiągnięcia stanu granicznego. Sztywność gruntu w tych modelach jest wartością stałą, dzięki czemu analiza jest względnie nieskomplikowana.

Model Hardening Soil jest modelem należącym do grupy modeli sprężysto-plastycznych, zawierający wzmocnienie izotropowe, uwarunkowane dwoma mechanizmami - objętościowym i dewiatorowym. W literaturze, można znaleźć dwa warianty tegoż modelu (Kliszczewicz, 2016): Hardening Soil Standard, autorstwa Schanza (Schanz, 1998) oraz Hardening Soil small autorstwa Benza (Benz, 2006). Oba modele zostały opracowane w połowie pierwszej dekady XXI wieku, więc są relatywnie nowymi modelami w kontekście historii opisu zachowania gruntów. W obu modelach, mechanizmy wzmocnienia są przedstawione za pomocą dwóch oddzielnych płatów hiperpowierzchni plastyczności, charakteryzowanych przez odrębne prawa izotropowego wzmocnienia.



RYSUNEK 2.11: Dwumechanizmowe wzmocnienie izotropowe modelu Hardening Soil Small (Kliszczewicz, 2016)

Model Hardening Soil Small jest rozszerzeniem modelu Hardening Soil Standard, o uwzględnienie degradacji siecznego modułu sztywności G_s w przedziale tzw. małych odkształceń - tj. odkształceń rzędu $10^{(-6)} - 10^{(-3)}$ (Truty i Obrzud, 2011). Model ten, nadaje się do zaawansowanych analiz numerycznych i w sposób relatywnie dokładny jest w stanie zobrazować przemieszczenia i odkształcenia w podłożu gruntowym. Dzieje się tak, między innymi z uwagi na odwzorowanie zmniejszenia objętości porów w gruncie, na skutek deformacji plastycznych, efektu prekonsolidacji, plastycznego płynięcia, wzrostu modułu sztywności wraz ze wzrostem naprężeń oraz uwzględnienie dylatacji.

Działanie dwumechanizmowego wzmocnienia, uwarunkowanego odkształceniami postaciowym oraz objętościowym zostało przedstawiona na rys 2.11. Powierzchnia plastyczności *shear – strain hardening*, związana z mechanizmem ścinania, jest zdefiniowana formułą 2.25.

$$f_1 = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{q}{q_a - q} - 2 \frac{q}{E_{ur}} - \gamma_{PS} = 0 \quad (2.25)$$

gdzie:

γ_{PS} - kąt trwałego zniekształcenia przekroju dewiatorowego (parametr plastycznego wzmocnienia);

q_a - asymptotyczna wartość naprężenia dewiatorowego q_f .

Wartość graniczną naprężenia dewiatorowego q_f opisuje się na podstawie kryterium Coulomba-Mohra wzorem 2.26.

$$q_f = \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} (\sigma_1 + c \operatorname{ctg} \varphi) \quad (2.26)$$

gdzie:

φ - kąt tarcia wewnętrznego gruntu;

c - kohezja.

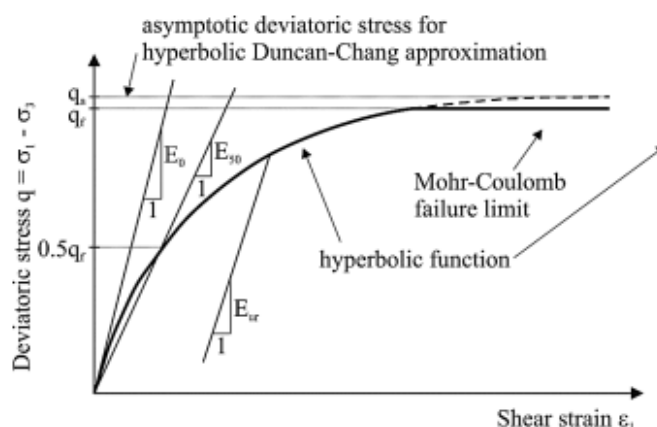
Drugi z hiperpłatów powierzchni plastyczności, nasadki typu cap, wpływa na mechanizm objętościowy (*volumetric – strain hardening*) i jest wyrażony wzorem 2.27.

$$f_2(\sigma', \varepsilon_s^{pl}) = \frac{q^2}{M^2 r^2(\theta)} + p'^2 + p_c^2 = 0 \quad (2.27)$$

gdzie:

M - parametr opisujący kształt powierzchni hiperpłata, charakterystyczny dla modelu HSs;

$r(\theta)$ - funkcja wypukłości powierzchni plastyczności, na podstawie formuły van Eekelena.



RYСУNEK 2.12: Zależność hiperboliczna $q - \varepsilon_1$ (Jardine, 1992)

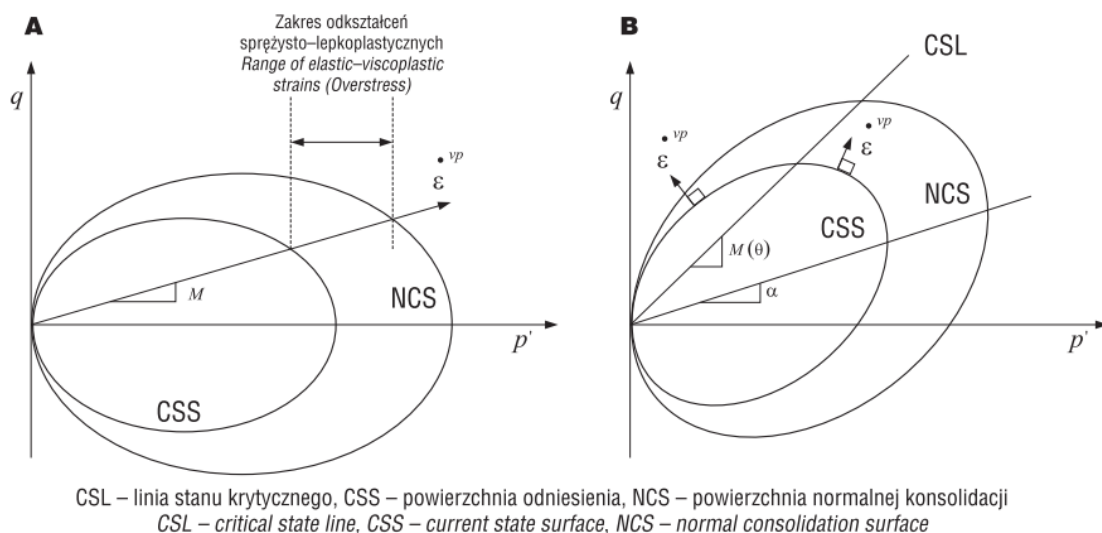
Model Hardening Soil Small nie operuje w przeciwieństwie do poprzednio opisanych modeli na jednej wartości modułu sztywności E . Występują w nim do opisu ścieżki $q - \varepsilon$ trzy moduły sztywności:

- E_0 - styczny moduł odkształcenia (sprężystości);
- E_{50} - sieczny moduł odpowiadający 50 % wartości q_f ;
- E_{ur} - moduł reprezentujący nachylenie krzywej odciążenie-obciążenie.

Rysunek 2.12 przedstawia charakterystykę ścinania, wraz z graficzną interpretacją poszczególnych modułów sztywności używanych w modelu HSs.

2.2.3 Modele sprężysto-lepkoplastyczne

W celu odwzorowania zachowania gruntów pod określonym naprężeniem, a w szczególności gruntów spoistych, niezbędne jest uwzględnienie efektów reologicznych. Wcześniej opisane modele konstytutywne, oparte były na zależnościach odkształceniowo - naprężeniowych. Istotnym jest, by do gruntów charakteryzujących się długotrwałą respon- sywnością, a do takich z całą pewnością można zaliczyć grunty spoiste, dodać jeszcze jedną zmienną - czas. Ogólnie rzecz biorąc, istnieje gama modeli naprężeniowo-odkształceniowo- czasowych, które są wykorzystywane do opisywania zależnego od tempa zmian parametrów lepkoplastycznych zachowania się gruntu, w zróżnicowanych warunkach obciążenia. Owe zmiany są w Metodzie Elementów Skończonych sformułowane na podstawie funkcji przyrostowych, łatwych w implementacji. Perzyna (Perzyna, 1966) oraz Graham i Yin (Graham i Yin, 1996) dokonali podziału modeli sprężysto-lepkoplastycznych na dwie grupy - konwencjonalne modele sprężysto-lepkoplastyczne i rozszerzone modele sprężysto - lepkoplastyczne.



RYSUNEK 2.13: Strefy plastyczności modeli sprężysto-lepkoplastycznych; A - klasyczny model Perzyny (1966), B - model Creep-SCLAY1S (Olek, 2017)

W konwencjonalnych modelach, zakłada się statyczną powierzchnię plastyczności dla określonego stanu naprężenia. W modelach tych, występuje zależność prędkości odkształcenia niesprężystego od stanu naprężenia, który jest różnicą pomiędzy stanem aktualnym, a stanem naprężenia w sytuacji osiągnięcia statycznego warunku uplastycznienia. W ujęciu graficznym, definicję modeli klasycznych sprężysto-lepkoplastycznych przedstawiono

na rys 2.13A). Modele rozszerzone, nazywane potocznie "modelami pełzania", zakładają występowanie odkształceń lepkoplastycznych, mimo że stan naprężenia osiąga statyczną powierzchnię plastyczności (Olek, 2017). Koncepcje modeli, zaprezentowane przez Stolle i zespół (Stolle et al., 1999), bazują na koncepcji Bjerruma (Bjerrum, 1967), w której stosuje się wskaźnik oraz współczynnik ślisliwości wtórnej (odpowiednio C_α i α_s) lub zmodyfikowany wskaźnik pełzania μ^* , który jest parametrem wyjściowym w opisie lepkości gruntu. Spośród rozszerzonych modeli sprężysto-plastycznych, należy wyróżnić modele anizotropowe, uwzględniające tworzenie wtórnych wiązań, tzw. *bonding* (Olek, 2017), oraz zniszczenia struktury gruntu. Jak podaje Olek w swojej pracy (Olek, 2017), modele dopuszczające zniszczenie struktury stanowią najbardziej wiarygodne narzędzie reprezentujące pracę gruntów spoistych.

Na podstawie czteroletniego programu badawczego przeprowadzonego na *Norwegian University of Science and Technology*, pod tytułem "Pełzanie geomateriałów" Grimstad z zespołem (Grimstad et al., 2017), opublikowali wyniki badań potwierdzających przydatność używania modeli pełzania w praktyce modelowania. Na tej podstawie opracowano zunifikowany model pełzania, opublikowany w 2016 roku.

Model Creep-SCLAY1S, charakteryzuje pełzanie naturalnych iłów z anizotropową odpowiedzią naprężenie-odkształcenie. Model opiera się na definicji normalnie skonsolidowanej powierzchni (NCS), czyli granicę pomiędzy małymi, a dużymi odkształceniami pełzania reprezentowaną przez obróconą elipsę. Rozmiar elipsy jest uzależniony od objętościowych odkształceń pełzania, zgodnie z zasadą wzmocnienia - *hardening rule*. Druga, wewnętrzna elipsa odzwierciedla aktualny stan naprężeń efektywnych i nazywana jest powierzchnią odniesienia (CSS). Graficznie powierzchnia odniesienia została przedstawiona na rys 2.13B). Nachylenie linii prostych - $M(\theta)$, jest opisywane jako stosunek naprężeń w stanie krytycznym, uzależniony od kąta Lodego (θ), a α , jako skalar stosowany w celu opisu orientacji normalnie skonsolidowanej powierzchni i powierzchni odniesienia.

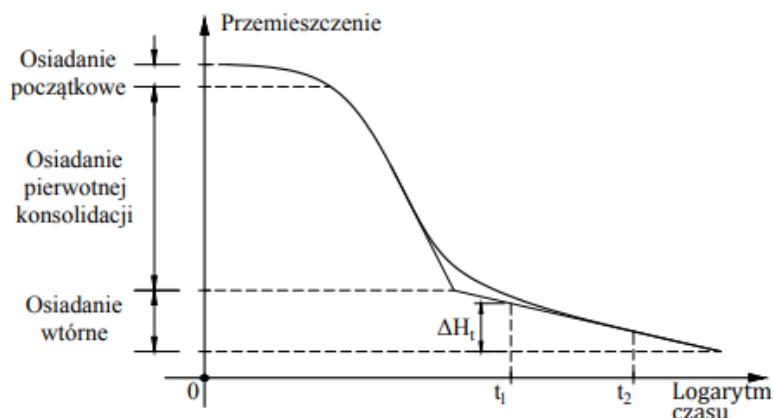
Pierwszym modelem reologicznym był model koncepcyjny Perzyny (Perzyna, 1966), zakładający pewien zakres odkształceń czysto sprężystych. W modelu SCLAY1S nie występują takie odkształcenia, a pełzanie zostało opisane na podstawie stałej prędkości lepkoplastycznego mnożnika, nazywanego w teorii plastyczności mnożnikiem plastycznym. Model korzysta również z wielu założeń klasycznych koncepcji modeli pełzania, jak na przykład oporności czasowej gruntu (Janbu, 1969). Ze względu jednak na mnogość parametrów mających odzwierciedlić skomplikowaną naturę gruntów o długiej responsywności, gdzie zjawiska reologiczne odgrywają istotną rolę, ich poprawne wyznaczenie stanowi poważne wyzwanie.

2.2.4 Reologiczny aspekt osiadań oraz jego modelowanie

Przy posadowieniach obiektów na gruntach spoistych oraz organicznych istotnym czynnikiem jest przedział czasowy, w którym realizuje się całkowity zakres osiadań gruntu. Osiedzenia całkowite podłoża gruntowego można podzielić na:

- osiedzenia natychmiastowe - związane ze ściśliwością gruntu;

- osiadania konsolidacyjne - będące efektem pozbycia się z gruntu nadwyżki ciśnienia porowego oraz wody z porów gruntu;
- osiadania wtórne (reologicznego) - będącego pochodną zmian w strukturze szkieletu gruntowego.



RYSUNEK 2.14: Typowa krzywa konsolidacji edometrycznej (Józefiak, 2021)

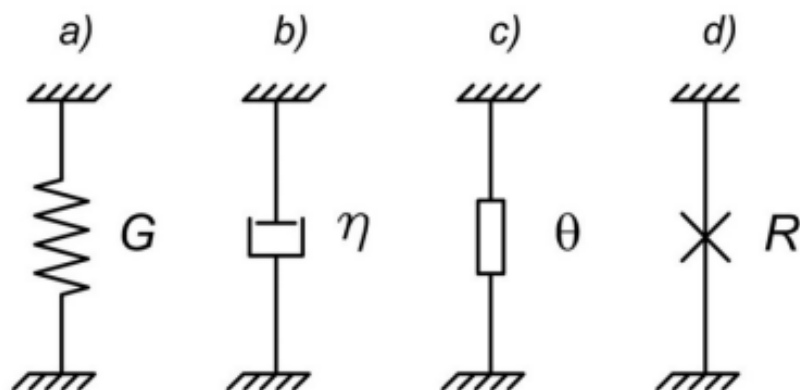
Reologia, jako dziedzina nauki związana z mechaniką, skupia się na analizie odkształceń oraz przemieszczeń określonych ciał w czasie. Aspekt czasu jest podstawowym czynnikiem w opisie zachowania materiałów. Dążeniem do niedoścignionego ideału jest określenie modelu opisującego zachowanie materiału w całym zakresie obciążenia i okresie prowadzenia obserwacji. Opis zachowania materiału, z punktu widzenia teorii plastyczności, uwzględniający między innymi takie własności jak granica plastyczności, wzmocnienie lub osłabienie materiału, zmiany temperaturowe, aż po zniszczenie próbki jest niemożliwy do osiągnięcia, ze względu na zbyt dużą ilość zmiennych, często niezależnych od siebie. Zjawiska te opisuje się więc modelem wyidealizowanym, zakładającym pewne uproszczenia, opartym na modelu podstawowym.

Analizując pracę gruntu pod obciążeniem w czasie, zaobserwowano, że poszczególne fazy osiadań nie następują bezpośrednio po sobie, a przenikają się. Jest jednak możliwe oszacowanie poszczególnych udziałów danej fazy osiadań w osiadaniu całkowitym.

Biorąc pod uwagę grunty niespoiste, ich czas reakcji na obciążenie jest bardzo krótki, co pozwala na połączenie wszystkich faz osiadań w jedną. Jest to między innymi związane z relatywnie dużą wodoprzepuszczalnością tych gruntów, co pozwala na krótki czas konsolidacji. Zgoła odmienny charakter właśnie z uwagi na wodoprzepuszczalność mają grunty organiczne i spoiste. W ramach konsolidacji dochodzi do jeszcze jednego istotnego zjawiska. Pod działającym stałym obciążeniem dochodzi do przegrupowania i odkształcania się cząstek gruntu, co w mechanice gruntów jest nazywane pełzaniem.

Najprostsze modele reologiczne powstają poprzez wyizolowanie jednej cechy zachowania danego materiału. Przykładem najczęściej przywoływanym jest wyizolowanie funkcji sprężystości w ciele Hooke'a. Łącząc modele proste, nazywane analogami, można stworzyć zaawansowane, wieloparametrowe modele uzależniające zachowanie danego materiału od

większej ilości zmiennych. Przywołane ciało sprężyste Hooke'a, to tylko jeden z modeli jednoparametrowych (analogów). Oprócz tego, literatura podaje takie modele, jak ciecz lepka Newtona i ciało idealnie plastyczne de Saint-Venanta. Ponadto, istnieją przypadki szczególne jak ciało sztywne Euklidesa i ciecz idealna Pascala (Olek, 2017); Dziubiński et al., 2014). Każde z ciał (analogów), może być wyrażone za pomocą równań zmiennych stanu, jak i symboli, które przedstawia rys. 2.15.



RYSUNEK 2.15: Symbole w modelach reologicznych ciała stałego i cieczy: a) sprężystość (tzw. sprężyna), b) lepkość (tzw. tłumik), c) plastyczność (tzw. suwak) d) wytrzymałość (Bednarek, 2019)

W pracy Bauera, Strzeleckiego i Szcześniaka (Bauer et. al., 1981), opisano wyniki badań próby oceny modeli reologicznych, pod kątem odzwierciedlenia zachowania próbek gruntu spoistego podczas badania w edometrze. Kisiel (Kisiel et al., 1969), w swojej pracy przedstawił bogatą analizę gruntu traktowanego, jako ciało opisane modelem jednoparametrycznym. Strzelecki (Strzelecki, 2008) definiuje modele reologiczne bazujące na czterech podstawowych cechach fizycznych: sprężystości, lepkości, plastyczności oraz wytrzymałości. Modele analogowe tworzą bazę ciał prostych, skupiających się na opisanu jednej cechy analizowanego materiału. Wykorzystując te właściwości modeli prostych, można budować związki konstytutywne, pomiędzy lokalnymi zmiennymi stanu dla różnych ciał. Ogólne równanie postaci stanu uwzględniające dynamiczne (p) i kinematyczne (e) zmienne stanu przyjmuje postać z równania 2.28 (Hersey, 1932).

$$R(e, p) = 0 \quad (2.28)$$

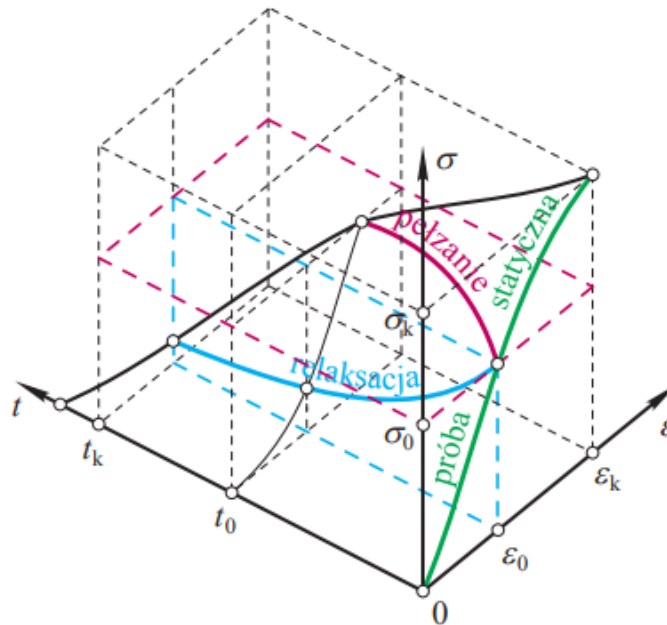
Po uwzględnieniu zmiennych czasu t oraz temperatury T przyjmuje ono postać przedstawioną na równaniu 2.29 (Bednarek, 2019).

$$R(e, p, t, T) = 0 \quad (2.29)$$

Bazując na ogólnym równaniu stanu 2.29 zależność pomiędzy naprężeniem σ , odkształceniem η i czasem t dla ustalonej temperatury jest funkcją o następującej postaci:

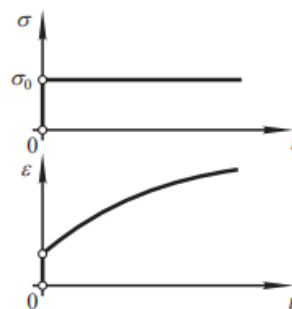
$$f(\sigma, \eta, t) = 0 \quad (2.30)$$

Funkcja 2.30 może być przedstawiona graficznie przyjmując postać przedstawioną na rys. 2.16.



RYSUNEK 2.16: Powierzchnia równania stanu przy stałej temperaturze (Bednarek, 2019)

Doświadczenia reologiczne opisują przekroje prostopadłe do osi naprężenia σ i przekroje prostopadłe do osi odkształcenia η . Reakcja ciała na przyłożone obciążenia jest wyrażona za pomocą funkcji historii odkształcenia $\eta(t)$, dla przyłożonego naprężenia w określonym przedziale czasowym $\sigma(t)$.



RYSUNEK 2.17: Przebieg odkształcenia dla danego stałego naprężenia σ_0 w czasie (Bednarek, 2019)

Równanie 2.30 dla przebiegu odkształcenia z rys 2.17 przyjmuje postać:

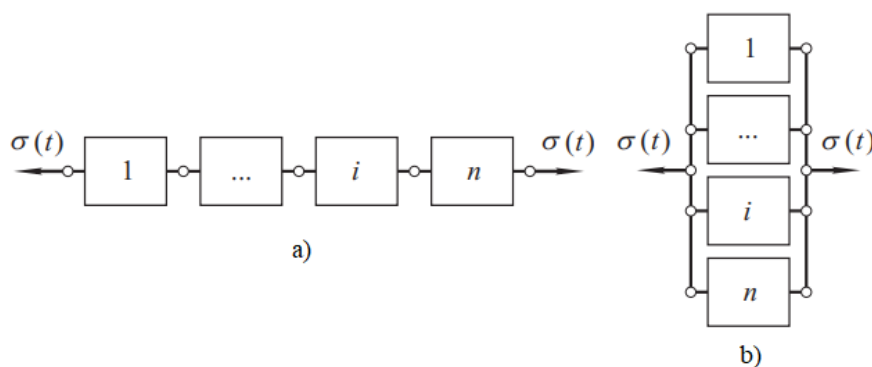
$$f(\sigma_0, \eta, t) = 0 \quad (2.31)$$

Równanie 2.31 można również zapisać jako funkcję pełzania 2.32:

$$\phi(t) = \frac{\eta(t)}{\sigma_0} \quad (2.32)$$

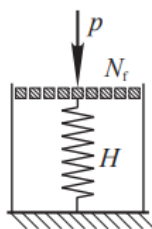
Motywnym przewodnim reologii jest wyrażenie charakterystyki mechanicznej ciała rzeczywistego za pomocą kompozycji współdziałających modeli analogowych - sprężyny, tłoczka i suwaka, których zadaniem jest opisanie poszczególnych aspektów cech reologicznych. Zestawienie oraz wzajemny układ poszczególnych analogów jest wyznaczany doświadczalnie w warunkach pełzania lub relaksacji, wybierając taki, który najcelniej opisuje zachowanie danego materiału.

Aspirując do celniejszego opisu zachowania realnych materiałów pod obciążeniem tworzy się modele wieloparametrowe. Składają się one z połączonych ze sobą modeli prostych, które mogą być ze sobą połączone równolegle oraz szeregowo. Rysunek 2.18 przedstawia schematy połączenia poszczególnych modeli prostych w modele wieloparametrowe.



RYSUNEK 2.18: Połączenia modeli prostych a) szeregowo, b) równolegle (Bednarek, 2019)

Modele jedno- oraz wieloparametrowe opisują zachowanie pod obciążeniem w czasie różnych materiałów badanych w wielu dziedzinach. Należy zwrócić uwagę, że wiele z tych materiałów to ośrodki jednorodne, nierozproszone, co odróżnia je od gruntu mającego budowę trójfazową. Owa budowa gruntu komplikuje opisanie zjawisk jakie zachodzą w gruncie poddanemu obciążeniu w czasie. Pierwszym modelem reologicznym gruntu jest model zaproponowany przez Terzagiego - model konsolidacji gruntu nawodnionego. Rysunek 2.19 przedstawia symboliczną reprezentację modelu Terzagiego. Jest on zbliżony do modelu Kelvina, lecz dodatkowo sprzężone są w nim dwie prędkości - prędkość odkształcenia objętościowego, z prędkością usuwania wody z objętości gruntu. Reprezentacją fizyczną mogłoby być naczynie wypełnione wodą, z umieszczoną w środku sprężyną. Od góry naczynie przykryte jest perforowanym tłokiem, na które docelowo jest przyłożone obciążenie. W chwili przyłożenia nacisku, w wodzie wytwarza się ciśnienie hydrostatyczne, którego nadwyżka jest usuwana przez perforowane dziurki w tłoku. Równocześnie rośnie udział sprężyny w przejmowaniu naprężenia, aż do momentu, w którym całe naprężenie jest przenoszone przez sprężynę. W tej sytuacji woda wraca do stanu swobodnego, nadwyżka ciśnienia zostaje rozproszona, a filtracja zanika (Bednarek, 2019).

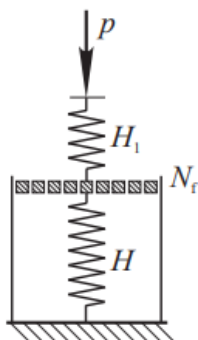


RYSUNEK 2.19: Model reologiczny konsolidacji zaproponowany przez Terzaghiego (Bednarek, 2019)

Zmiana ciśnienia wody w porach w czasie, wraz z głębokością jest wyrażona równaniem różniczkowym 2.33.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_k \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.33)$$

Konsolidacja dzieli się na dwa etapy - konsolidację filtracyjną i strukturalną. Model Terzaghiego znajduje zastosowanie dla opisu pierwszego etapu konsolidacji, związanego ze zmianą ciśnienia wody w porach. W drugim etapie zachodzącym zazwyczaj w późniejszym stadium obciążenia dochodzi do przemieszczenia cząstek i ziarek. By odwzorować ten proces modelem reologicznym, należałoby dodać do modelu Terzaghiego kolejny analog opisujący wzajemne przemieszczenie cząstek i ziaren. Zadania podjął się Biot (Biot, 1956) i przedstawił zmodyfikowany model Terzaghiego opisujący natychmiastową odkształcalność objętościową szkieletu gruntowego. Rysunek 2.20 przedstawia model reologiczny według Biota (Biot, 1956).



RYSUNEK 2.20: Model reologiczny gruntu według Biota (Bednarek, 2019)

Poprzez szeregowe połączenie modeli Kelvina oraz Hooke'a, badacze Gibson i Lo (Gibson i Lo, 1961), wprowadzili pojęcie ściśliwości wtórnej, która uzupełniała model konsolidacji Terzaghiego. Model ten, jest w dalszym ciągu uproszczeniem rzeczywistości, a mimo prostej budowy wymaga do opisu osiadania szeregu parametrów, takich jak współczynnik filtracji, lepkość szkieletu gruntowego, ściśliwość pierwotna i wtórna, czy współczynnik konsolidacji. W późniejszych latach, bardzo dużą uwagę badaczy skupiały w dużej mierze grunty organiczne, głównie ze względu na swoją różnorodną i skomplikowaną budowę. To zaowocowało szeregiem modeli reologicznych opisujących grunty organiczne,

opracowanych przez zagranicznych badaczy, jak i rodzimych. Przykładem może tutaj być empiryczny model reologiczny Meyera stosowany do prognozowania zachowania gruntów organicznych w czasie. Badacze (Gryczmański, 1985; Sawicki, 1994), w swoich pracach przedstawili przegląd modeli konstytutywnych oraz wskazali, że dla gruntów mineralnych modelowanych, jako sprężysto-plastyczne najlepszym opisem matematycznym (w tamtych czasach) był model Cam-Clay.

2.3 Parametryzacja zjawiska pełzania w modelach konstytutywnych gruntów spoistych

Konsolidacją gruntów nazywamy kompresję gruntu w wyniku przyłożenia obciążenia, trwającą aż do całkowitego rozproszenia nadciśnienia wody w porach gruntu. Jak podaje literatura (Mesri i Castro, 1987), w sytuacji pomijalnie małego nadciśnienia wody w porach gruntowych, odkształcenia nadal nie ustają, a jej rozpraszanie jest kontynuowane. Proces konsolidacji, zwyczajowo opisywany jest funkcjami odkształcenia ε lub wskaźnika porowatości e_0 od czasu t . Powszechnie używanym parametrem charakteryzującym pełzanie jest współczynnik ściśliwości wtórnej α_s i wskaźnik ściśliwości wtórnej C_α . Współczynniki te są wyrażone za pomocą formuł 2.34 oraz 2.35.

$$\alpha_s = \frac{\Delta \varepsilon_p}{\Delta \log t} \quad (2.34)$$

$$C_\alpha = \frac{\Delta e_p}{\Delta \log t} \quad (2.35)$$

Współczynnik ściśliwości wtórnej służy również do oszacowania liczby opornościowej r_s , wyrażonej wzorem 2.36.

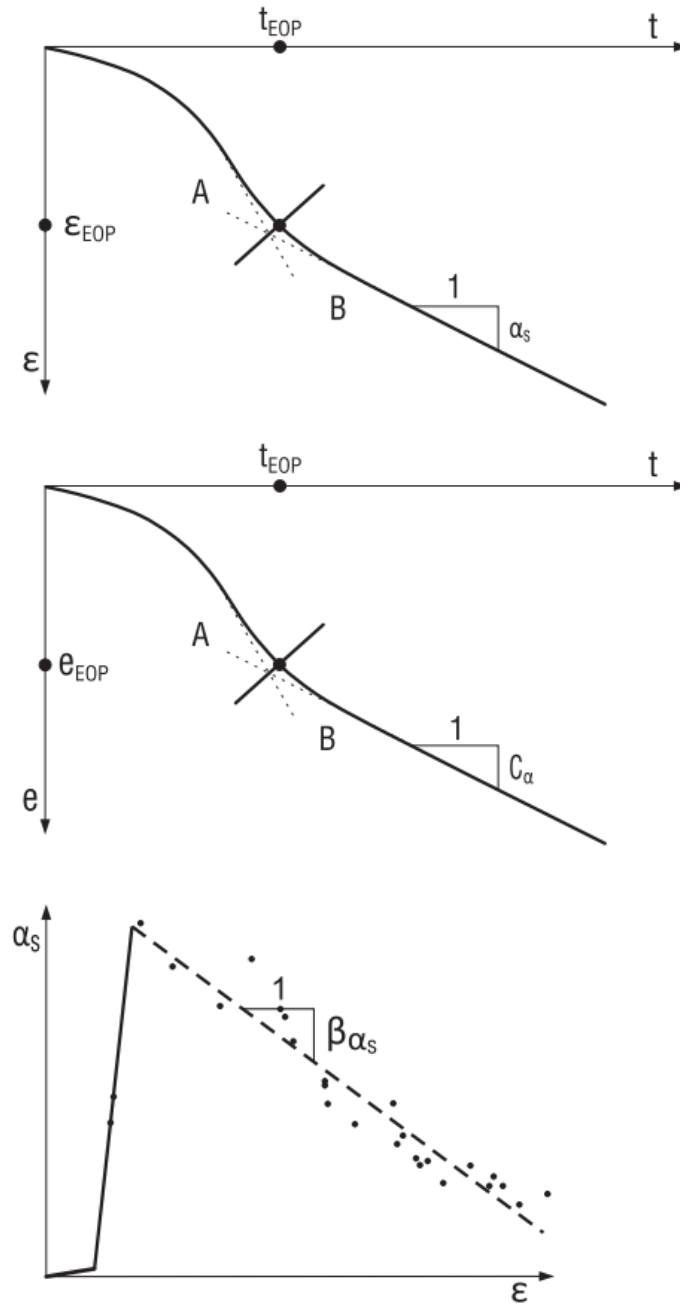
$$r_s = \frac{2,3}{\alpha_s} \quad (2.36)$$

Larsson w swojej pracy (Larsson, 1986), wykazał na podstawie eksperymentu, że wartości ściśliwości wtórnej α_s są zmienne wraz ze zmianą obciążenia. Na tej podstawie został wprowadzony parametr β_{α_s} , opisujący zmianę współczynnika α_s wraz ze wzrostem odkształcenia gruntu. W modelowaniu konstytutywnym na podstawie współczynnika α_s , wyznaczany jest również zmodyfikowany wskaźnik pełzania μ^* , który możliwy jest do oszacowania na podstawie formuły 2.37.

$$\mu^* = \frac{\alpha_s}{2,3} \quad (2.37)$$

Interpretacje graficzne parametrów pełzania - α_s , C_α oraz β_{α_s} przedstawione zostały na rys 2.21.

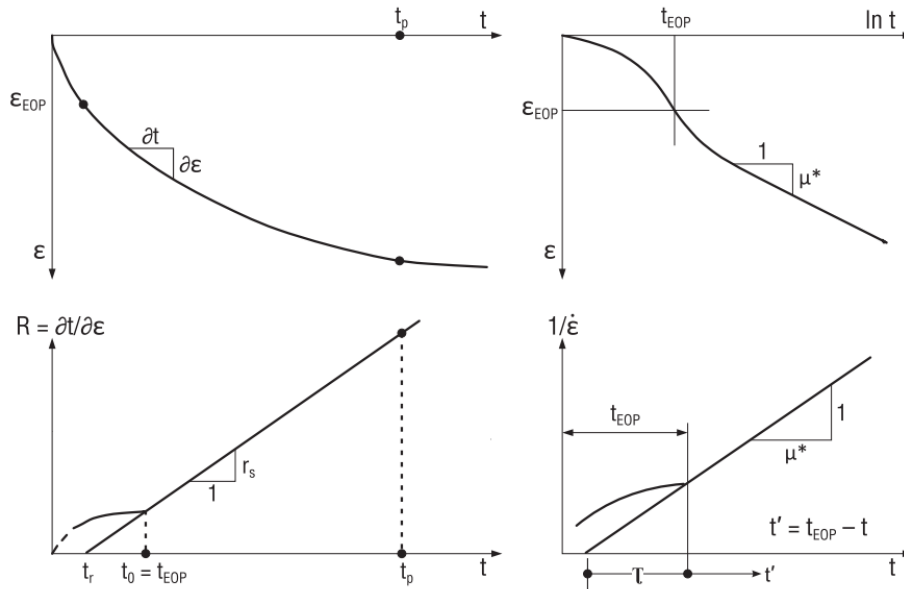
W 1969 roku Janbu przedstawił koncepcję oporności czasowej pełzania (Janbu, 1969), opracowaną na podstawie interpretacji badań pełzania w edometrze. Oporność danego ośrodka lub jego komponentu, może być wyrażona za pomocą przyrostowej wartości odpowiedzi do przyrostowej wartości działania wywołującego tą odpowiedź. W koncepcji



RYSUNEK 2.21: parametry pełzania na podstawie przykładowych danych edometrycznych - krzywa A dotyczy procesu konsolidacyjnego, krzywa B opisuje czyste pełzanie ($\sigma' = 0$) (Olek, 2017)

czasowej oporności pełzania, czas t jest traktowany jako działanie, natomiast odkształcenie powstałe w wyniku pełzania ϵ za reakcję. Formułując to we wzorze 2.38, definiowana jest oporność gruntu R .

$$R = \frac{dt}{d\epsilon} = 1/\dot{\epsilon} \quad (2.38)$$



RYSUNEK 2.22: Pionowe odkształcenie w funkcji czasu na podstawie koncepcji oporności gruntu Janbu (Olek, 2017)

gdzie:

$\dot{\varepsilon}$ - prędkość odkształcenia pełzania.

W sposób graficzny oporność gruntu R można przedstawić za pomocą stycznej do krzywej czas-odkształcenie w analizowanym punkcie. Na podstawie konwencjonalnych badań laboratoryjnych można wykazać, że czasowa oporność pełzania R wzrasta liniowo po osiągnięciu określonego czasu t_0 , którą można wyrazić za pomocą wzoru 2.39.

$$R = r_s(t - t_r) \quad \text{dla } t \geq t_0 \quad (2.39)$$

Liczba opornościowa r_s , związana z nachyleniem prostoliniowego odcinka rozpatrywanej krzywej $R - t$, uzyskanego w wyniku odkształcenia jednoosiowego, można wyznaczyć na podstawie równań różniczkowych z formuły 2.40.

$$r_s = \frac{d\left(\frac{\delta t}{\delta \varepsilon}\right)}{dt} = \frac{dR}{dt} = \frac{\left(\frac{\delta t}{\delta \varepsilon}(t) - R_{ref}\right)}{t - t_r} \quad (2.40)$$

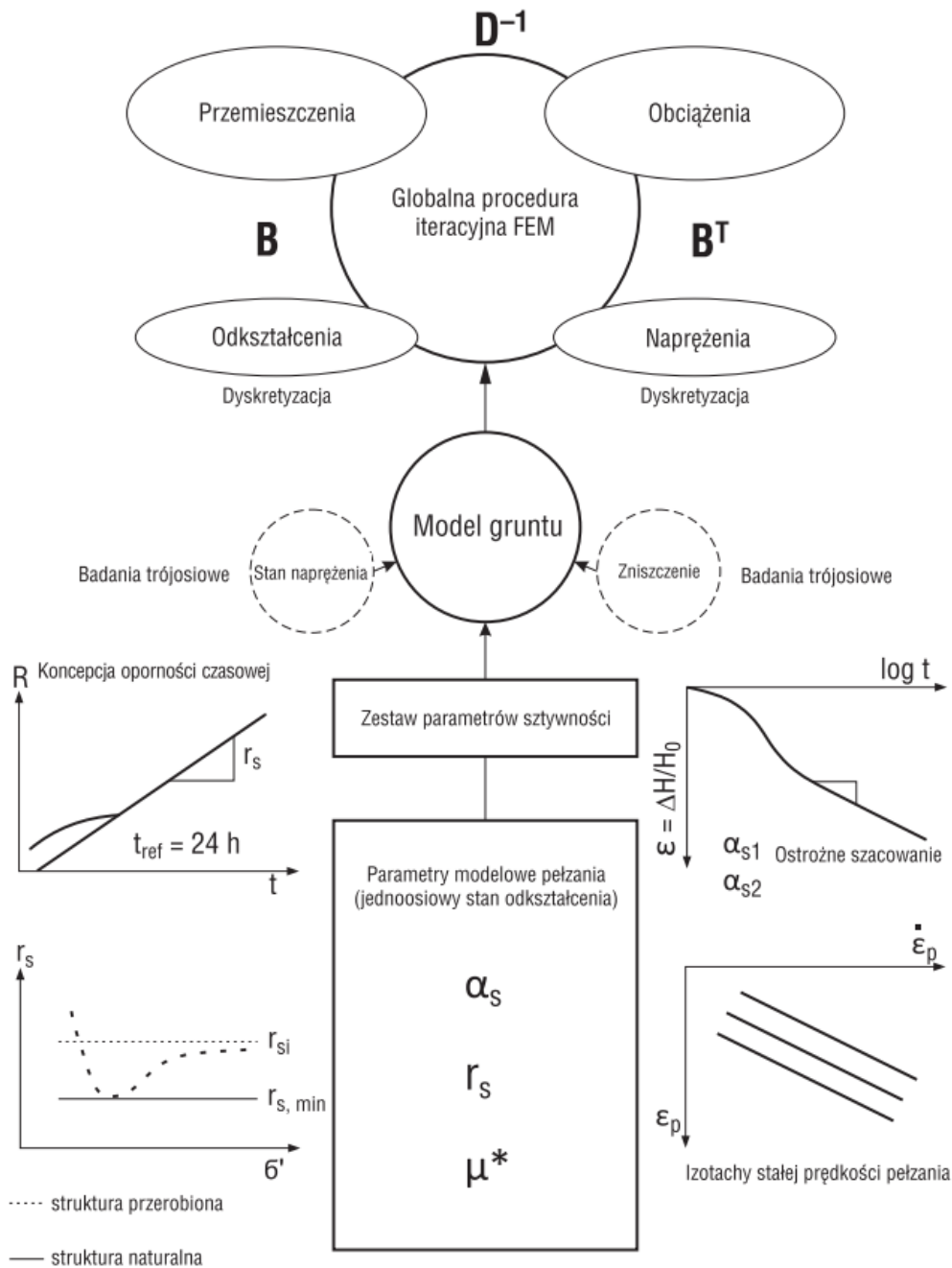
Prędkość odkształcenia pełzania $\dot{\varepsilon}_p$ w czasie t według 2.38 jest odwrotnością oporności czasowej R według wzoru 2.41.

$$\dot{\varepsilon}_p = \frac{\delta \varepsilon_p}{\delta t} = \frac{1}{R} = \frac{1}{r_s(t - t_r)} \quad (2.41)$$

Po scałkowaniu formuły 2.41 w granicach od t_0 do t odkształcenie pełzania może być wyrażone wzorem 2.42.

$$\Delta \varepsilon_p = \frac{1}{r_s} \int_{t_0}^t \frac{dt}{(t - t_r)} = \frac{1}{r_s} \ln \frac{t - t_r}{t_0 - t_r} \quad (2.42)$$

Schemat algorytmu modelowania konstytutywnego parametrów pełzania został przedstawiony na 2.23.

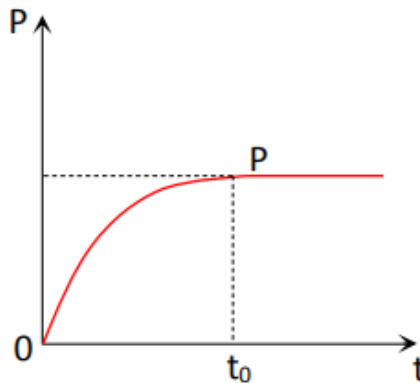


RYSUNEK 2.23: Konceptyjny algorytm wyznaczania parametrów modelowych pełzania przedstawiony przez Olka w pracy (Olek, 2017)

2.4 Charakter obciążenia konstrukcji we współpracy z podłożem gruntowym

W zagadnieniach dotyczących modelowania geotechnicznego bardzo istotną rolę odgrywa rodzaj obciążenia przekazywanego na konstrukcję, która ma kontakt z podłożem gruntowym. Rysunek 2.27 przedstawia zagadnienia, które należy określić przed przystąpieniem do procesu projektowego. Warto zauważyć, że po określeniu typu analizowanego

objektu, następnym zagadnieniem jest charakter obciążenia. Jest on podzielony na obciążenia monotoniczne i cykliczne.



RYSUNEK 2.24: Schemat obciążenia monotonicznego (158)

Znaczna część obiektów kubaturowych jest obciążona statycznie w sposób monotoniczny. Sytuację takiego obciążenia przedstawia rysunek 2.24. Po osiągnięciu czasu t_0 wartość naprężenia lub jak w przypadku tegoż wykresu siły P osiąga wartość względnie niezmienną w czasie. Owa sytuacja ma miejsce po wybudowaniu obiektu i obciążeniu jego powierzchni obciążeniami zmiennymi. Od tego czasu, by doszło w obiekcie kubaturowym do drastycznych zmian obciążenia mających wymierny wpływ na zmianę osiadań, musiało by przykładowo dojść do zmiany charakteru użytkowania takiego obiektu. Obciążenia monotoniczne są proste do odwzorowania w programach do analiz konstrukcyjnych oraz geotechnicznych, gdyż po jednokrotnym dodaniu takiej siły lub naprężenia w programie i wykonaniu obliczeń otrzymuje się wynik, który powinien być niezmienny w czasie. Drugim charakterem obciążenia z rys. 2.27, jest obciążenie cykliczne, które wbrew pozorom występuje powszechnie. Obciążenia te, mogą być generowane poprzez trzęsienia ziemi, drgania maszyn, ruch pojazdów, falowanie powierzchniowe czy prądy morskie.

Zgodnie z definicją obciążeniem cyklicznym nazywa się zjawisko, w którym dany ośrodek lub ciało jest poddawane naprzemiennie cyklom obciążania i odciążania, co w przypadku gruntów ma kolosalne znaczenie, czego dowodzą liczne badania (Sawicki i Świdziński, 2008; Głuchowski, 2018). Ogólnie rzecz biorąc, obciążając dane ciało dochodzi do deformacji trwałych (plastycznych), zaś przy odciążaniu, czyli stopniowym zdejmowaniu obciążeń, ciało powraca do pierwotnego stanu w niepełnym wymiarze, realizując część odkształceń odwracalnych (sprężystych). Co za tym idzie, relacja opisująca zachowanie materiału podczas obciążania oraz odciążania musi być odmienna (Sawicki i Świdziński, 2008).

Jastrzębska w swojej pracy habilitacyjnej (Jastrzębska, 2010) stwierdza zaskakującym fakt, że mimo zaawansowania postępu w odkrywaniu zagadnień dotyczących problematyki małych odkształceń, nie przekłada się na przypadek obciążeń cyklicznych. Jak podaje, nawet w pracy Jardine'a (Jardine, 1992), próba opisu zjawisk w zakresie małych odkształceń nie wyszła poza jeden cykl obciążenie-odkształcenie. Autorka stawia tezę, że brak uwzględnienia w teorii małych odkształceń, pozbawia ją kompletności i ogólności, podając cztery argumenty na jej słuszność.

Sam problem obciążeń cyklicznych i odpowiedzi na nie przez grunt opisywany jest w literaturze od blisko półtora wieku, a pierwsze wzmianki pochodzą z roku 1848 (Thimo-shenko, 1953). Początek badań nad zachowaniem gruntu poddanemu cyklicznym obciążeniom datuje się na lata 60-te XX wieku (Seed i Lee, 1966). Sama cykliczność obciążenia podłoża gruntowego jest w przyrodzie oraz budownictwie częstym zjawiskiem, czego przykładami są obiekty budownictwa komunikacyjnego, wiatraki, obiekty budownictwa hydrotechnicznego, silosy i wiele innych.

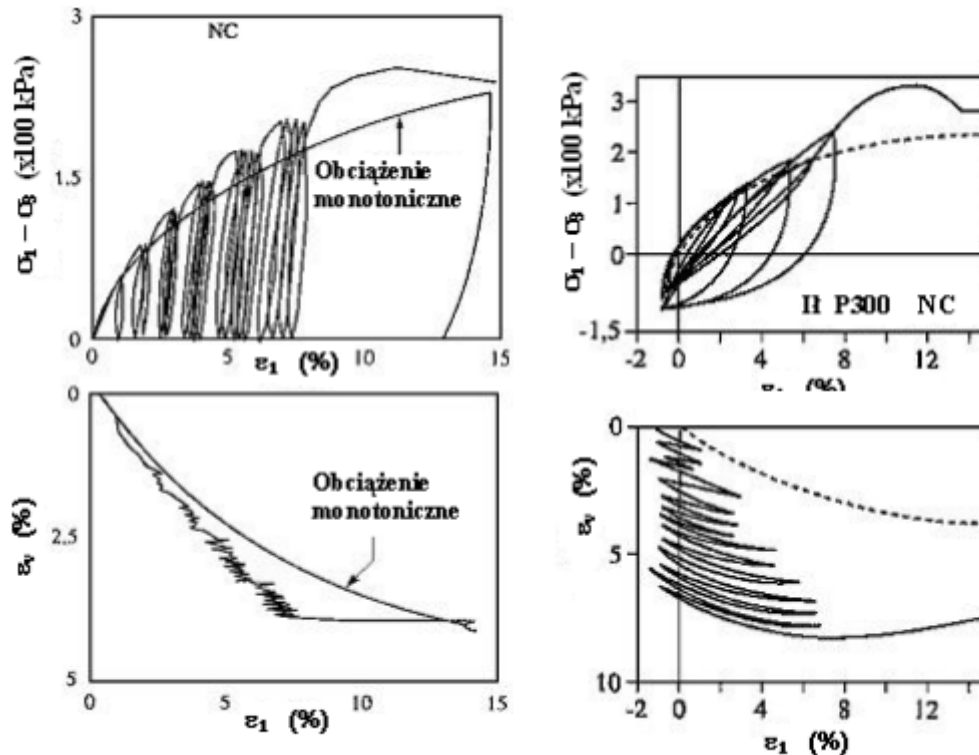
Proces badawczy, dotyczący obciążeń cyklicznych, skupia się na zmianach ścieżki obciążenia o kąt 180° , usytuowanych w układzie naprężenie–odkształcenie. Laboratoryjne odwzorowanie problemu nie należy do zadań prostych i wymaga nierzadko dostępu do zaawansowanej aparatury, takiej jak aparaty trójosiowego ściskania, kolumny rezonansowe oraz cylindryczne aparaty skrętne.

Literatura bardzo bogato opisuje zachowanie gruntów niespoistych pod wpływem obciążeń cyklicznych, natomiast w przypadku gruntów spoistych okres pierwszych badań przypada na lata 70-te XX wieku, kiedy to współpraca firmy Shell oraz Norweskiego Instytutu Geotechnicznego dotycząca badań podłoża ilastego dna Morza Północnego zaowocowała raportem, który stał się bazą do dalszych badań na gruntach spoistych. Z biegiem lat i rozwojem technologii problem znalazł ujęcie w analizach numerycznych, czego przykładem są liczne publikacje (Andersen, 1976, 1988; Sawicki, 1991).

Warto dodać, że na przestrzeni lat prace dotyczące obciążeń cyklicznych skupiały się na wysokiej i zmiennej amplitudzie (Takahashi et al., 1980), lub na reakcji podłoża w warunkach uniemożliwionego odpływu wody (Holubec i Finn, 1969). Prace nad obciążeniami cyklicznymi zaowocowały rozróżnieniem tegoż obciążenia na dwa przypadki - obciążenia cyklicznego pulsacyjnego oraz oscylującego. Obciążenie pulsacyjne charakteryzuje zbliżony kształt cyklu, podążający zgodnie z osią ε_1 , a odkształcenia plastyczne występują w pierwszym cyklu i wraz z kolejnymi ulegają zanikowi. Obciążenie cykliczne oscylujące charakteryzują cykle obciążenia po obu stronach naprężenia monotonicznego, których efektem przy braku możliwości odprowadzenia wody z gruntu jest stopniowa degradacja maksymalnego i siecznego modułu ścinania.

Reakcja gruntu na oba te odmienne charaktery obciążenia jest różna, co przedstawione jest na rys. 2.25.

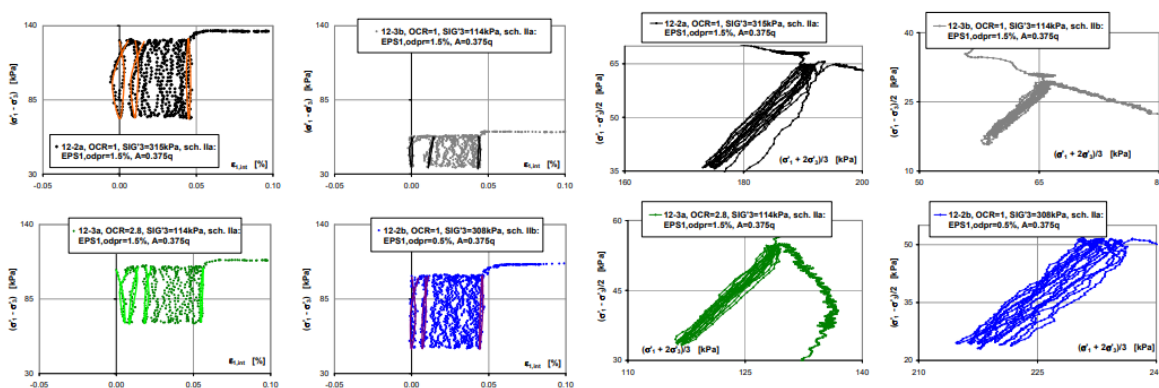
W reakcji gruntów spoistych na obciążenia cykliczne istotne badania poczyniono na łąkach Drammen, pod kierunkiem Andersena (Andersen et al., 1980). Badania na łąkach o różnych wartościach OCR w aparatach trójosiowych oraz bezpośredniego ścinania wykazały zróżnicowany poziom amplitudy, po którym następuje stabilizacja odkształceń w nawiązaniu do stopnia prekonsolidacji OCR. Co więcej, zarówno dla obciążeń pulsacyjnych, jak i oscylujących wpływ OCR jest zbliżony. Jest to spowodowane faktem, iż na zniszczenie gruntu wpływa wytworzone ciśnienie wody w jego porach. Zagadnienia związane z prekonsolidacją gruntu oraz ciśnieniem porowym, w relacji do obciążeń cyklicznych, zostały opisane przez Matasovic'a i Vucetic'a (Matasovic i Vucetic, 1995). Wykazali oni, że grunty prekonsolidowane są bardziej odporne na obciążenia cykliczne oscylujące w warunkach bez odpływu wody, niż grunty normalnie skonsolidowane.



RYSUNEK 2.25: Wyniki badań gruntu spoistego poddanego obciążeniom cyklicznym pulsacyjnym (po lewej) oraz oscylującym (po prawej) (Jastrzębska, 2010)

Istotne znaczenie ma również amplituda obciążenia oraz jego częstotliwość. Niemal każda praca stanowiąca o obciążeniach cyklicznych bazuje na badaniach wielu, często tysięcy i więcej cykli. Dodatkowo, badane cykle obciążenia są zazwyczaj wykonywane przy częstotliwości minimalnej 0,1 Hz. Jastrzębska w swojej pracy (Jastrzębska, 2010) podjęła temat reakcji gruntu spoistego na obciążenia w zakresie małych odkształceń, skupiając się na badaniach iłów. Wykazała, że przy relatywnie znaczących wartościach amplitudy dewiatora naprężenia równego 75 % wartości w momencie rozpoczęcia odprężenia, cykle ścinania są zorientowane w kierunku pionowym. W przypadku amplitud sięgających połowie tej wartości - 37,5 % początkowej wartości dewiatora naprężenia efekt jest zgoła inny i cykle są wyraźnie przechylone. Pętle ścieżek naprężeń dla różnych wartości amplitud są przedstawione na rysunku 2.26.

Mimo, iż w zależności od stopnia prekonsolidacji, częstotliwości i amplitud dewiatorów naprężenia reakcje badanego gruntu będą różne, to nie ulega wątpliwości, że wspólnym mianownikiem każdego wielokrotnego cyklu ścinania jest degradacja siecznego modułu ścinania G_s oraz wzrost ciśnienia wody w porach Δu . Biorąc pod uwagę przyczyny utraty wytrzymałości gruntu na ścinanie, to zarówno degradacja modułu ścinania jak i wzrost ciśnienia wody w porach są jednymi z najistotniejszych. Przy niewielkiej liczbie cykli (maksymalnie 11 u Autorki) wzrost ciśnienia w porach badanego przez Autorkę ładu z Tułowic był na tyle znikomy, że nie prowadził do osłabienia materiału.



RYSUNEK 2.26: Ścieżki naprężenia efektywnego dla różnych amplitud dewiatora naprężenia (Jastrzębska, 2010)

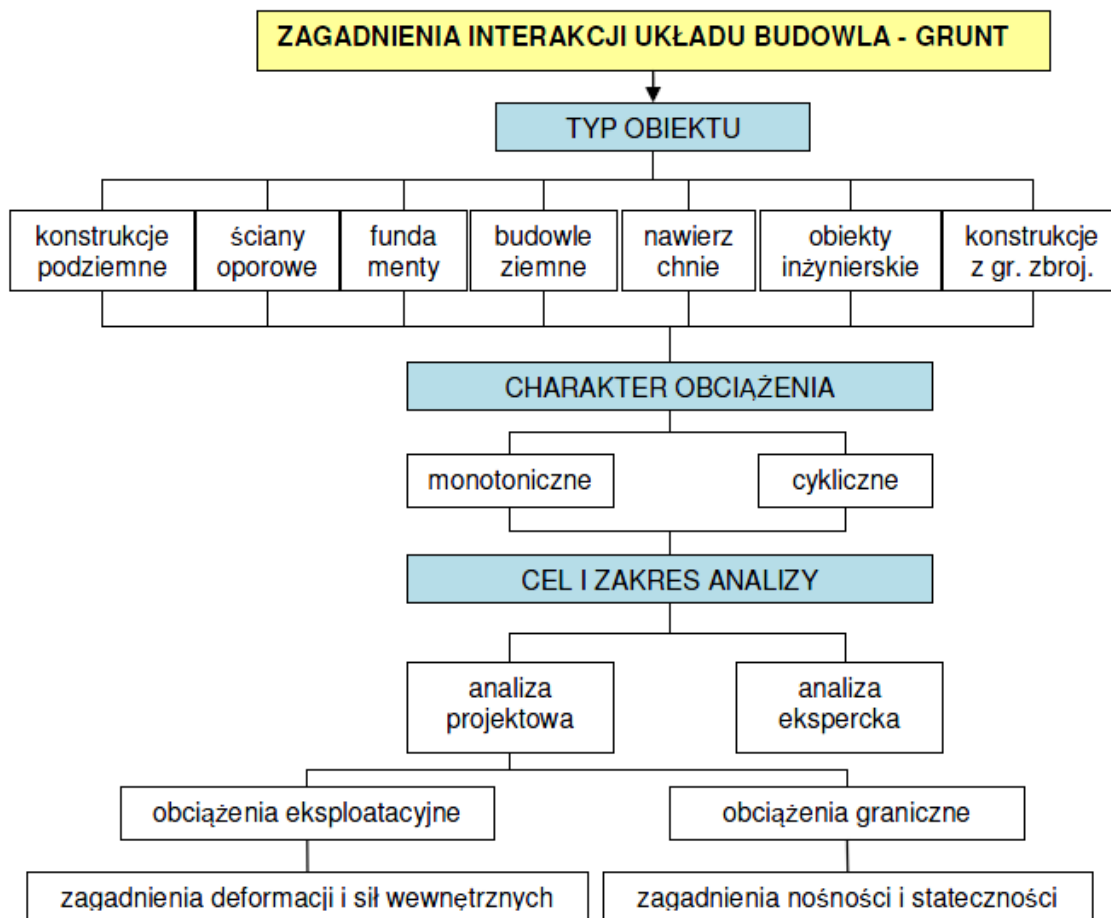
Sam charakter odkształceń gruntu spoistego również jest zmienny, zależny od ilości cykli obciążenia. Na podstawie badań własnych Głuchowski przedstawił (Głuchowski, 2018), że przy pierwszym cyklu odkształcenia plastyczne stanowiły 62,5 % wszystkich odkształceń, przy 10 cyklu już tylko 25 %, a powyżej setnego odkształcenia plastyczne stanowiły mniej niż 1 % wszystkich odkształceń.

W swojej pracy wykazał, że reakcja gruntu spoistego na obciążenia cykliczne jest procesem składającym się z dwóch etapów. W pierwszym etapie, wartość odkształceń plastycznych zmniejsza się wraz z każdym kolejnym cyklem i jest on nazywany plastycznym dostosowaniem. Drugi etap polega na tym, że grunt reaguje na każdy kolejny cykl w sposób sprężysty, co powoduje, że z kolejnymi cyklami dochodzi do coraz większej degradacji sztywności gruntu. Finalnie w swoich badaniach wskazał, że granica plastycznego dostosowania z uwzględnieniem kilkuprocentowego odkształcenia plastycznego jest osiągana po kilkunastu cyklach.

2.5 Metoda Elementów Skończonych w geotechnice

Za pomocą Metody Elementów Skończonych możliwe jest skuteczne odzwierciedlenie zjawisk zachodzących w gruncie pod obciążeniem. Należy pamiętać, że każdy model jest pewnym uproszczeniem rzeczywistości oraz że każdy nowy problem projektowy będzie niepodobny do poprzedniego. Klasyfikacją problematyki w modelowaniu geotechnicznym zajął się w swoich pracach m.in. Gryczmański (Gryczmański, 1985; Kowalska, 2009), próbując stworzyć ogólną klasyfikację problemów projektowych w geotechnice. Rysunek 2.27, obrazuje przedstawiony podział, opisany w jego pracach.

Głównym i pierwszym czynnikiem jaki charakteryzuje cały kierunek procesu projektowego, jest określenie z jakim typem obiektu projektant ma do czynienia, a co za tym idzie jakie zagadnienia z mechaniki gruntów (i nie tylko) wiążą się z tym zagadnieniem. Równie ważnym pytaniem na które projektant musi sobie odpowiedzieć przed samym przystąpieniem do procesu projektowego jest co tak naprawdę chce osiągnąć, jakie dane otrzymać dzięki analizie, którą przeprowadzi. Po odpowiedzeniu sobie na podstawowe pytania co i w jakim celu dana osoba chce zaprojektować możliwe jest wybranie odpowiedniego modelu



RYSUNEK 2.27: Klasyfikacja zagadnień interakcji układu budowla–grunt wg Gryczmańskiego (Kowalska, 2009)

konstytutywnego do opisu gruntu, który najlepiej spełni swoją funkcję. W sytuacji bardzo odkształcalnych gruntów, gdzie stan naprężenia daleki jest od osiągnięcia stanu granicznego lub w sytuacji, gdy obiekt obciążany jest w sposób cykliczny, proste modele mogą być niewystarczające i konieczne może być użycie bardziej zaawansowanych modeli konstytutywnych.

Duncan (Duncan, 1994), opisuje w swojej pracy bogate zestawienie wielu budowli, które zostały zaaplikowane do programów, na których wykonano analizy numeryczne, z użyciem zaawansowanych modeli konstytutywnych, wykonanych przez różnych projektantów. Poddane analizie zostały przeróżne przypadki, związane z każdym aspektem geotechniki – nasypy, zakotwienia, konstrukcje oporowe, ściany szczelinowe, głębokie wykopy, skarpy, tunele itd. Autor zaobserwował, że modelami najczęściej stosowanymi, dającymi rezultaty relatywnie zbliżone do rzeczywistości w wielu analizowanych aspektach (ciśnienie porowe, przemieszczenia, naprężenia), są modele stanu krytycznego.

Samo zamodelowanie całego ośrodka gruntowego oraz współpracującego z nim obiektu, a także nadanie im parametrów, odbywa się w programach służących do przeprowadzania

analiz numerycznych. Nie jest możliwe analityczne rozwiązanie złożonych problemów geotechnicznych, ani w ogóle projektowych, związanych z tak znaczną ilością zmiennych. Standardem w procedurze jest użycie programów korzystających z metody elementów skończonych (MES), lub rzadziej: metody elementów brzegowych (MEB). W praktyce do użytku akademickiego oraz komercyjnego jest dostępnych na rynku wiele programów takich jak: ABAQUS, DIANA, PLAXIS, ZSOIL, MIDAS GTS NX.

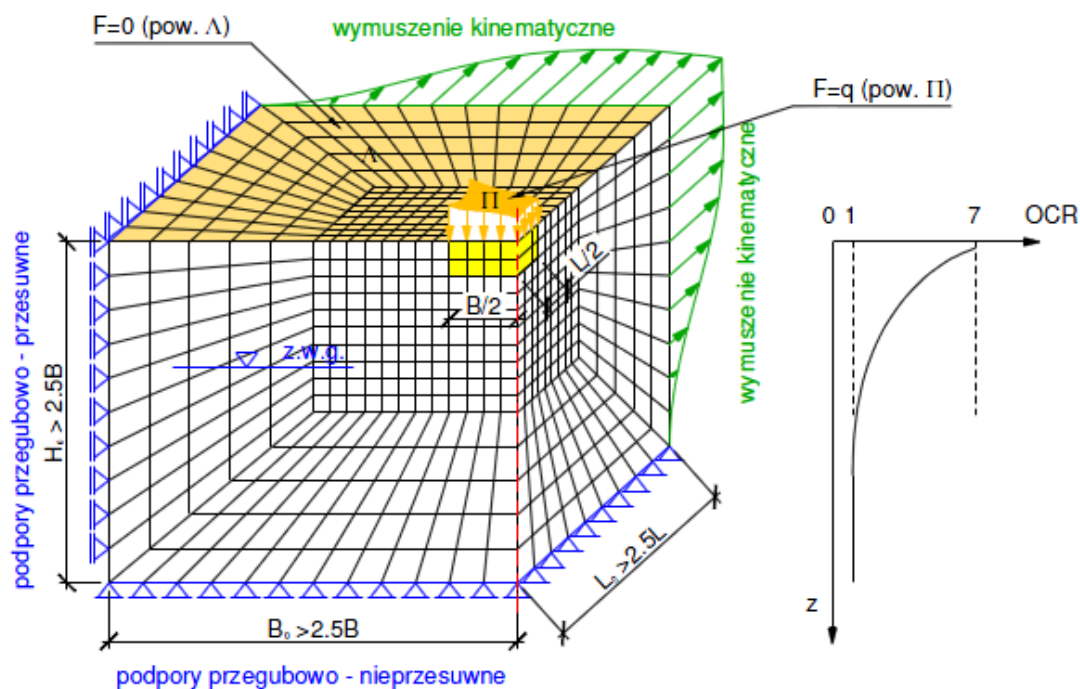
Rozpoczęcie modelowania podłoża związane jest z określeniem całego szeregu danych wyjściowych. Niezbędne jest określenie modeli konstytutywnych gruntu, wraz z wyznaczeniem parametrów, dobranie modelu konstytutywnego elementów konstrukcyjnych, określenie warunków początkowych i brzegowych, geometrii poszczególnych elementów czy wprowadzenie danych do dyskredytacji analizowanego obszaru. Programy inżynierskie dostępne na rynku, wykorzystujące metodę elementów skończonych, mają bardzo często wbudowany moduł pozwalający w sposób zautomatyzowany zaaplikowanie warunków brzegowych, czy pozwalający na dyskredytację modelu. Oprócz tego, programy te są wyposażone w opcję opisanie kontaktu na styku materiałów, mających różne od siebie właściwości (*interface*). Najczęściej, różnica ta dotyczy sztywności oraz charakterystyki tarcia na styku poszczególnych elementów.

Moduł *interface*, pozwala na uproszczenie trudnych pod kątem numerycznym i teoretycznym zagadnień, związanych z modelowaniem styku takich elementów. Oczywiście, modelowanie kontaktu ma również swoje oparcie teoretyczne w postaci modeli poślizgowych. Do najczęściej używanych w omawianych programach należą model powierzchni poślizgowych Goodmana (Goodman et al., 1968) oraz model cienkiej warstwy Desai (Desai et al., 1984).

Sam kształt modelu, wraz z jego reprezentacją podłoża gruntowego, jest zależny w dużej mierze od typu konstrukcji, a także sposobu i wielkości obciążenia, które zostanie przekazane do gruntu. Należy również pamiętać o powierzchniach charakteryzujących się dużą zmianą sztywności, które występują w podłożu. Przykładowo, jeżeli na pewnej głębokości znajduje się skała, grunt spoisty w stanie zwartym, gruboziarnisty w stanie bardzo zagęszczonym to strop tej warstwy może stanowić brzeg modelu. W większości przypadków, w przypadku braku istnienia takich powierzchni, wysokość modelu h_0 powinna być co najmniej 2,5 razy większa od szerokości analizowanego obiektu oraz szerokość modelu – 5 razy większa od szerokości obiektu. Rys. 2.28 obrazuje geometryczne założenia modelu gruntowego z opisem warunków brzegowych. Należy jednak pamiętać, że wraz z rozbudową gabarytów modelu, błyskawicznie rośnie ilość elementów skończonych, co po pierwsze znacznie wydłuża czas przeprowadzenia analizy, po drugie dla większości komputerów po przekroczeniu pewnej ilości elementów skończonych przeprowadzenie takiej analizy jest niemożliwe.

Fedorowicz w swojej pracy wykazała (Fedorowicz, 2006), że geometrię modelu powinno dostosowywać się nie tylko do charakteru i wielkości obciążeń, ale także do modelu konstytutywnego przyjmowanego do opisu zachowania gruntu. Przykładowo w modelach stanu

krytycznego, gdzie moduł sztywności rośnie wraz z głębokością, minimalna wysokość modelu MES jest możliwa do określenia. Ta minimalna wartość powinna być stosowana, ponieważ dalsze zwiększanie wysokości nie wpłynie w żaden sposób na poprawność wyników otrzymanych w wyniku analizy. Z drugiej strony, teoria stojąca za modelami sprężystymi mówi o ciągłym wzroście przemieszczenia, wraz ze wzrostem wysokości modelu MES, co oznacza, że określenie realnych osiadań obiektu nie jest możliwe do uzyskania.



RYSUNEK 2.28: Przykład modelu numerycznego fundamentu stopowego z zaznaczeniem warunków początkowo-brzegowych (Kowalska, 2010)

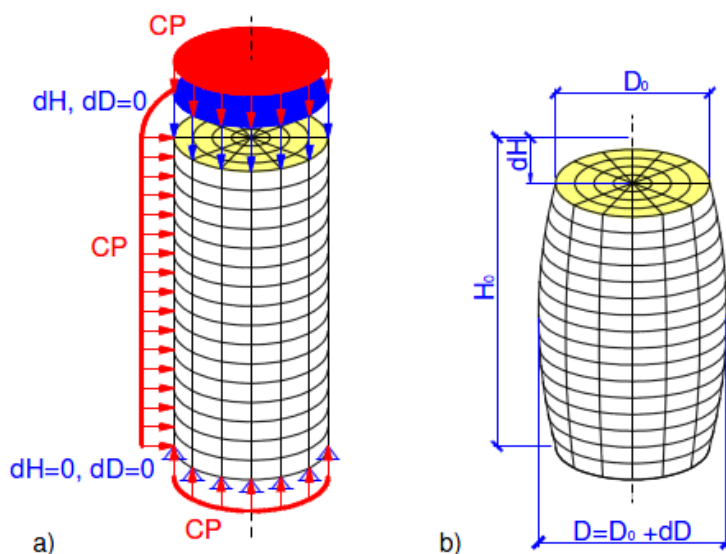
Po określeniu wymiarów modelu, który będzie zgodny z rozmiarem obiektu, jego obciążeniem, modelem konstytutywnym, kolejnym krokiem jest zaaplikowanie do programu warunków brzegowych oraz początkowych. W dużej mierze chodzi o przedstawienie sposobu podparcia, odwzorowanie wartości stanu naprężenia panującego w gruncie, opisanie gruntów stosownymi parametrami. Wszystko to, musi być zgodnie z układem warstw, rodzajami gruntów i ich stanem, a także z uwzględnieniem warunków hydrologicznych.

Warunki brzegowe w modelowaniu numerycznym, określane są dla węzłów znajdujących się na skraju modelu oraz zaaplikowaniu do nich podpór nieprzesuwnych lub przesuwnych, albo danych niezerowych lub zerowych powierzchniowych sił węzłowych. Jeżeli pod uwagę weźmiemy typowe analizy geotechniczne, określające sposób współpracy obiektu z gruntem lub charakter pracy budowli ziemnej, w węzłach dolnej powierzchni modelu numerycznego wprowadza się podpory przegubowo-nieprzesuwne, a na powierzchniach pionowych podpory przegubowo-przesuwne, dając przy tym możliwość wertykalnej pracy całego układu. Modelowanie warunków brzegowych tego typu, związane jest z wyzerowaniem odpowiednich składowych przemieszczenia w węzłach na skraju modelu, jak przedstawiono na rys. 2.28.

W sytuacji, gdy na obiekt, część podłoża gruntowego lub jakiegokolwiek inny element należący do modelu nałożone są wymuszenia kinematyczne, można je zaaplikować do modelu w postaci niezerowych wartości pola przemieszczeń. Są to analizy wykonywane w ramach modelowania zjawisk sejsmicznych, lub deformacji górniczych. Na rys. 2.28, sytuacja ta została przedstawiona w postaci dodatkowych sił związanych z obciążeniem nierównomiernie rozłożonym (q), a w reszcie węzłów na pozostałej powierzchni Λ , jako zerowe wartości sił.

Modelowanie numeryczne nie ogranicza się jedynie do dużych modeli, gdzie w modelu reprezentowana jest konstrukcja ze współpracującym podłożem, ale możliwe jest również wykonanie analiz na celowo izolowanych fragmentach podłoża, przykładowo jako reprezentacja badania trójosiowego ściskania. Odpowiednie dobranie warunków brzegowych, pozwoli na reprezentację praktycznie dowolnego badania laboratoryjnego, czego przykład można zaobserwować na rys. 2.29.

Badanie to wykonywane jest na cylindrycznym modelu, gdzie w węzłach górnej i dolnej powierzchni określa się pole przemieszczeń o zwrocie zgodnym z ruchem tłoka aparatu, a na powierzchni przeciwnej wprowadzane są podpory przegubowo-nieprzesuwne. Ponadto, ośrodek gruntowy jest we wszystkich węzłach poddany naprężeniom powierzchniowym, odzwierciedlającym ciśnienie wody w komorze aparatu.



RYSUNEK 2.29: Przykład modelu numerycznego cylindrycznej próbki w badaniu trójosiowego ściskania z nasadkami tarciovymi; a) warunki brzegowe, b) odkształcenie elementów po przyłożeniu obciążenia (Kowalska, 2010)

W zależności od ilości elementów skończonych, budujących model numeryczny oraz jego stopnia skomplikowania, program musi obliczyć w sposób iteracyjny określony szereg równań, przed tym jak przedstawi użytkownikowi rezultaty analizy. Nie jest konieczne budowanie skomplikowanego, trójwymiarowego modelu w każdej sytuacji, gdyż jest on tylko pewnym uproszczeniem rzeczywistości. Od projektanta zależy tylko określenie jaki stopień uproszczenia pozwoli uzyskać sensowne wyniki. W zależności od typu analizowanego obiektu, model można uprościć zmniejszając do pewnego stopnia liczbę równań,

które program przy analizie będzie musiał przeliczyć, nie zmniejszając przy tym dokładności obliczeń.

W przypadku zagadnień z obiektami liniowymi, których obliczenia wytrzymałościowe sprowadzają się do analizy wycinka danej konstrukcji o grubości jednego metra, możliwe jest sprowadzenie całego modelu do zagadnienia dwuwymiarowego. Przykładami takich zagadnień mogą być skarpy oraz zbocza, nasypy kolejowe i drogowe, ściany oporowe, ścianki szczelne, ściany szczelinowe oraz ławy fundamentowe.

Odrębnym typem obiektów, których reprezentacja modelem numerycznym może być w łatwy sposób uproszczona, są obiekty osiowo symetryczne. W analizie takiego zagadnienia, z uwagi na wspomnianą symetrię, możliwe jest wykonanie siecznej połowy modelu, a następnie zaaplikowanie do powierzchni tnącej odpowiednich warunków brzegowych. Do zagadnień tego typu zalicza się zarówno badanie w aparacie trójosiowym zaprezentowane na rys. 2.29, jak i modelowanie pojedynczego pala, kolumny żwirowej, czy zbiorników cylindrycznych (Kowalska, 2010). Należy jednak mieć na uwadze, że z uwagi na charakter przykładanego obciążenia, lub złożoność warunków gruntowych, nie każdy obiekt osiowo-symetryczny jest możliwy do uproszczenia w powyższy sposób. Jako przykład można tutaj podać różnego rodzaju fundamenty pierścieniowe (Biały, 2008), zarówno pośrednio, jak i bezpośrednio przekazujące obciążenia na grunt. Z uwagi na konieczność osiowego i jednocześnie jednorodnego i horyzontalnego przebiegu warstw gruntu, uproszczenie modelu tego typu są najczęściej stosowane w rozważaniach akademickich lub modelowaniu pracy pala. Należy jednak zwrócić uwagę, że w sytuacji analizowanego obiektu charakteryzującego się symetrią osiową, jest to wyjście pozwalające na istotne ograniczenie wielkości modelu, co w przypadku modeli wielkoskalowych oraz zaawansowanych analiz może być jedynym wyjściem w celu przeprowadzenia pomyślanej analizy.

Cała reszta obiektów, nie spełniających warunków identyfikacji jako obiekt liniowy lub osiowo-symetryczny, powinna być zrealizowana w modelu trójwymiarowym. Złożoność tych obiektów może znacząco się różnić, ale kwestią nadrzędną jest opracowanie modelu uwzględniającego wszelkie aspekty, które mogą mieć konsekwencje na rezultaty otrzymane w wyniku przeprowadzonej analizy.

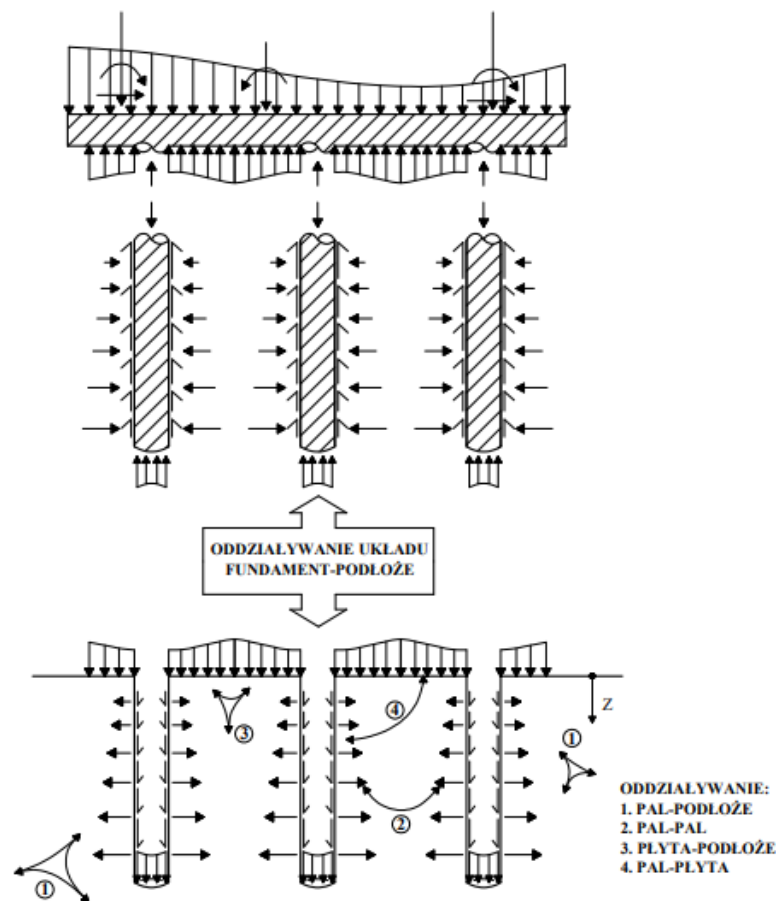
3 Współpraca fundamentu płytowo-palowego z podłożem gruntowym

3.1 Wprowadzenie do zagadnienia fundamentu płytowo-palowego

3.1.1 Wstęp

Fundament płytowo-palowy oznacza złożoną, współpracującą konstrukcję, przekazującą obciążenia na grunt wokół fundamentu bezpośredniego i głębokiego (Kacprzak, 2018). Złożoność całego ustroju, na wstępie podkreśla zaliczenie przez Hanischa (Hanish et al., 2002) tego rodzaju fundamentu, do trzeciej kategorii geotechnicznej. Wiąże się z tym odpowiednio rozszerzony zakres badań geotechnicznych, w takim stopniu, aby możliwe było przeprowadzenie badań analitycznych oraz numerycznych. W praktyce jednak, to założenie nie zawsze jest respektowane, a główną metodą oceny przynależności do kategorii geotechnicznej jest ranga oraz złożoność nadziemnej części obiektu.

Przeprowadzenie analizy pracy ustroju płytowo-palowego wymaga wiedzy na temat interakcji płyty, pali i podłoża, oraz mechanizmów zachodzących wraz ze wzrostem osiadań. Rysunek 3.1 przedstawia graficznie wzajemną współpracę komponentów biorących udział w rozkładzie obciążeń tegoż ustroju. Warto dodać, iż mimo najdoskonalszego wyznaczenia parametrów do modeli konstytutywnych, stworzenia najlepszego modelu numerycznego, bez właściwego "wskazania" programowi w jaki sposób fundament tego typu przekazuje obciążenia na grunt, nie ma możliwości uzyskania wiarygodnych wyników analizy numerycznej. Niniejszy rozdział przybliży specyfikę pracy omawianego fundamentu, przedstawia zależności pomiędzy pracą pali, a pracą płyty fundamentowej oraz przedstawia procedurę wyprowadzania funkcji transformacyjnych i innych zależności określających charakter pracy tegoż układu.



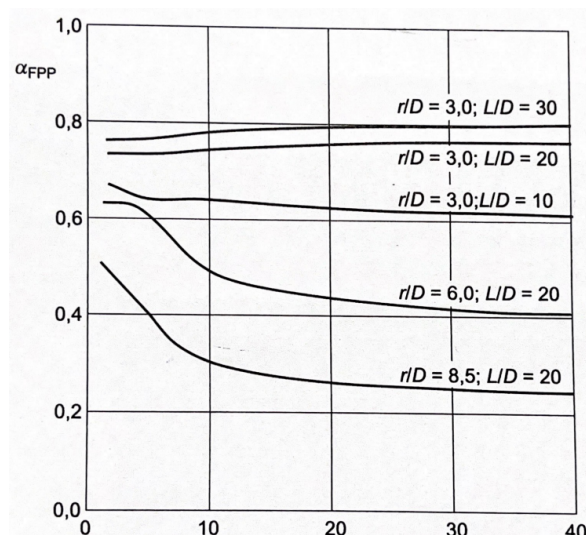
RYSUNEK 3.1: Schemat pracy układu płytowo-palowego i oddziaływań wzajemnie na siebie wpływających (Hanish et al., 2002)

3.1.2 Schemat pracy ustroju

Charakterystykę działania układu definiuje współczynnik a_{FPP} , który jest ilorazem wyrażonym w postaci wartości obciążenia, które pale przekazują na grunt $\sum_{j=1}^n R_{p,j}(s)$, do całkowitej wartości obciążenia przyłożonego na fundament $F_{tot,k}(s)$. Zakres wartości współczynnika a_{FPP} mieści się w zakresie od 0 do 1, a o samym fundamencie płytowo-palowym można mówić, gdy $a_{FPP} < 0,9$. Zależność współczynnika a_{FPP} od osiadania fundamentu, mierzonego w środku płyty zostało przedstawione na rysunku 3.2.

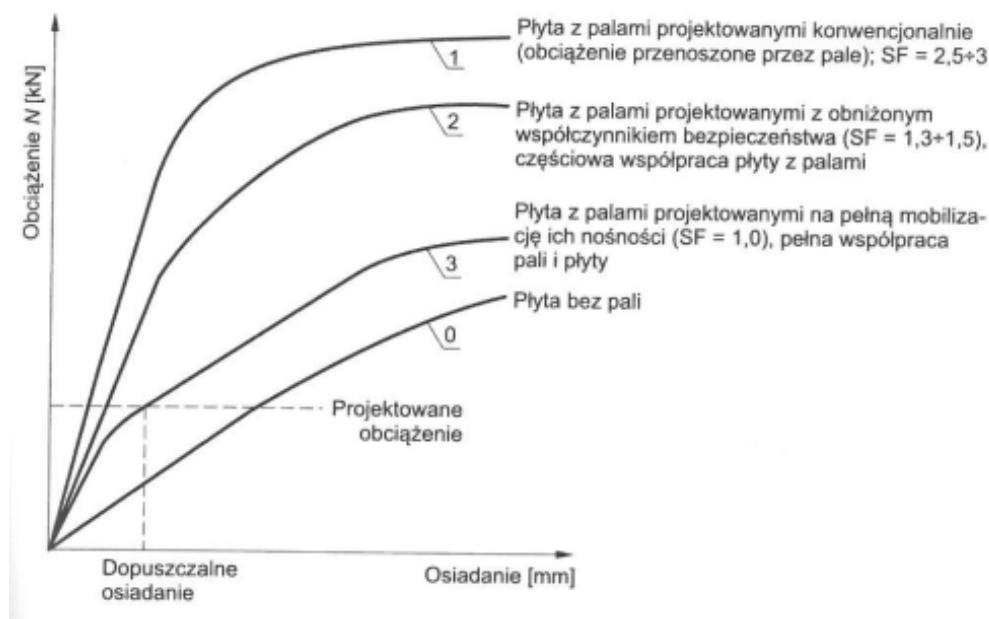
Decyzja o zaprojektowaniu takiego fundamentu jest uwarunkowana dwoma korzyściami:

- Zmniejszeniem osiadań fundamentu płytowego, z palami w formie reduktorów osiadań;
- Optymalizacją systemu, poprzez zmniejszenie liczby pali i/lub ich długości, co jest możliwe dzięki uwzględnieniu współpracy z fundamentem bezpośrednim.



RYSUNEK 3.2: Zależność obciążenie-osiadanie fundamentu według różnych podejść projektowych (Poulos, 2000)

Poulos (Poulos, 2000) i Randolph (Randolph, 1994) w swoich pracach podają trzy możliwe funkcje, które fundament płytowo-palowy może pełnić w zależności od współczynnika bezpieczeństwa SF. Dla wartości typowej dla fundamentów głębokich w zakresie $2,5 \div 3$ zakłada się, że pełne obciążenia przekazywane są do gruntu przez pale, a relacja obciążenie-osiadanie dla projektowanych obciążeń jest liniowa. Druga funkcja, tzw. „creep piling” (pale *pełzające*) jest przyjmowana dla współczynnika bezpieczeństwa w zakresie $1,3 \div 1,5$. W tym wypadku pale projektuje się na $70 \div 80$ % ich nośności, ich rozmieszczenie jest regularne, dzięki czemu zapewnia zmniejszenie naprężenia pod fundamentem bezpośrednim do poziomu dopuszczalnego. Jest to rozwiązanie spotykane najczęściej w przypadku podłoża składającego się z prekonsolidowanych gruntów spoistych. Ostatnia funkcja ustroju płytowo-palowego stosowana jest dla współczynnika bezpieczeństwa $SF=1,0$ i wykorzystuje 100 % nośności pali, a ich rozmieszczenie przypada gęściej w miejscach gdzie płyta jest narażona na nadmierne osiadania, działając jako reduktor oraz zmniejszając jednocześnie zginanie w płycie.



RYSUNEK 3.3: Zależność obciążenie-osiadanie fundamentu według różnych podejść projektowych (Poulos, 2000)

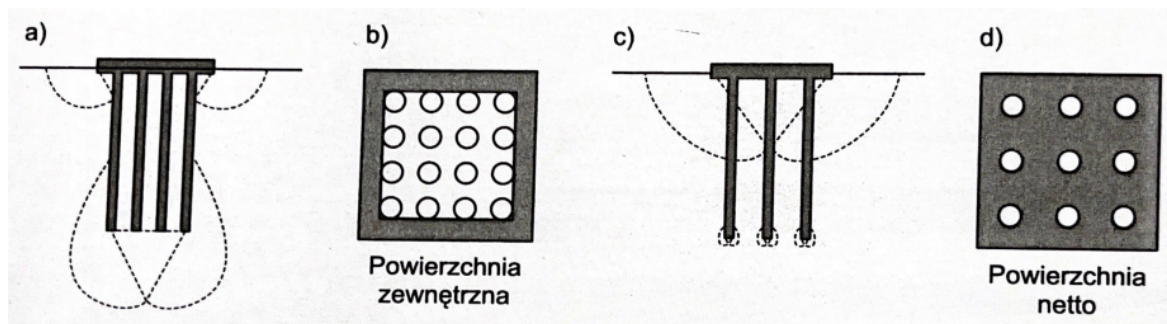
Rysunek 3.3 przedstawia możliwości przeniesienia obciążenia przez fundament płytowo-palowy w zależności od przyjętego współczynnika bezpieczeństwa dla pali. Jak widać po krzywej nr 1, podejście "konwencjonalne" zapewnia znaczną nośność, jednak nie jest ekonomiczne. Powstaje w takim razie pytanie co zrobić, aby fundament był zaprojektowany nie tylko w sposób bezpieczny, spełniający wymagania norm, ale także ekonomiczny? Niniejszy rozdział przybliży zależności pomiędzy pracą pali i płyty, projektowaniem "konwencjonalnym" fundamentu palowego oraz koncentruje się na przedstawieniu złożoności pracy fundamentu płytowo-palowego.

3.2 Stany graniczne fundamentu płytowo-palowego

3.2.1 Stan graniczny nośności

W 1965 roku przeprowadzono badania modelowe fundamentów płytowo-palowych (Kishida i Meyerhof, 1965). Dotyczyły one określenia mechanizmów utraty nośności fundamentu płytowo-palowego. Na ich podstawie autorzy określili dwa typy utraty stateczności:

- Blokowy Stan Graniczny Nośności (BSGN, rys. 3.4), który zakładał, że przy małych rozstawach pale wraz z gruntem tworzą współpracujący kompozyt, którego nośność należy rozumieć jako sumę nośności kompozytu pali i gruntu oraz zewnętrznej części płyty fundamentowej wykraczającej poza zewnętrzny obrys pali;
- Sumaryczny Stan Graniczny Nośności (SSGN, rys. 3.4), który zakładał że przy większych rozstawach pali stan graniczny nośności całego fundamentu jest sumą nośności granicznych wszystkich pali (liczoną dla pojedynczego pala) oraz płyty fundamentowej (biorąc pod uwagę powierzchnię netto).



RYSUNEK 3.4: a), b) blokowy stan graniczny nośności (BSGN) ze współpracującą powierzchnią płyty, c), d) sumaryczny stan graniczny nośności (SSGN) ze współpracującą całą płytą (Kacprzak, 2018)

Stosując analogię do klasycznego fundamentu palowego, w literaturze (Borel, 2001; Harnish et al., 2002) określa się stan graniczny nośności FPP jako sumę obciążenia, którą jest w stanie przenieść fundament bezpośredni oraz skończoną liczbę elementów fundamentu pośredniego (najczęściej pali fundamentowych):

$$R_{FPP}(s) = R_{FI}(s) + \sum_{i=1} (R_{b,i}(s) + R_{s,i}(s)) \quad (3.1)$$

gdzie:

R_{FI} - obciążenie przenoszone przez fundament bezpośredni

$R_{b,i}, R_{s,i}$ - obciążenie przenoszone odpowiednio przez podstawę i pobocznice pala i .

Borel sugeruje, by graniczną nośność fundamentu płytowo-palowego, przy określonej wartości osiadań s należy wyznaczać na podstawie zależności obciążenie-osiadanie określanych według uznanych w literaturze i normach metod (Borel, 2001).

Aprobatę tego założenia można znaleźć również w normie (PN-EN 1997:1:2008), która podaje, że w przypadku braku założenia próbnych obciążeń pali, zaleca się analizę pracy fundamentu palowego na podstawie zależności obciążenie-osiadanie pojedynczych pali, z uwzględnieniem bezpiecznego oszacowania, na podstawie badań doświadczalnych. Owe bezpieczne oszacowanie nie jest w normie (PN-EN 1997:1:2008) zdefiniowane, jest założeniem obciążającym projektanta i może być źródłem nieporozumień z generalnym wykonawcą lub inwestorem.

Odrębnym podejściem wyznaczenia stanu granicznego nośności są funkcje transformacyjne, które bazują na hiperbolicznym, potęgowym lub logarytmicznym wyrażeniu zależności obciążenie-osiadanie. Odzworowanie zachowania funkcjami transformacyjnymi zostało przedstawione m.in. przez Gwizdałę (Gwizdała, 2011) i opisane w dalszej części rozdziału. Mobilizacja oporu fundamentu płytowo-palowego ma formę zbliżoną do tej charakteryzującej mobilizację oporu grupy palowej R_{pg} , będącej iloczynem oporu jaki stawia pojedynczy pal $R_{p,i}$, ilości pali n oraz współczynnika opisującego współpracę pali działających w grupie C_{pg} .

$$R_{pg} = nR_{p,i}C_{pg} \quad (3.2)$$

W fundamencie płytowo-palowym, opisując współpracę grupy pali i fundamentu bezpośredniego, opór współpracujących komponentów R_{FPP} może być przedstawiony równaniem 3.3, gdzie C_{FPP} jest współczynnikiem efektywności pali w fundamencie płytowo-palowym.

$$R_{FPP} = nC_{FPP}R_{pi} \quad (3.3)$$

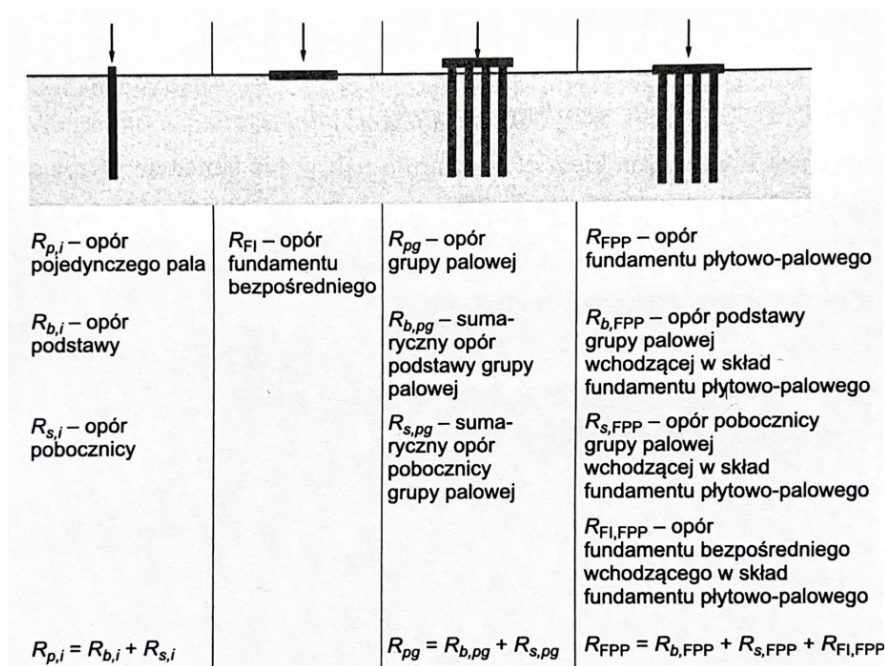
Równanie 3.3 nie rozdziela w sposób bezpośredni obciążenia, które jest przekazywane bezpośrednio na grunt z płyty. Współczynnik C_{FPP} jedynie w sposób ogólny opisuje stosunek udziału w przekazywaniu obciążenia przez płytę oraz grupę pali. W celu dokładniejszego opisu współpracy pomiędzy palami, a płytą, opór fundamentu może być wyrażony wzorem 3.4 oraz 3.5.

$$R_{FPP} = n(C_{s,pg}C_{s,FI}R_{s,i} + C_{b,pg}C_{b,FI}R_{b,i}) + C_{FI,pg}R_{FI} \quad (3.4)$$

$$R_{FPP} = nC_{pg}C_{pg,FI}R_{p,i} + C_{FI,pg}R_{FI} \quad (3.5)$$

gdzie:

- $R_{s,i}$ i $R_{b,i}$ - odpowiednio opór poboczniczy i podstawy pracującego pala pojedynczego;
- R_{FI} - opór fundamentu bezpośredniego
- $C_{s,pg}$ i $C_{b,pg}$ - odpowiednio współczynnik efektywności oporu poboczniczy i podstawy; grupy palowej fundamentu płytowo-palowego składającego się z n-pali w odniesieniu do sumy oporów n pali pracujących pojedynczo;
- $C_{pg,FI}$ - współczynnik efektywności grupy palowej jako elementu fundamentu płytowo-palowego w odniesieniu do oporu samodzielnie pracującej grupy pali;
- $C_{s,FI}$, $C_{b,FI}$, $C_{FI,pg}$ - współczynniki oporu poboczniczy i oporu podstawy grupy pali pracujących w fundamencie płytowo-palowym w odniesieniu do samodzielnie pracującej grupy pali oraz efektywność oporu fundamentu płytowo-palowego w odniesieniu do oporu samodzielnego fundamentu bezpośredniego



RYSUNEK 3.5: Określenie współczynników wpływu na podstawie próbnych obciążeń (Kacprzak, 2018)

Czynniki użyte we wzorach 3.4 i 3.5, są możliwe do wyznaczenia na podstawie badań doświadczalnych wykonywanych w terenie lub numerycznie. Rezultaty powstałe w wyniku przeprowadzonych badań, nie mogą być jednak użyte bezkrytycznie i należy dokonać weryfikacji zmobilizowanych oporów odpowiednich elementów (płyty fundamentowej oraz pali) dla tożsamego zakresu odkształceń. Przykładem porównawczym może być nośność pala pojedynczego, obliczona zgodnie treścią normy (PN-EN 1997:1:2008), dla zakresu osiadania głowicy równego $0,1D$, gdzie D to średnica pala.

Podane współczynniki są definiowane jako odpowiednie stosunki zmobilizowanych oporów:

- pali pracujących w grupie i pojedynczego pala:

$$C_{pg} = \frac{R_{pg}}{nR_{p,i}} \quad (3.6)$$

$$C_{s,pg} = \frac{R_{s,pg}}{nR_{s,i}} \quad (3.7)$$

$$C_{s,pg} = \frac{R_{s,pg}}{nR_{s,i}} \quad (3.8)$$

- fundamentu płytowo-palowego i pojedynczego pala:

$$C_{FPP} = \frac{R_{FPP}}{nR_{p,i}} \quad (3.9)$$

- fundamentu płytowo-palowego i fundamentu bezpośredniego pracującego samodzielnie:

$$C_{FI,pg} = \frac{R_{FI,FPP}}{R_{FI}} \quad (3.10)$$

- fundamentu płytowo-palowego i grupy pali:

$$C_{s,FI} = \frac{R_{s,FPP}}{R_{s,pg}} \quad (3.11)$$

$$C_{b,FI} = \frac{R_{b,FPP}}{R_{b,pg}} \quad (3.12)$$

$$C_{pg,FI} = \frac{R_{s,FPP} + R_{b,FPP}}{R_{pg}} \quad (3.13)$$

Wartości współczynników na przestrzeni lat były przez badaczy określane, a wyniki poszczególnych wyprowadzonych wartości współczynników dla rozstawów względnych pali r/D zostały zebrane w monografii Kacprzaka (Kacprzak, 2018). Dziewięciu badaczy podjęło się określenia współczynnika efektywności pali w fundamencie płytowo-palowym C_{FPP} i uzależnieniu jego wartości, od rozstawu względnego pali. Bazując na 3.3 i ogólnym rodzaju podłoża, w poziomie posadowienia (uśredniając $C_{FPP} = 1,1$ dla gruntów spoistych i $C_{FPP} = 1,5$ dla gruntów niespoistych) można wyznaczyć wartość nośności fundamentu płytowo-palowego.

3.2.2 Stan graniczny użyteczności

Zasadniczo warunek Stanu Granicznego Użyteczności spełnia nierówność wyrażona wzorem 3.14:

$$E_{2,d} = E_{2,k} \leq C_k = C_d \quad (3.14)$$

gdzie:

$E_{2,d}$ - efekt oddziaływań konstrukcji

C_d - dopuszczalna wartość przemieszczenia lub odkształcenia.

Według normy (PN-EN 1997:1:2008) wartości efektów oddziaływań należy sprawdzać za pomocą miar następujących przemieszczeń i odkształceń:

- s_{max} - osiadanie maksymalne fundamentu
- Θ_{max} - maksymalny obrót
- Δ_{max} - maksymalna strzałka wygięcia
- ω_{max} - przechył fundamentu

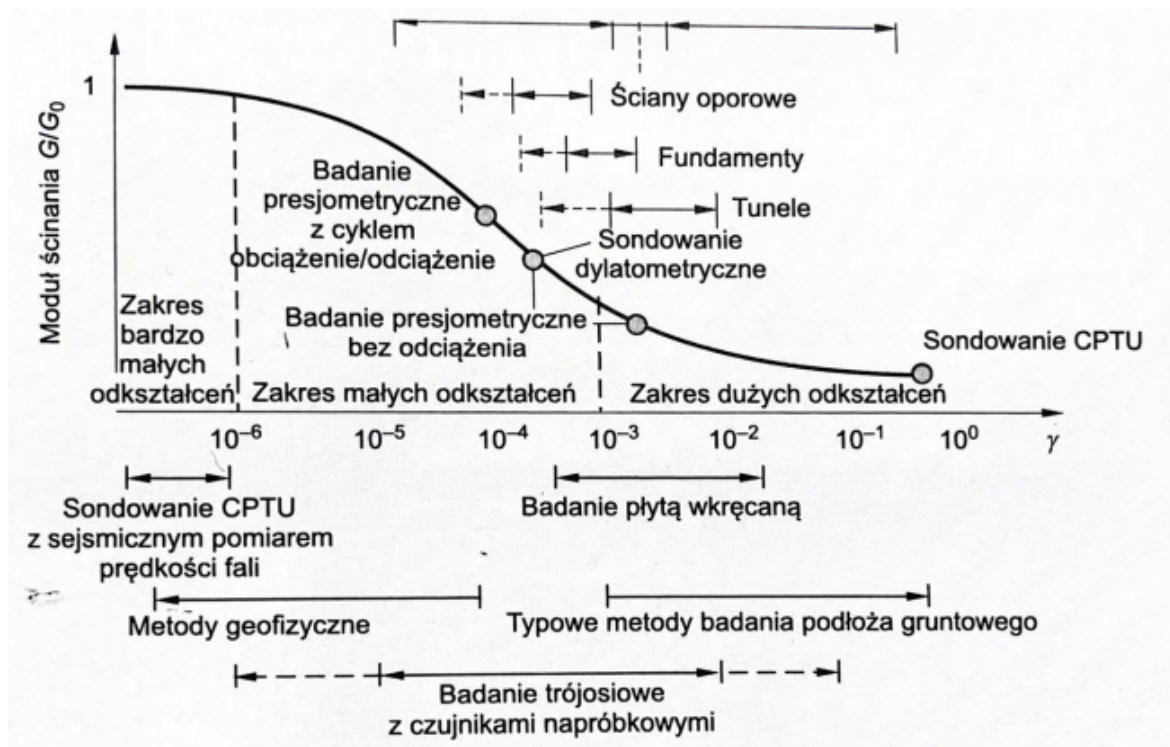
Wartość charakterystycznego oddziaływania konstrukcji $E_{2,k}$ ze wzoru 3.14 powinna być wyznaczona na podstawie krzywej obciążenie-osiadanie fundamentu płytowo-palowego dla wartości obciążenia działającego na fundament, określonego przez projektanta. Wartość granicznego przemieszczenia lub odkształcenia C_d jest uzależniona od wymagań bezpieczeństwa obiektów i terenów sąsiadujących (narzuconych przez inwestora) lub jako wartość uwzględniająca zabezpieczenie własnych obliczeń przez projektanta, na przykład z uwagi na mało bogate badania podłoża. Wartością osiadań maksymalnych S_{max} najczęściej przyjmowaną do analiz budynków wysokościowych jest 50 mm (Kacprzak, 2018).

3.3 Zależność między obciążeniem, a osiadaniem pali

3.3.1 Wprowadzenie

Zależność obciążenie-osiadanie pojedynczego pala można wyznaczyć zgodnie z treścią normy (PN-EN 1997:2:2009), na podstawie wyników próbnych obciążeń statycznych lub na podstawie empirycznych oraz analitycznych metod obliczeniowych, przy znanych wynikach badań podłoża gruntowego. Obliczeniowe wyznaczenie zależności obciążenie-osiadanie, pozwala na oszacowanie sztywności pojedynczego pala. Współpracę pali z ośrodkiem gruntowym charakteryzują funkcje nieliniowe, związane ze znaczną nieliniowością modułu ścinania G w funkcji odkształcenia ścinającego γ .

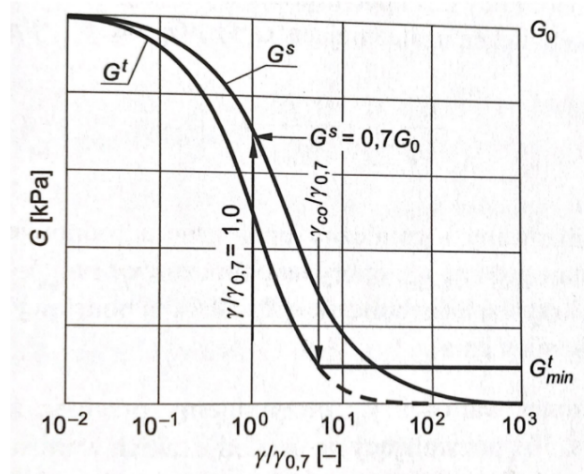
Typową zależność modułu ścinania od odkształcenia postaciowego przedstawia 3.6.



RYSUNEK 3.6: Typowa zależność modułu ścinania G/G_0 od odkształcenia postaciowego γ . Zestawienie sugerowanych rodzajów badań podłoża do zakresu odkształceń (Atkinson i Sallfors, 1991)

Moduł ścinania gruntu, przy wartości odkształceń ścinających, charakterystycznych dla

tego gruntu, ulega znacznej redukcji, do ok. 70 %. Wartość tego odkształcenia jest wyrażana parametrem $\gamma_{0,7}$. badacze zaproponowali (Santos i Correia, 2001), na podstawie badań trójosiowych, aproksymację zmiany sztywności od zakresu odkształceń 3.7.



RYSUNEK 3.7: Charakterystyka siecznego i stycznego modułu ścinania od odkształceń (Santos i Correia, 2001)

Parametr $\gamma_{0,7}$ przyjmuje przeważnie wartości zakresu $4 \times 10^{-5} \div 2 \times 10^{-4}$ (Kacprzak, 2018). Dla gruntów normalnie skonsolidowanych możliwe jest użycie wzoru 3.15.

$$\gamma_{0,7} = \frac{0,385}{4G_0} [2c'(1 + \cos 2\varphi') + \sigma'_1(1 + K_0)\sin 2\varphi'] \quad (3.15)$$

gdzie:

c' - spójność efektywna gruntu [kPa];

φ' - efektywny kąt tarcia wewnętrznego gruntu [°];

σ'_1 - efektywne naprężenie pionowe [kPa];

K_0 - współczynnik parcia spoczynkowego gruntu [-].

Zarówno G/G_0 jak i $\gamma_{0,7}$ są parametrami możliwymi do zaaplikowania w modelach numerycznych, bazujących na zaawansowanych modelach konstytutywnych, uwzględniających zmiany powstające w ośrodku w zakresie małych odkształceń. Przykładem takiego modelu konstytutywnego jest Hardening Soil - small, omawiany w rozdziale drugim.

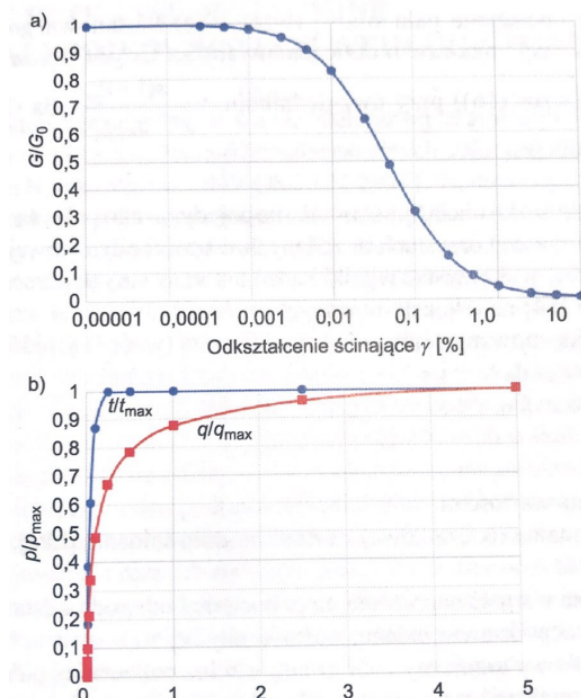
Przedstawienie zależności siły pionowej N_p od osiadania głowicy pała jest możliwe za pomocą korelacji pomiędzy odkształceniem ścinającym γ , od zmiennych funkcji modułów ścinania, dla konkretnych wartości osiadania do całkowitej mobilizacji oporu na poboczniczy z_v i pod podstawą pała z_f .

Gwizdała (Gwizdała, 2011), zaproponował funkcję hiperboliczną, uzależniającą moduły ścinania w funkcji odkształceń ścinających $G^s(\gamma)/G_0$ od od zmobilizowanego i granicznego oporu gruntu $p'(\gamma)/p'_{max}$. Zależności te przedstawia formuła 3.16.

$$\frac{G^s}{G_0} = \left(1 - \frac{p'}{p'_{max}} R_f\right)^2 \quad (3.16)$$

gdzie:

p' i p'_{max} - zmobilizowany i graniczny opór gruntu - pod podstawą i na pobocznicy
 R_f - stała krzywej hiperbolicznej (dla podstawy $R_f = 0,9$, dla pobocznicy $R_f = 0,5$).



RYSUNEK 3.8: Charakterystyka siecznego i stycznego modułu ścinania od odkształceń (Kacprzak, 2018)

Znając aproksymację $\gamma_{0,7}$, możliwe jest wyprowadzenie zależności zmiany sztywności oraz zmobilizowanego oporu i ustalenie dla jakiego zakresu odkształceń mobilizacja ta będzie maksymalna. Wraz ze wzrostem osiadań pali możliwe jest wyznaczenie odkształceń osiowych, dla podstawy pali oraz pobocznicy 3.17, 3.18.

$$\varepsilon_{1,q} = \frac{s}{z_{f,max}} \quad (3.17)$$

$$\varepsilon_{1,t} = \frac{s}{z_{v,max}} \quad (3.18)$$

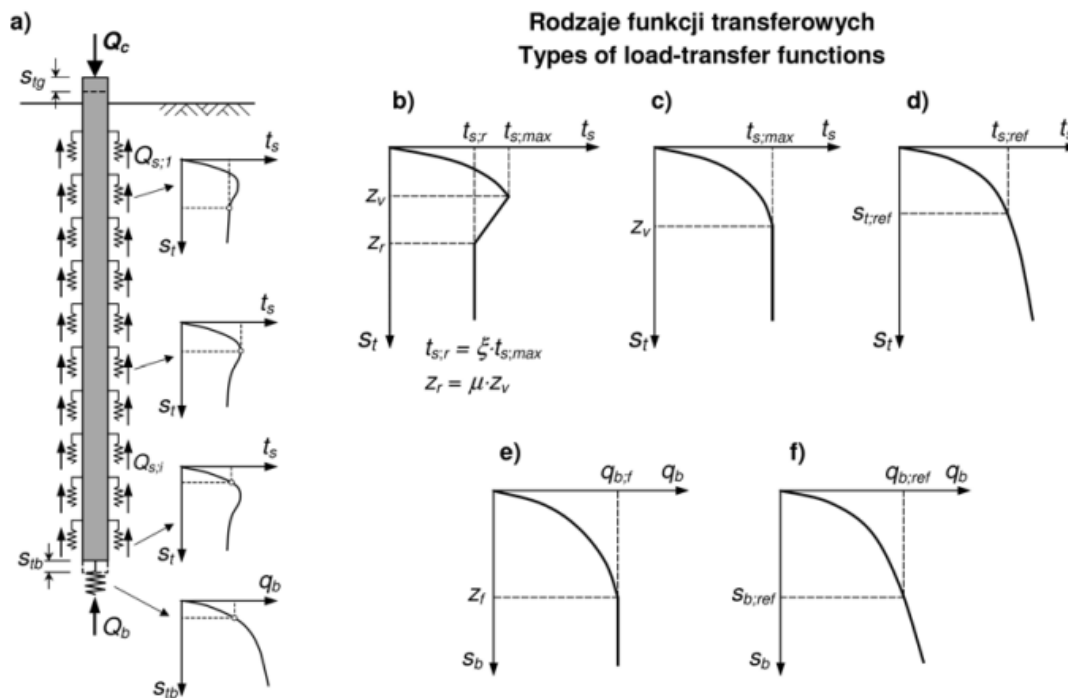
gdzie:

$\varepsilon_{1,t}$ i $\varepsilon_{1,q}$ - odpowiednio - odkształcenie osiowe na pobocznicy i na podstawie pali;
 $z_{f,max}$, $z_{v,max}$ - wartości granicznych osiadań wymagane do zmobilizowania granicznego oporu odpowiednio na podstawie i na pobocznicy.

3.3.2 Zależności obciążenie-osiadanie na podstawie funkcji transformacyjnych

Ideą metody funkcji transformacyjnych jest określenie przewidywanego przemieszczenia pionowego pali, w zależności od przyłożonego obciążenia w zakresie sięgającym nośności granicznych lub krytycznych dla pobocznicy oraz podstawy. Funkcja Q-s pali obciążonego osiowo siłą wciskającą, pozwala na oddanie charakteru pracy rzeczywistej pali, która

nie może być analizowana dla nośności i przemieszczenia działających w sposób niezależny od siebie. Metoda została wyprowadzona z badań rzeczywistych, na podstawie próbnych obciążeń pali i znajduje zastosowanie zarówno jako baza do obliczeń analitycznych stanów granicznych fundamentów płytowo-palowych, jak również jako zamodelowanie interakcji pomiędzy pracą pala, a zmianą sztywności w gruncie w modelowaniu numerycznym.



RYSUNEK 3.9: Schematy współpracy pala z gruntem - metoda funkcji transformacyjnych (Kraśiński, 2018)

W metodzie funkcji transformacyjnych pal jest rozpatrywany, jako sprężysty pręt charakteryzujący się stałą sztywnością podłużną swojego trzonu EA , który jest podzielony na określoną liczbę odcinków. Podział ten jest subiektywny i w dużej mierze zależy od projektanta, jednak im jest on gęstszy, tym obliczenia będą dokładniejsze, z zastrzeżeniem, że odcinki nie powinny być krótsze niż średnica pala D . Profil gruntowy, na podstawie którego wyprowadzana jest charakterystyka $Q - s$, modeluje się jako układ podpór sprężystych umieszczonych wzdłuż pobocznic oraz na podstawie pala w postaci pojedynczej podpory sprężystej. Schematyczny układ zamodelowanej współpracy gruntu i pala został przedstawiony na 3.9. Owe więzy, posiadają nieliniowe charakterystyki dostosowane do układu warstw oraz charakteryzujących grunty parametrów geotechnicznych.

Elementarne równanie równowagi odcinka pala jest opisane wzorem 3.19.

$$E_t A_p \frac{d^2 s(z)}{dz^2} = \pi \times D \times \tau_s(z) \quad (3.19)$$

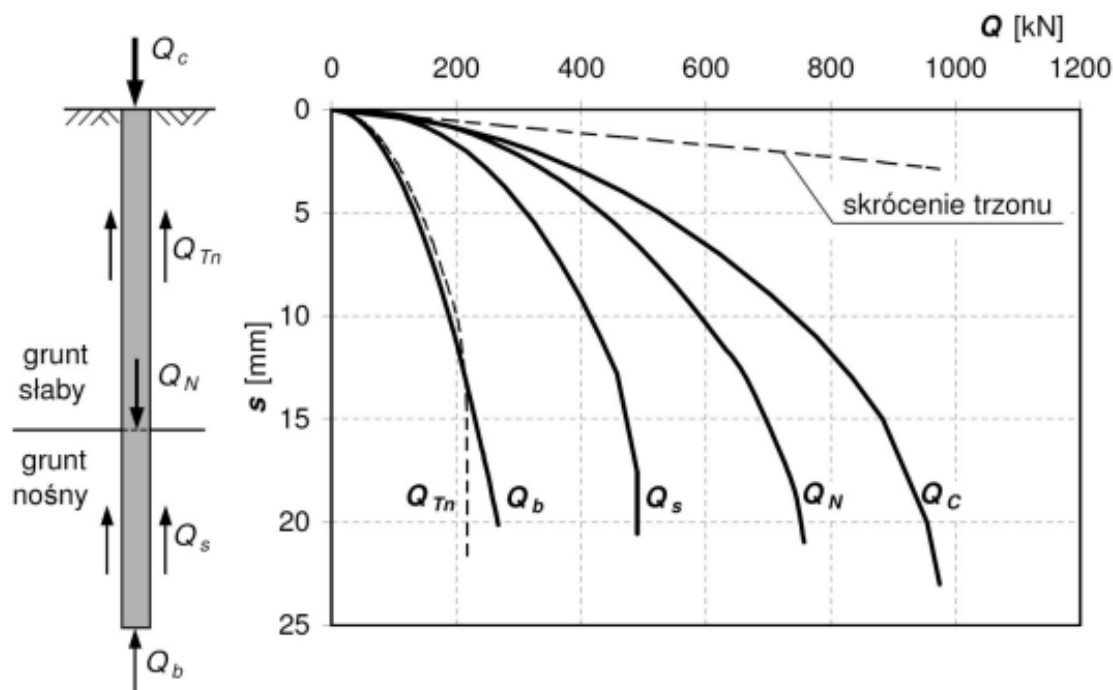
Tarcie na pobocznicę τ_s stanowi funkcję przemieszczenia s i może być modelowane za pomocą funkcji transformacyjnej $t - z$ (Gwizdała, 2011). Po podstawieniu reakcji podpór sprężystych równanie 3.19 przyjmuje postać 3.20:

$$E_t A_p \frac{d^2 s(z)}{dz^2} + k_s \times s(z) = 0 \quad (3.20)$$

gdzie:

k_s - współczynnik sprężystości podpory sprężystej według wzoru 3.19.

$$k_s = \frac{P_s(z)}{s(z)} = \frac{\pi \times D \times \tau_s(z)}{s(z)} \quad (3.21)$$



RYSUNEK 3.10: Przykładowe krzywe Q-s na podstawie analizy z użyciem funkcji transformacyjnych (Kraśiński, 2018)

Proces obliczeniowy jest związany z zadawaniem kolejnych przyrostów osiadania pala oraz iteracyjnym określaniem sił przypadających na kolejne więzy. Proces jest przeprowadzany, aż zostanie uzyskana pełna zbieżność, której wynikiem jest krzywa osiadania $Q - s$. W celu uzyskania dokładniejszych wyników, możliwe jest rozdzielanie pracy pobocznic i podstawy, za pomocą dwóch odrębnych krzywych $Q_b - s_b$ oraz $Q_s - s_s$. W przypadku, gdzie wzdłuż pobocznic występują grunty o zróżnicowanej charakterystyce, możliwe jest nawet wyznaczenie poszczególnych krzywych dla każdej z warstw, co pozwala na najdokładniejsze opisanie mobilizacji pobocznic pod obciążeniem.

3.3.3 Funkcje transformacyjne według Gwizdały

W opinii autora, w Polsce najczęściej wykorzystywanym sposobem określania zależności obciążenia-osiadania dla pali pojedynczych, uznaje się funkcje transformacyjne Gwizdały (Gwizdała, 2011). W literaturze można znaleźć niekiedy termin funkcji transferowych (Kraśiński, 2018). Są to funkcje, charakteryzujące zależność pomiędzy oporem na pobocznicach pala, a jego przemieszczeniem pionowym oraz oporem podstawy, a przemieszczeniem pionowym. Pierwsza zależność opisana jest krzywą $t - z$, a druga krzywą $q - z$.

Funkcje transformacyjne wyrażone zależnościami potęgowymi można zapisać dla pobocznic wzorem 3.22:

$$t_j(s) = t_{max;j} \left(\frac{s}{z_v}\right)^{\beta_1} \quad \text{dla } s \leq z_v \quad \text{dla } t_j(s) \leq t_{max;j} \quad (3.22)$$

gdzie:

$t_j(s)$ - jednostkowy opór gruntu wzdłuż pobocznic pąła w j-tej warstwie przy osiadaniu głowicy pąła s [kPa];

β_1 - wykładnik potęgowy równy 0,5 dla gruntów niespoistych i 0,25 dla gruntów spoistych;

t_{max} - jednostkowy graniczny opór gruntu wzdłuż pobocznic pąła [kPa];

s - osiadanie głowicy pąła [m];

z_v - osiadanie głowicy pąła niezbędne do mobilizacji granicznego oporu gruntu wzdłuż pobocznic pąła (przyjmuje się wartość równą 0,01D, gdzie D to średnica pąła).

Na podstawie pąła równanie przyjmuje postać według formuły 3.23:

$$q_b(s) = q_{b,max} \left(\frac{s}{z_f}\right)^{\beta_2} \quad \text{dla } s \leq z_f \quad \text{dla } q_b \leq q_{b,max} \quad (3.23)$$

gdzie:

$q_b(s)$ - jednostkowy opór gruntu wzdłuż pobocznic pąła w j-tej warstwie przy osiadaniu głowicy pąła s [kPa];

β_2 - wykładnik potęgowy równy 0,5 dla gruntów niespoistych i 0,25 dla gruntów spoistych;

$q_{b,max}$ - jednostkowy graniczny opór gruntu wzdłuż pobocznic pąła [kPa];

s - osiadanie głowicy pąła [m];

z_f - osiadanie głowicy pąła niezbędne do mobilizacji granicznego oporu gruntu wzdłuż pobocznic pąła (przyjmuje się wartość równą 0,01D, gdzie D to średnica pąła).

Wartość oporów granicznych pod podstawą pąła $q_{b,max}$ i wzdłuż pobocznic $t_{max;j}$ dla poszczególnych warstw j jest możliwe do określenia, na podstawie formuł zawartych w normach oraz w literaturze fachowej (Gwizdała, 2011; Krasiniński, 2018).

Norma krajowa (PN-83/B-02482), na podstawie tabel, podaje wartości oporów maksymalnych zarówno dla pobocznic, jak i pod podstawą pąła. Odrębną metodą wyznaczenia oporów, są formuły podane przez Bustamante'a i Giancesellego (Bustamante i Gianceselli, 1982), na podstawie bezpośrednich wyników oporów sondy statycznej CPT, zwane metodą LCPC. Warto dodać, iż metoda funkcji transformacyjnych z wykorzystaniem odrębnych formuł, nomogramów i tabel znajduje zastosowanie nie tylko w Polsce. W literaturze można znaleźć ujęcie metody funkcji transformacyjnych, według podejścia m.in. holenderskiego, francuskiego i innych (Gwizdała, 2011).

Wyznaczanie wartości oporów pąli na podstawie badań sondą CPT i CPTu

Sondowania statyczne CPT (*Cone Penetration Test*) i CPTu (*Cone Penetration Test with Pore Pressure Measure*) są jednymi z najbardziej uznanych i najczęściej stosowanych metod określania parametrów geotechnicznych podłoża gruntowego w warunkach *in situ* (Bustamante

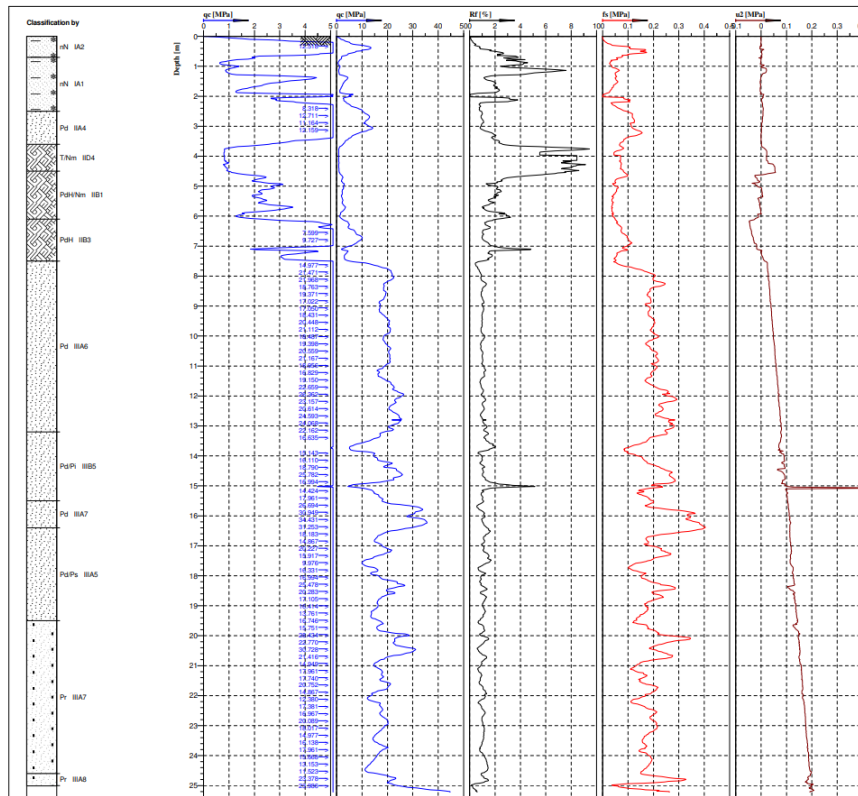
i Giasenelli, 1982). Badanie polega na statycznym wprowadzaniu w podłoże stożka elektrycznego, umożliwiającego ciągły pomiar oporu gruntu, a w przypadku sondy CPTu dodatkowo wartości ciśnienia porowego.

Wciskany z prędkością 2 cm/s stożek może zostać zagłębiony na znaczną głębokość, często sięgającą kilkudziesięciu metrów. Niewątpliwym atutem jest szybkość wykonywanego badania, co w zestawieniu ze znaczną dokładnością otrzymywanych wyników pomiaru, potwierdza szerokie zastosowanie sondy na całym świecie.

Dane o wartościach oporów, odczytywane są wraz z pogłębianiem stożka w sposób ciągły i wysyłane w czasie rzeczywistym do komputera podłączonego do sondy. Przykładowy profil wraz z wykresami oporów stożka znajduje się na rys. 3.12. Na podstawie klasyfikacji interpretacyjnych, wartości siły oporu pod stożkiem q_c oraz tarcia tulei ciernej f_s , jest możliwe oznaczenie zarówno rodzaju gruntu na danej głębokości, jak i jego parametrów fizycznych i mechanicznych (Bustamante i Giasenelli, 1982).



RYSUNEK 3.11: Sonda statyczna w trakcie pracy - archiwum GT Projekt



RYSUNEK 3.12: Przykładowy profil oraz wykresy q_c , f_s , R_f oraz u_2 . Archiwum GT Projekt

Parametry sondowania q_c oraz f_s mogą być również bezpośrednio wykorzystywane w celu określenia jednostkowych oporów pod podstawą i na poboczniczy pala. Do obliczeń wykorzystywane jest najczęściej podejścia korelacyjne, na podstawie empirycznych badań próbnych obciążeń wykonanych w skali rzeczywistej. Dobór konkretnej metody może różnić się podejściem do uśredniania wartości oporu pod stożkiem q_c , a także współczynnikami korelacji odnoszącymi się do rodzaju czy stanu w jakim znajduje się grunt.

Na podstawie wykorzystania danych pochodzących sondowania CPTu, możliwe jest uzyskanie w sposób obliczeniowy:

- Nośności krytycznej pala lub kolumny, zapewniającej bezpieczną pracę oraz pewien zapas niewykorzystanej nośności, dla osiadań mieszczących się w przedziale od $0,03D$ do $0,05D$. Założenie nośności krytycznej wykorzystywane jest między innymi w metodzie Bustamante - Gianselliego (LCPC) (Bustamante i Giasenelli, 1982) oraz Gwizdały - Stęczniewskiego (Gwizdała i Stęczniewski, 2015)
- nośności granicznej pala lub kolumny, która odzwierciedla umowne przemieszczenia pionowe równe $0,1D$. Założenie obliczeń nośności granicznej zostało opisane w Eurokodzie 7 (PN-EN 1997:1:2008), na podstawie metod pochodzących z normy niemieckiej (DIN 1054) oraz holenderskiej (NEN 6743:1991/A1:1997);
- krzywej obciążenie-osiadanie, pozwalającej na właściwe scharakteryzowanie wartości nośności pośrednich, krytycznych oraz granicznych odpowiadających przemieszczeniu pionowemu pala równemu $0,1D$ (Gwizdała, 2011).

3.4 Zależność obciążenie-osiadanie fundamentu płytowo-palowego

3.4.1 Zależność obciążenie-osiadanie płyty w fundamencie płytowo-palowym

Zachowanie pala może być przedstawione za pomocą krzywej obciążenie-osiadanie jego głowicy. Praca pali w grupie jest definiowana krzywą całej grupy, wyrażającą uśrednione przemieszczenie pionowe grupy pali s_{pg} , w funkcji przyłożonego obciążenia N_{pg} . W analogiczny sposób można opisać uśrednioną krzywą obciążenie-osiadanie dla płyty fundamentowej. Sztywność grupy pali k_{pg} [MN/m] i sztywność pod płytą fundamentową k_{FI} może być opisana jako iloraz siły i odpowiadającego mu przemieszczenia pionowego, według wzorów 3.24, 3.25:

$$k_{pg} = \frac{N_{pg}}{s_{pg}} \quad (3.24)$$

$$k_{FI} = \frac{N_{FI}}{s_{FI}} \quad (3.25)$$

Randolph (Randolph, 1983), przedstawił podejście obliczeniowe bazujące na macierzy podatności, wykorzystujące charakterystykę obciążenie-osiadanie grupy pali i płyty fundamentowej. Metoda ta zawiera również interakcje pomiędzy palami, a także pomiędzy palami i płytą. Wzajemne wpływy zostały wyrażone za pomocą współczynników interakcji $\alpha_{pg,FI}$ oraz $\alpha_{FI,pg}$.

$$\begin{bmatrix} \frac{1}{k_{pg}} & \frac{\alpha_{pg,FI}}{k_{fi}} \\ \frac{\alpha_{FI,pg}}{k_{pg}} & \frac{1}{k_{FI}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} N_{pg} \\ N_{FI} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} s_{pg} \\ s_{FI} \end{bmatrix}$$

(3.26)

gdzie:

 s_{pg} - uśrednione przemieszczenie pionowe grupy pali; s_{FI} - uśrednione przemieszczenie pionowe płyty fundamentowej; N_{pg} - sumaryczne obciążenie przyłożone na grupę pali; N_{FI} - obciążenie przyłożone na płytę fundamentową; k_{pg} - sztywność grupy pali; k_{FI} - sztywność gruntu pod płytą fundamentową; $\alpha_{FI,pg}$ - współczynnik wpływu grupy pali na płytę fundamentową; $\alpha_{pg,FI}$ - współczynnik wpływu płyty na zachowanie pali.

W swojej pracy Randolph (Randolph, 1983) zakładał pracę sztywnej płyty, której przemieszczenia pionowe były równoważne przemieszczeniom pali. W efekcie, pozwalało to na obliczenie sumarycznego średniego przemieszczenia fundamentu płytowo-palowego s_{FPP} w funkcji sumy sił N_{FI} i N_{pg} . W praktyce oznacza to możliwość wyeliminowania ze wzoru 3.4.1 jednego ze współczynników wpływu.

Zakładając, że pole przemieszczeń pod fundamentem płytowo-palowym jest równomierne, a sam wycinek fundamentu przejmujący obciążenie składa się z pojedynczego pala

o średnicy D oraz płyty w rzucie koła o promieniu r_c to wartości współczynników wzajemnego wpływu mogą być opisane wzorami 3.27, 3.28.

$$\alpha_{FI,pg} = 1 - \frac{\ln\left(\frac{2r_c}{D}\right)}{\ln\left(\frac{2r_m}{D}\right)} \quad (3.27)$$

$$\alpha_{pg,FI} = \frac{2r_c}{4L} \left[\left(1 - \frac{1}{2(1-\nu_s)}\right) + \left(2 + \frac{1}{2(1-\nu_s)}\right) \operatorname{asinh}\left(\frac{L}{2r_c}\right) \right] \quad (3.28)$$

$$r_m = 2,5\rho L(1 - \nu_s) \quad (3.29)$$

$$\rho = \frac{E_{sL/2}}{E_{sL}} \quad (3.30)$$

gdzie:

r_m - promień strefy wpływu pala według 3.29;

ρ - współczynnik jednorodności gruntu według 3.30;

$E_{sL/2}$ - moduł odkształcenia gruntu na głębokości połowy długości pala;

E_{sL} - moduł odkształcenia gruntu na głębokości podstawy pala

ν_s - współczynnik Poissona gruntu;

L - długość pala.

Clancy i Randolph, w dalszej pracy (Clancy i Randolph, 1993) zaproponowali rozszerzenie stosowania współczynników zaproponowanych w poprzedniej pracy jednego z autorów (Randolph, 1983). Na podstawie wyników przeprowadzonej analizy wstecznej, badacze stworzyli nomogramy z wartościami współczynników $\alpha_{pg,FI}$ oraz $\alpha_{FI,pg}$ dla zróżnicowanej liczby pali, rozstawów, smukłości, relacji długości pala do szerokości płyty oraz zmiennych relacji sztywności na styku ośrodków pal/grunt oraz płyta/grunt.

Badania (Randolph, 1983), wykazały zwiększenie interakcji pomiędzy płytą i palami dla większej liczby pali, co w efekcie zmniejsza sztywność całego fundamentu. Ponadto, wraz ze wzrostem grubości płyty i sztywności pali, ich wzajemna interakcja się zmniejsza. To w przypadku relatywnie wiotkiej płyty, skutkuje różnym przemieszczeniem każdego z pali. Z tego wynika, że przy wiotkiej płycie, określanie przemieszczeń pionowych na podstawie uśrednionego przemieszczenia grupy pali jest błędne. Badacze doszli również do wniosku, że deformacja płyty jest tym większa, im dłuższe są pale, im sztywniejsze są trzony pali oraz im mniejszy jest rozstaw pali.

Badając wzajemny wpływ grupy pali na płyty, badacze zaobserwowali (Clancy i Randolph, 1993), że uśrednione przemieszczenie płyty, jest względnie niezależne od sztywności podłoża pod płytą i w dużej mierze zależy od sztywności grupy pali. Wobec powyższego, zachowanie fundamentu płytowo-palowego może być wyrażone za pomocą jednego współczynnika interakcji - $\alpha_{FI,pg}$.

W kolejnej pracy (Clancy i Randolph, 1996), wykazali na podstawie próbnych poletek fundamentów płytowo-palowych o zróżnicowanym układzie pali, że współczynnik ten mieści się w przedziale $0,8 \div 0,85$. Pozwala to sformułować dystrybucję obciążeń, oraz sztywność fundamentu płytowo-palowego zgodnie ze wzorami 3.31, 3.32, 3.33.

$$k_{FPP} = \frac{1 - 0,7\left(\frac{k_{FI}}{k_{pg}}\right)}{1 - 0,723\left(\frac{k_{FI}}{k_{pg}}\right)} k_{pg} \quad (3.31)$$

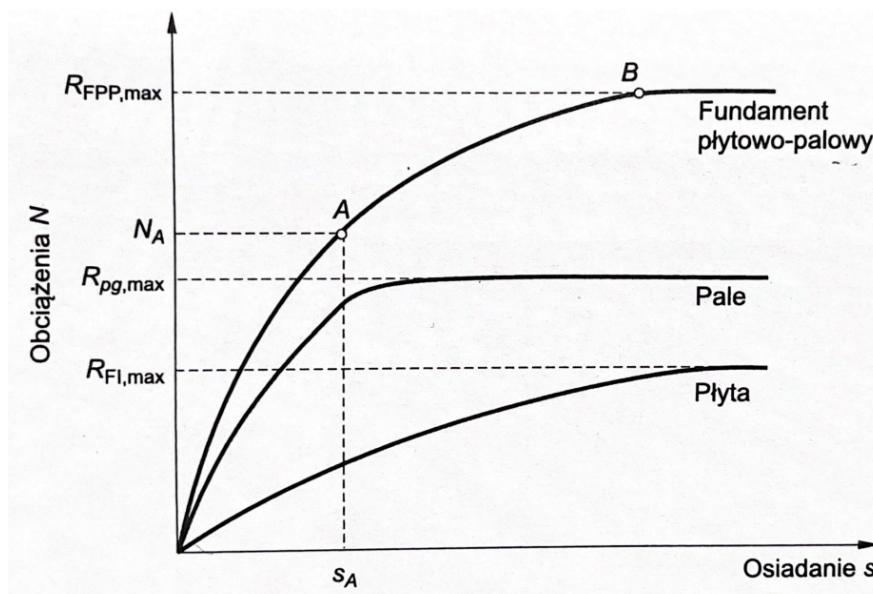
$$\frac{N_{FI}}{N_{FI} + N_{pg}} = \frac{0,15\left(\frac{k_{FI}}{k_{pg}}\right)}{1 - 0,7\left(\frac{k_{FI}}{k_{pg}}\right)} \quad (3.32)$$

$$\frac{N_{pg}}{N_{FI} + N_{pg}} = 1 - \frac{N_{FI}}{N_{FI} + N_{pg}} \quad (3.33)$$

Dzięki równaniom 3.31, 3.32, 3.33, znając sztywność podłoża gruntowego pod fundamentem bezpośrednim k_{FI} oraz sztywność grupy palowej k_{pg} , można określić sztywność fundamentu płytowo-palowego.

3.4.2 Zmodyfikowana metoda Poulosa i Davisa szacowania zależności obciążenie-osiadanie fundamentu płytowo-palowego

Poulos (Poulos, 2000), opracował uproszczoną procedurę szacowania zależności obciążenie-osiadanie fundamentu płytowo-palowego. Opiera się ona na założeniach i pracy badawczej Randolpha oraz Clancy'ego (Randolph, 1983; Clancy i Randolph, 1993, 1996), a także założeniu, że relacja obciążenie-osiadanie jest hiperboliczna.



RYSUNEK 3.13: Krzywa zależności obciążenie-osiadanie (Poulos, 2000)

Na rysunku 3.13 w punkcie A, dla danej siły pionowej pale osiągają pełną nośność. Zatem osiadanie fundamentu płytowo-palowego można oszacować według wzoru 3.34.

$$s_{FPP} = \frac{N}{k_{FPP}} \quad (3.34)$$

gdzie:

N - obciążenie;

k_{FPP} - sztywność fundamentu płytowo-palowego.

Gdy obciążenie ma wartość przekraczającą nośność pali, naddatek obciążenia jest przenoszony tylko przez płytę fundamentową, zgodnie ze wzorem 3.35.

$$s = \frac{N_A}{k_{FPP}} + \frac{N - N_A}{k_{FI}} \quad (3.35)$$

gdzie:

N_A - obciążenie pionowe, dla którego pale osiągną pełną mobilizację (punkt A na rysunku 3.13);

k_{FI} - sztywność gruntu pod płytą fundamentową. Obciążenie, dla którego pale osiągną pełną mobilizację można wyrazić za pomocą wzoru 3.36.

$$N_A = \frac{R_{pg,max}}{\beta_{pg}} \quad (3.36)$$

Randolph w swojej pracy (Randolph, 1983), przedstawił wzór na oszacowanie sztywności fundamentu płytowo-palowego k_{FPP} , którego ogólną postać wyraża wzór 3.37.

$$k_{FPP} = Xk_{pg} \quad (3.37)$$

k_{pg} we wzorze 3.37 oznacza sztywność grupy pali, natomiast współczynnik korelacyjny może być określony za pomocą wzoru 3.38.

$$X \approx \frac{1 - 0,6\left(\frac{k_{FI}}{k_{pg}}\right)}{1 - 0,64\left(\frac{k_{FI}}{k_{pg}}\right)} \quad (3.38)$$

Dystrybucja obciążenia na grupę pali w fundamencie płytowo-palowym β_{pg} jest możliwa do wyznaczenia, za pomocą wzoru Randolpha (Randolph, 1983), przedstawionego w 3.39.

$$\beta_{pg} = \frac{1}{1 - \alpha} \quad (3.39)$$

Gdzie:

$$\alpha = \frac{0,2}{1 - 0,8\frac{k_{FI}}{k_{pg}}}\left(\frac{k_{FI}}{k_{pg}}\right) \quad (3.40)$$

Korzystając ze wzorów 3.36 - 3.40 wyprowadzić można następujące zależności w przyjmowaniu obciążenia przez płytę oraz pale w fundamencie płytowo-palowym (3.41, 3.42):

$$N_{pg} = \beta_{pg}N \leq R_{pg,max} \quad (3.41)$$

$$N_{FI} = N - N_{pg} \quad (3.42)$$

Odwzorowując zachowanie całego systemu płytowo-palowego, zgodnie z wykresem 3.13 i obliczając siłę pionową N_A , dla której pale osiągną pełną mobilizację oporu, możliwe jest wyprowadzenie osiadania w zależności od relacji, pomiędzy wypadkową siłą pionową N , a N_A (3.43, 3.44):

$$s = \frac{N}{Xk_{pg0} \left(1 - \frac{R_{fp}\beta_{pg}N}{R_{pg,max}}\right)} \quad \text{dla } N \leq N_A \quad (3.43)$$

$$s = s_A + \frac{N - N_A}{k_{FI0} \left(1 - R_{fr} \frac{N - R_{pg,max}}{R_{FI,max}}\right)} \quad \text{dla } N \geq N_A \quad (3.44)$$

Gdzie:

$$s_A = \frac{N_A}{Xk_{pg0}(1 - R_{fp})} \quad (3.45)$$

k_{FI0} - początkowa sztywność gruntu pod płytą;

k_{pg} - początkowa sztywność pali pracujących w grupie;

R_{fp} - współczynnik hiperboliczny grupy pali;

R_{fr} - współczynnik hiperboliczny gruntu pod płytą;

N_{pg} - obciążenie pionowe przenoszone przez grupę pali;

N_{FI} - obciążenie pionowe przenoszone przez grunt pod płytą;

$R_{pg,max}$ - nośność graniczna grupy pali;

$R_{FI,max}$ - nośność graniczna gruntu pod płytą.

Jak można zauważyć na podstawie wzorów tegoż rozdziału, sztywność pod płytą, jak i sztywność pali, nie są wartością stałą i ulegają zmianie, wraz ze zmianą obciążenia. Badania modelowe, analizy MES oraz próbne obciążenia sugerują niedoszacowanie nośności fundamentu płytowo-palowego wyznaczonego metodą Poulosa (Hanish et al., 2002). Kacprzak w swojej pracy (Kacprzak, 2018), zaproponował na podstawie metody Poulosa-Davisa, ujednoczenie wzoru na uśrednione osiadanie grupy pali uwzględniający najważniejsze aspekty pracy systemu płytowo-palowego:

- pracę fundamentu płytowo-palowego w warunkach zarówno z odpływem, jak i bez odpływu;
- zmienność sztywności wraz z przyrostem obciążenia;
- pracę pracę pala w całym zakresie krzywej Q-s.

Korzystając z wniosku wynikającego z pracy Hanisha (Hanish et al., 2002), mówiącego o zbliżonej wartości osiadań płyty i grupy palowej (pod warunkiem odpowiedniej grubości płyty) wzór Poulosa w ujęciu Kacprzaka można przedstawić za pomocą 3.46.

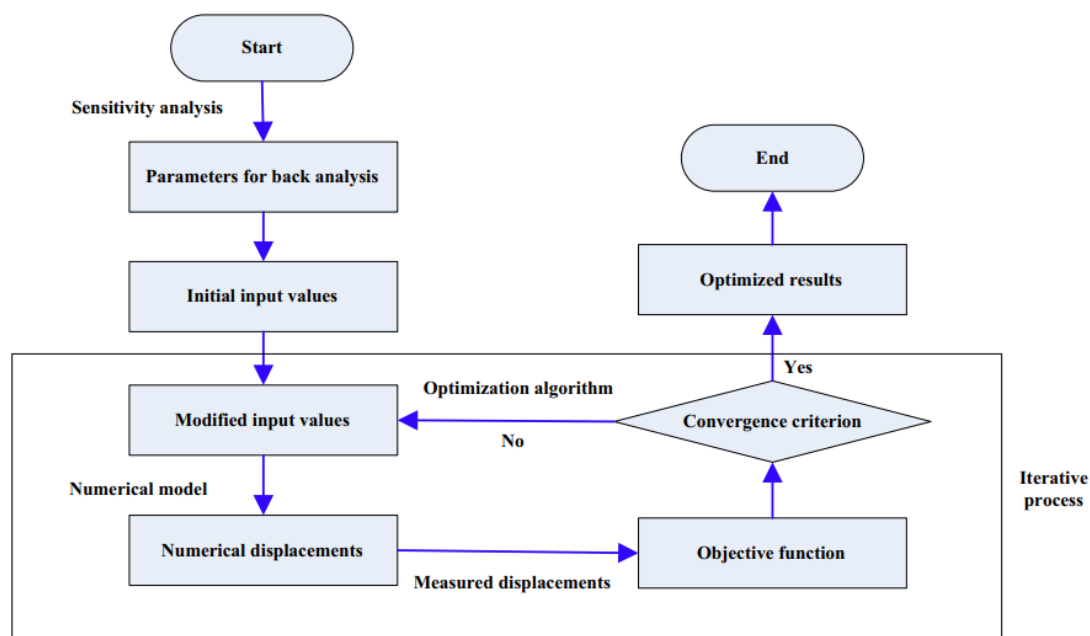
$$s_{FPP} = \frac{N_p}{(k_{p0}/\chi \quad \text{lub} \quad \beta_i)(1 - R_{fp}N_p/R_{p,max}C_{FPP})} \quad (3.46)$$

3.5 Analiza wsteczna w geotechnice

Analiza wsteczna (lub inaczej odwrotna), polega na iteracyjnej procedurze estymacji danych wyjściowych modelu, dzięki którym można otrzymać wynik najbardziej zbliżony do oczekiwanego. Innymi słowami, algorytm analizy odwrotnej przeszukuje zbiór danych wyjściowych, zapewniając najmniejszą możliwą różnicę pomiędzy wynikiem modelu i wynikiem pomiarowym (Ghasemi, 2019).

Analiza wsteczna w geotechnice ma szczególne znaczenie, gdyż z uwagi na mnogość czynników i zmienność parametrów, założenia poczynione przez projektantów często są możliwe do zweryfikowania tylko w oparciu o realne pomiary. To szczególnie ważny proces sprawdzenia przyjętych założeń, oddziaływań i zamodelowanych zjawisk, pozwalający na coraz doskonalsze odwzorowanie skomplikowanej natury interakcji pomiędzy podłożem gruntowym i konstrukcją.

Parametry geotechniczne wprowadzane do programów numerycznych, takie jak moduł Younga i kohezja, są kluczowe do wykonania skutecznej i dokładnej analizy. Większość parametrów geotechnicznych cechuje jednak znaczna niepewność i złożoność, a także zmienność. Analiza wsteczna jest zasadniczo procesem optymalizacji, jednak z uwagi na ilość czynników wzajemnie wpływających na siebie, nie może być wyrażana za pomocą konwencjonalnych metod optymalizacji matematycznych.



RYSUNEK 3.14: Procedura przeprowadzania analizy wstecznej za pomocą danych o przemieszczeniach (Ghasemi, 2019)

Rysunek 3.14 przedstawia ogólne kroki niezbędne do przeprowadzenia skutecznej analizy wstecznej. Główne komponenty tej procedury są następujące:

- Model numeryczny używany do obliczenia przemieszczeń konstrukcji podziemnej;
- Funkcja celu do pomiaru różnic pomiędzy przemieszczeniami zmierzonymi oraz obliczonymi;
- Algorytm optymalizacji używany do zmniejszenia wartości funkcji celu, poprzez optymalizację modelu lub parametrów geotechnicznych.

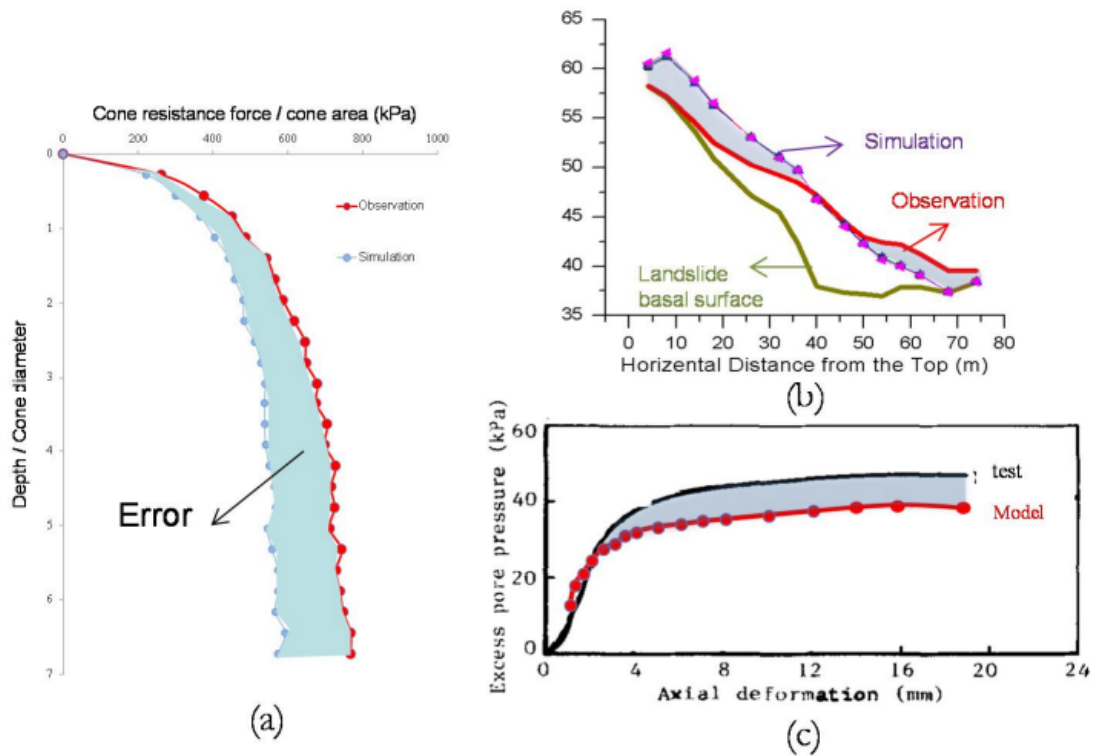
Funkcja celu jest definiowana jako suma różnic bezwzględnych pomiędzy przemieszczeniami zmierzonymi i obliczeniowymi. Istnieje jednak pewne ograniczenia, pod kątem

zróznicowania wyników, które dla funkcji celu mogą być błędnie zinterpretowane. Przykładowo, jeśli zmierzone przemieszczenia wynoszą 0,1 mm, to błąd funkcji równy 0,1 mm jest niedopuszczalny. Jeżeli jednak przemieszczenia wynoszą 1,0 mm, a błąd w wartości bezwzględnej 0,1 mm, to zakres błędu jest akceptowalny. Z tego powodu akumulacja wartości bezwzględnych błędów pomiędzy zmierzonymi i obliczonymi przemieszczeniami są używane jako funkcja celu, którą wyraża równanie 3.47.

$$f(\mathbf{x}) = \sum_{k=1}^m \frac{|Y_k(\mathbf{x}) - y_k|}{|y_k|} \quad (\mathbf{1} \leq \mathbf{x} \leq \mathbf{u}) \quad (3.47)$$

W równaniu 3.47 \mathbf{x} jest zestawem parametrów geotechnicznych wybranych do analizy wstecznej, a $\mathbf{1}$ i \mathbf{u} są odpowiednio najniższą oraz najwyższą wartością parametru klasyfikującego dany rodzaj gruntu. $Y(k)$ jest obliczeniowym przemieszczeniem w miejscu k , a $y(k)$ jest pomiarem rzeczywistym. Liczba m w sumie jest liczbą całkowitą pomiarów wybranych do analizy. Podczas analizy wstecznej algorytm optymalizacji może zminimalizować funkcję celu $f(x)$ modyfikując wartości parametrów podczas procesu iteracyjnego aż do uzyskania optymalnych wyników (Song et. al., 2015).

Jednym z najważniejszych elementów analizy odwrotnej jest definicja prawidłowej funkcji błędu modelu. Funkcję tą można zdefiniować jako funkcję określającą zbieżność wyników pomierzonych oraz obliczonych. Nieodłączną cechą wszystkich metod optymalizacji jest to, że używają pewnych procedur iteracyjnych, aby zminimalizować błąd modelu. Jeśli przedstawić obserwacje jako krzywe, prosta definicja funkcji błędu modelu (MEF), może być obszarem pomiędzy krzywą reprezentującą numeryczną symulację, a krzywą przedstawiającą rzeczywiste wyniki. Rysunek 3.15 schematycznie przedstawia to podejście do definicji funkcji błędu modelu.

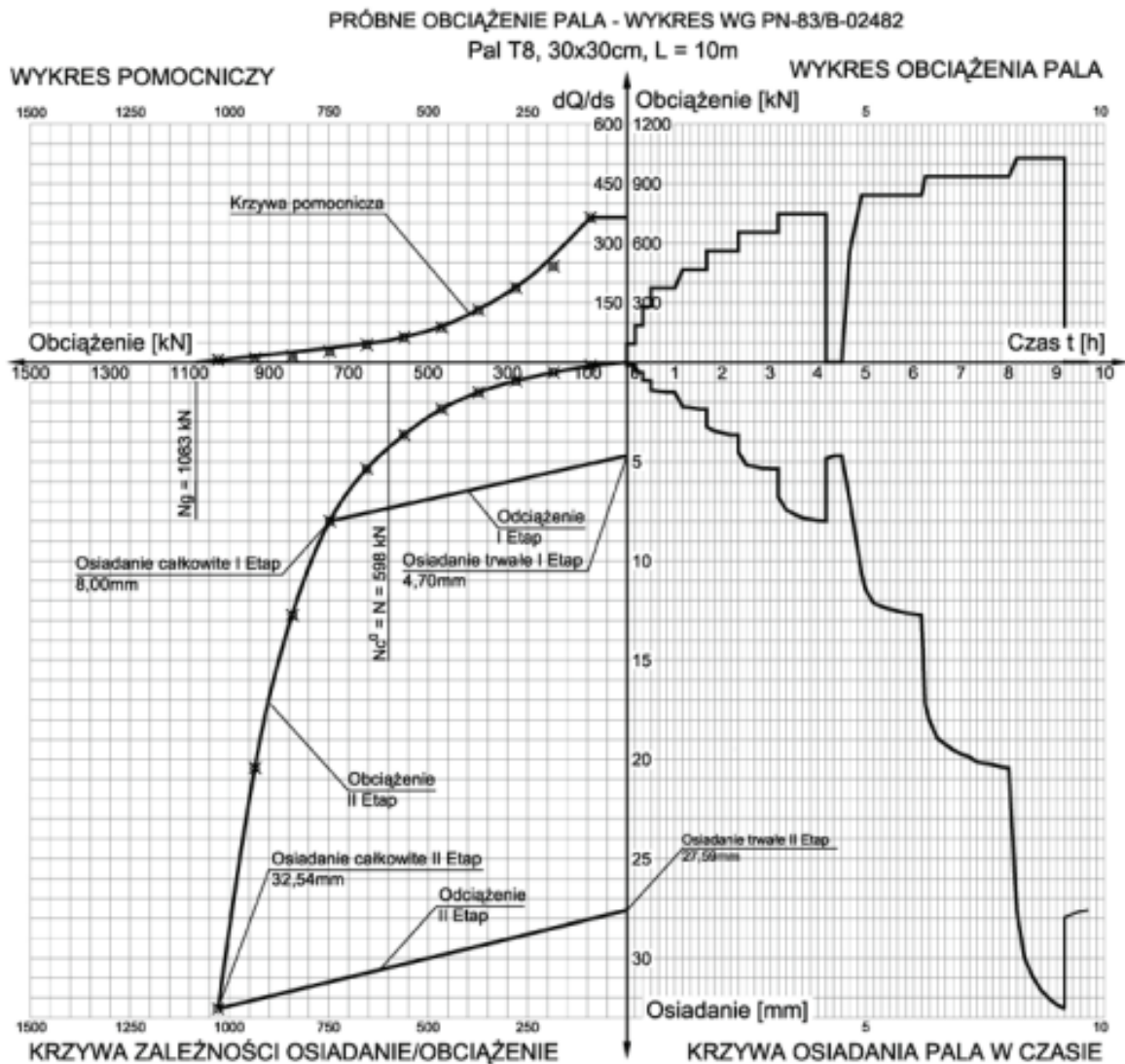


RYSUNEK 3.15: Graficzne przedstawienie błędu obserwacji oraz symulacji dla różnych typów analiz geotechnicznych a) sondowania CPT b) propagacji osuwiska c) badania laboratoryjnego (Ghasemi, 2019)

Analiza wsteczna ma w geotechnice szczególnie częste zastosowanie - w analizach fundamentów palowych, w których ocena nośności pali została określona na podstawie próbnych obciążeń. Jest to najczęściej stosowany w praktyce rodzaj analizy wstecznej, polegający na wykonaniu pala próbnego w miejscu, gdzie grupa pali będzie docelowo wykonana, podłączeniu aparatury pomiarowej, obciążeniu pala siłą określoną w projekcie, a następnie odczytaniu i przeanalizowaniu wyników. Obciążanie najczęściej odbywa się za pomocą siłownika hydraulicznego, pracującego statycznie i konstrukcji przenoszącej siłę obciążającą na pale (Kraśński i Sieńko, 2010; Rybak, 2008).

Dzięki wynikom przemieszczeń w relacji do przyłożonej siły osiowej w czasie możliwe jest utworzenie wykresu Q-s obrazującego pracę pala. W rozdziale 3.3.2 zostało opisane wykorzystanie funkcji transformacyjnych do stworzenia wykresu Q-s, a także jego przydatność w dalszym etapie projektowania. Zasadniczo, w analizach numerycznych, wykres Q-s jest "instrukcją" dla programu jak dany pal będzie pracował w zamodelowanym środowisku gruntowym. Wprowadzenie do programu numerycznego charakterystyki przemieszczeniowej, odbywa się za pomocą stworzenia elementów interakcji pomiędzy elementami gruntu oraz pala, które są opisane właśnie za pomocą krzywej Q-s.

W niniejszej dysertacji, analiza wsteczna bazuje na wykresach przemieszczeń reperów geodezyjnych, umiejscowionych w wybranych miejscach pod płytą fundamentową. Odczyty prowadzone przez wiele lat dają obraz pracy całego fundamentu płytowo-palowego,



RYSUNEK 3.16: Przykład interpretacji wyników próbnego obciążenia statycznego pala (Rybak, 2008)

pod zmieniającymi się w czasie obciążeniami. Dokładność wykonywanych obliczeń numerycznych, bez konfrontacji ich z rzeczywistymi pomiarami, jest często w środowisku fachowym przedmiotem sporów o zasadność analiz numerycznych. Analiza wsteczna daje możliwość sprawdzenia, które aspekty modelu mogą być dodane lub zmodyfikowane tak, by dawały realne rezultaty naprężeń i przemieszczeń. Ponadto, daje szeroką bazę wiedzy i sprawdzonego doświadczenia możliwego do zaaplikowania w przyszłych pracach projektowych na obiektach o zbliżonym charakterze i geometrii.

4 Identyfikacja parametryczna iłówo mioceńsko-plioceńskich serii poznańskiej

4.1 Wstęp

Z uwagi na swoją znaczną powierzchnię występowania i nietypowość pod względem podatności na zjawiska takie jak pęcznienie czy skurcz, łąy serii poznańskiej są przedmiotem zainteresowań wielu badaczy z całej Polski, zajmujących się geologią i geotechniką. Przez ponad pół wieku w głównych ośrodkach badawczych Polski, zajmowano się zgłębianiem zagadnień związanych ze skomplikowaną naturą tych gruntów.

Wśród prac dotyczących iłówo serii poznańskiej, w ocenie autora najważniejszą pozycją jest zlecenie wykonane dla Instytutu Techniki Budowlanej w 1990 roku przez zespół badaczy pod przewodnictwem prof. Przysańskiego na Politechnice Poznańskiej (Przysański et al., 1990). Wyprowadzono w tejże publikacji związki korelacyjne pomiędzy właściwościami fizycznymi oraz mechanicznymi, przy zachowaniu dokładności cechującej badania naukowe. Z uwagi na olbrzymią ilość przebadanych próbek (880, w tym 282 próbki o strukturze nienaruszonej), jest to nieocenione źródło wiedzy, a wybrane wyniki zostały przedstawione w niniejszym rozdziale.

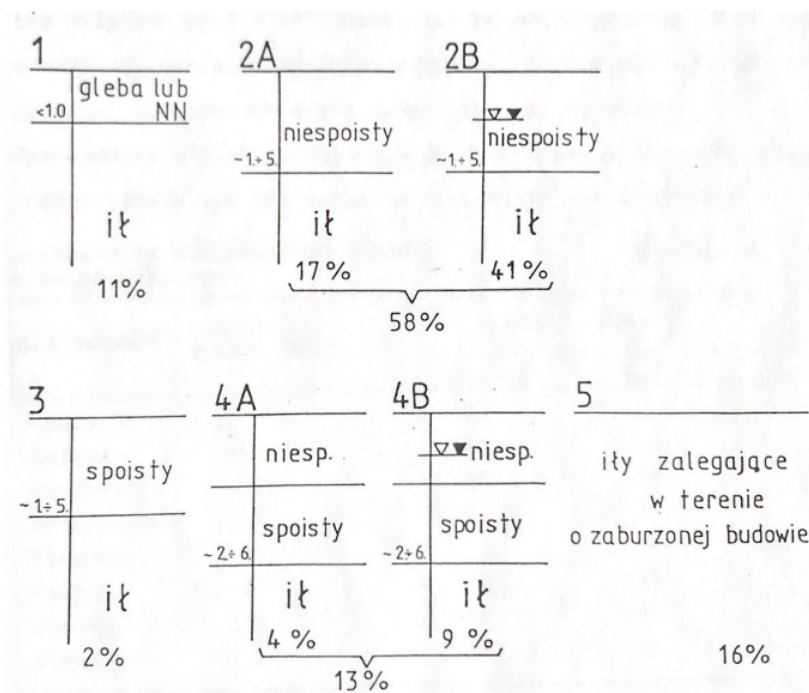
Rysunek 4.1 przedstawia zestawienie próbek analizowanych pod kątem zakresów parametrów fizycznych i mechanicznych w publikacji (Przysański et al., 1990).

Miejscowość	Liczba dokumentacji	Liczba próbek	
		łącznie	w tym NNS
Jarocin	2	22	3
Kalisz	24	141	46
Krotoszyn	3	38	38
Ostrzeszów	7	57	39
Pleszew	1	3	-
Poznań	15	178	29
Wronki	26	415	101
Klempicz	1	26	26
łącznie	81	880	282

RYSUNEK 4.1: Zestawienie analizowanych próbek iłówo poznańskich z podziałem na miejsce pobrania próbek (Przysański et al., 1990)

Na podstawie tych badań stwierdzono przede wszystkim, że właściwości iłłów poznańskich zalegających w naturalnych warunkach w podłożu są "dość dobre" (Przystański et al., 1990). Cechuje te grunty przede wszystkim prekonsolidacja, a także niejednorodność budowy. Ponadto, w warunkach naturalnych w większości przypadków, występują one w stanie półzwardym lub twardoplastycznym.

Na podstawie 81 dokumentacji geologiczno-inżynierskich i technicznych badań podłoża gruntowego, stwierdzono 4 charakterystyczne profile, obejmujące 84 % wszystkich rozpatrywanych przypadków występowania tychże grunty w podłożu. Stwierdzono przy tym, że najczęściej spotykanym przypadkiem występowania jest profil, w którym strop iłłów ułożony jest na głębokości do 6 metrów poniżej poziomu terenu. Rysunek 4.2, przedstawia typowe profile podłoża rejonów występowania iłłów formacji poznańskiej.

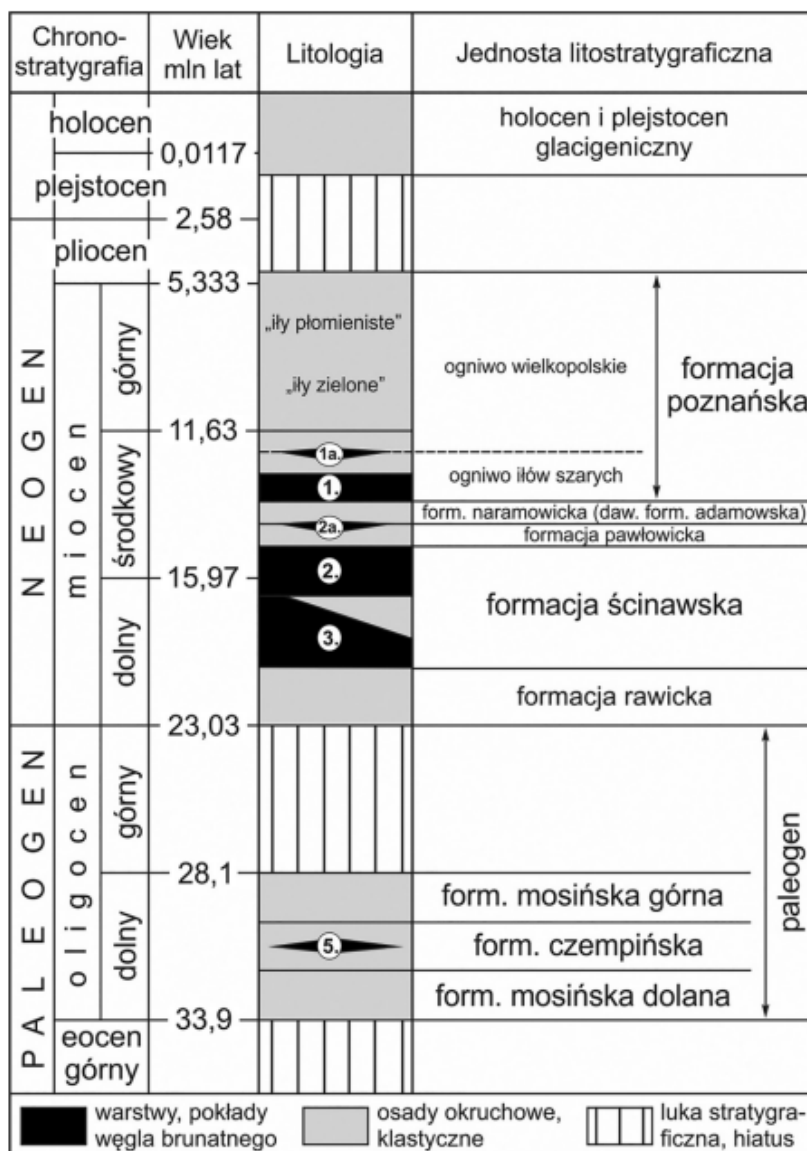


RYSUNEK 4.2: Typowe układy zalegania iłłów serii poznańskiej (Przystański et al., 1990)

Odrębnym, lecz równie istotnym opracowaniem zbierającym wyniki badań rejonu Poznania nad iłłami serii poznańskiej jest monografia Trocia (Troć, 2006). Zebrane tam dane, pochodzące zarówno z opracowań własnych dokumentacji geologiczno-inżynierskich i geotechnicznych, w ramach działalności firm zajmujących się rozpoznaniem podłoża gruntowego, jak i prac naukowych, zostały również przedstawione w niniejszym rozdziale. Dane te posłużyły autorowi do dalszych opracowań poczynionych w ramach pracy.

4.2 Geneza iłłów serii poznańskiej

Utwory neogeojskie zachodniej części Nizy Polskiego, w skład których wchodzi Wielkopolska rozwinęły się w obrębie rozległego, epikontynentalnego basenu sedymentacyjnego, ciągnącego się od Morza Północnego, przez Niemcy i Polskę, po Białoruś (Piwocki, 1991).



RYSUNEK 4.3: Zarys litostratygrafii neogenu w rejonie obszaru badań (Widera, 2021)

Iły są na ogół tłuste w połysku i zawierają przewarstwienia ciemnych iłów brunatnych lub czarnych, węglistych z drobnymi, soczewkowatymi wkładkami węgla brunatnego. Lokalnie występują w nich wkładki soczewkowate piasków pylastych i drobnoziarnistych, przeważnie silnie zailonych, szarozielonawych. Ilasty kompleks tych warstw wykazuje różną miąższość i dochodzi do kilkunastu metrów. Odcina się wyraźnie obecnością szczątków roślinnych od wyżej leżących iłów zielonych, pozbawionych ich zupełnie i zaliczanych do górnych warstw poznańskich.

Na terenie Wielkopolski górne warstwy poznańskie dzielą się na dwie części: dolną w postaci iłów zielonych, tłustych lub pylasto-piaszczystych, łuszczkowych z przerostami piasków i mułków oraz górną – przeważnie pstrą lub z przerostami pstrymi, zielonawo-żółtą, rdzawo-zieloną, również miejscami pylasto-piaszczystą z przerostami piaszczystymi. Rysunek 4.3 przedstawia litostratyografię gruntów analizowanego rejonu (Widera, 2021).

Dygor nazwał osady ilaste leżące powyżej pokładu „Henryk” serią poznańską, gdzie wydzielił na podstawie zmiany barwy i składu mineralnego (Dygor, 1967):

- poziom iłów szarych;
- poziom iłów zielonych z glaukonitem;
- poziom iłów płomienistych; w poziomie tym występują w południowo-zachodniej części Polski warstwy i soczewy gruboziarnistych piasków kwarcowo - skaleniowych tzw. seria Gozdniczy.

Kunkel, na podstawie badań kationów żelaza, manganu, wapnia i glinu metodą chromatograficzną zastosowała podobny podział litologiczny (Kunkel, 1975):

- seria starsza (iły brunatne i szare);
- seria młodsza, dolna (iły szaroniebieskie i zielone);
- seria młodsza górna (iły pstre).

W składzie litologicznym serii poznańskiej występują poza iłami: mułki ilaste, mułki i piaski bardzo drobnoziarniste. Charakterystyczna jest obecność osadów zdiagenezowanych, występujących jako warstwy skały litej w warstwie serii iłów pstrych (Kunkel, 1975). Walkiewicz twierdzi (Walkiewicz, 1984), że mimo poziomu iłów płomienistych (pstrych) kończących sedymentację serii, to jednak ich obecność w stropie może wskazywać na powierzchnię pierwotną. Natomiast obecność w warstwach powierzchniowych stropu iłów zielonych, może być dowodem erozji sedymentacyjnej, braku depozycji lub erozji czwartorzędowej.

Aktualnie uważa się, że najwyższy poziom iłów płomienistych jest częścią profilu wieńcowego. Wskazują na to: pokorzeniowe konkretne węglanowe, pieprze żelazisto-manganowe, gipsy tworzące białe naloty i wypełnienie struktur pokorzeniowych, rozmieszczenie plam typowe dla stref opadowogłębowych. Procesy glebowe prowadzące do powstania iłów płomienistych objęły utworzoną wskutek erozji ówczesną powierzchnię osadów formacji poznańskiej. Poziom ten, jest najprawdopodobniej poligenetyczny i różnoczasowy (Piwocki, 2002).

Jak w swojej pracy z 2002 pisali Czapkowski i Krasieński "Całą sukcesję osadową formacji poznańskiej można podzielić na osiem cykli depozycyjnych, rejestrujących fluktuację poziomu wody w zbiorniku. Większość cykli rozpoczyna się akumulacją osadów grubszej frakcji – jeziorzyskowych bądź deltowych czy przesmykowych (wysoki stan wody), kończy zaś depozycją jeziorną lub bagniskową (obniżony stan wody)" (Czapkowski i Krasieński, 2002). "Okresy wzmożonej subsydencji umożliwiły osadzenie frakcji pelitycznych otwartej toni oraz epizodyczne gwałtowne deponowanie osadów sphywów błotnych. Osadzanie lub zahamowanie subsydencji przyczyniło się do spadku poziomu wody i opanowanie jeziora przez roślinność - rozwój osadów bagniskowych" (Czapkowski et al., 2002).

Na terenie Poznania, strop osadów facji jeziornej – iłów serii poznańskiej, w zależności od morfologii terenu, występuje na zmiennej rzędnej tj. od około 40 do 65 m n.p.m. Facja

jeziorna reprezentowana jest przez utwory otwartej toni wodnej (iły i mułki) oraz utwory facji bagiennej, torfiskowej (iły węgliste oraz warstwy / soczewki węgla brunatnych). We facji jeziornej dominują pod względem litologicznym: iły, iły pylaste, gliny pylaste oraz pyły (mułki).

Facje bagienno-torfiskowe wykształcone są jako soczewki węgla brunatnego oraz iły z wkładkami ziemisto-ksylitowych węgla brunatnych. Lokalnie, górna część opisywanych iłó w ma nieregularne zabarwienie plamiste: wiśniowo-czerwone pochodzące od utlenienia związków żelaza. Iły z domieszkami węgla brunatnych są ciemnoszare i czarnoszare. Pozostałe nawiercone osady pelagiczne są barwy niebieskiej lub oliwkowej (Troć, 2006).

Warto wspomnieć, że na przestrzeni lat poglądy na temat powstania ogniw wielkopolskiego zmieniały się. Można podzielić je na trzy grupy. Pierwsza grupa poglądó w, dominująca od końca XIX wieku do połowy XX wieku podaje pochodzenie limniczne (z dna jeziora) tychże gruntó w, co przedstawiają między innymi mapy zasięgó w facjalnych wykonane w latach 1957-1964 przez Arenia (Aren, 1957).

Drugą grupę obejmują poglądy rozpropagowane w latach sześćdziesiątych i siedemdziesiątych XX wieku przez Stanisława Dyjora, wskazujące głównie na morskie środowisko sedimentacji (Dyjor, 1967).

W ostatnich latach genezę tych drobnoziarnistych osadó w łączy się z późnoneogeńskim systemem rzeki anastomozującej lub przejściowej, tj. anastomozującej do meandrującej (Widera, 2021). Co za tym idzie, jest to teoria kontrastująca do powszechnie dotychczas przyjętego pochodzenia jeziornego tychże gruntó w. Należy wszakże stwierdzić, że jedyną dotychczas pracę na temat fluwialnej genezy omawianych osadó w, odnoszącą się do przedpola Sudetó w napisali Badura i Przybylski (Badura i Przybylski, 2004).

4.3 Geologiczno-inżynierska charakterystyka iłó w serii poznańskiej

4.3.1 Skład mineralny

Skład mineralny iłó w formacji poznańskiej był wielokrotnie badany. Najobszerniejszą rozprawę na ten temat opracował Wichrowski (Wichrowski, 1981), dzieląc obszar występowania serii poznańskiej na cztery rejony, zróżnicowane pod tym kątem. Skład chemiczny iłó w serii poznańskiej według badań Wichrowskiego przedstawiono w na rys. 4.4, zestawiając go z innymi badaniami (Orzechowski i Kostrzewski, 1964; Jeż, 1977).

Kunkel w swojej pracy, badała zmienność występowania kationó w żelaza, manganu, wapnia i glinu metodą chromatograficzną w osadach ilastych Wielkopolski (Kunkel, 1975). Wykazała ponadto, że określone przez nią różnice ilościowe poszczególnych kationó w pokrywają się z wydzielonymi seriami iłó w na podstawie kryterió w litologicznych. Rysunek 4.5 przedstawia średnie wartości kationó w opisanych pierwiastkó w.

Związek chem.	Mściszewo (C/5)	Oborniki (C/6/1)	Oborniki (C/6/2)	Poznań* J. Orzechowski W. Kostrzewski (1964)	Poznań (iły pstry) J. Jeż (1977)
	zawartość w %				
<i>SiO₂</i>	57,38	56,01	55,75	70,50	49,42
<i>TiO₂</i>	0,83	0,71	0,85	–	ślady
<i>Al₂O₃</i>	16,42	16,92	18,26	14,27	12,70
<i>Fe₂O₃</i>	8,33	5,79	5,58	5,83	9,36
<i>MnO</i>	0,03	0,08	0,07	–	–
<i>MgO</i>	1,27	1,32	1,57	3,73	1,80
<i>CaO</i>	1,10	2,23	1,34	1,71	15,02
<i>Na₂O</i>	0,15	2,24	0,18	–	suma
<i>K₂O</i>	2,07	2,28	2,75	–	3,87
<i>H₂O+</i>	6,34	6,47	6,67	–	–
<i>H₂O-</i>	6,17	6,50	6,14	–	–

* Rejon ulic Zamenhofa, Kórnickiej, Piotrowo.

RYSUNEK 4.4: Zarys litostratygrafii neogenu w rejonie obszaru badań (Troć, 2006)

Seria	Średnie zawartości w %			
	Fe+++	Mn++	Ca++	Al+++
seria starsza (mio-pliocen) iły brunatne i szara	2,93	0,99	4,37	6,02
seria młodsza dolna (pliocen dolny) iły szaroniebieskie i zielone	3,50	0,68	4,30	5,02
seria młodsza, góra (pliocen górny) iły pstre	3,81	0,66	8,29	5,31

RYSUNEK 4.5: Wydzielenia serii iłów na podstawie badań kationów Fe, Mn, Ca, Al (Kunkel, 1975)

Skład mineralny iłów poznańskich, tworzą przede wszystkim cztery podstawowe składniki - kwarc, smektyt, kaolinit i illit. Największy udział przypada tutaj kwarcowi, jednak ustępuje on sumie pozostałych. Z wysoką zawartością kwarcu w iłach wiąże się zwiększony udział skaleni. Najważniejszym minerałem ilastym serii poznańskiej jest smektyt. Mineral ten, jest zwykle minerałem mieszano-pakietowym z serii smektyt-illit, na drugim miejscu znajduje się illit, a następnie kaolinit lub rzadziej halozyt. Z minerałów żelaza najpospolitszy jest getyt (barwiący iły na kolor żółty, często w sposób plamisty), hematyt (charakterystyczny w iłach płomienistych) oraz rzadziej piryt (występujący zazwyczaj w niższych poziomach serii). Pospolitym składnikiem podrzędnym jest gips, występujący zarówno w poziomie iłów zielonych, jak i w górnych partiach (strefa wietrzenia) iłów płomienistych. Większość analizowanych iłów poznańskich składa się w 2/3 z frakcji ilastej (Wichrowski, 1981). Rysunek 4.6, przedstawia zestawienie badań głównych składników mineralnych iłów serii poznańskiej rejonu centralnego.

Składnik mineralny	Mściszewo (C/5)	Oborniki (C/6/1)
	zawartość w % (wagowych)	
minerały ilaste (suma)	76,0 (smektyt 51, illit 26, kaolinit 23)	74,5 (smektyt 60; illit 33, kaolinit 7)
kwarc	21,0	22,5
skaleń	3,0	3,5

RYSUNEK 4.6: Zawartość głównych składników mineralnych iłów serii poznańskiej rejonu centralnego (Mściszewa oraz Obornik) (Wichrowski, 1981)

Z badań Duczmal-Czerniewicz wynika, że pstre przebarwienia występują w formie makroskopowo nieregularnych skupień tlenków i wodorotlenków Fe, które mogą tworzyć cienkie warstewki w ile. Analiza dyfraktogramów potwierdziła obserwacje o występowaniu dwóch faz, od których pochodzi zabarwienie pstrych plam w iłach - wiśniowo-czerwone hamatytu oraz bruntane i rdzawe getytu. W omawianych osadach, powszechnie występują konkrecje węglanowe i siarczkowe, powodujące również zmiany w zabarwieniu osadów (Duczmal-Czerniewicz, 2007).

Ciekawym zjawiskiem jest również obecność i rozmieszczenie utworów węglanowych. Takie utwory były wielokrotnie spotykane podczas badań terenowych i udokumentowane w publikacjach (Wyrwicki i Maliszewska, 1977). Badania pozwoliły scharakteryzować utwory węglanowe, w nawiązaniu do poziomów litostratygraficznych wyznaczonych przez Dyjora (Dyjor, 1970):

- poziom górny iłów płomienistych - poza strefą wietrzenia; osady tej serii nie zawierają utworów węglanowych,
- poziom środkowy iłów zielonych - wśród osadów tego poziomu powszechnie występują różnorodne utwory węglanowe, zarówno warstwowe, jak i konkrecyjne, wapieniste, margliste i syderytowe. Ponadto, stwierdzono w tym poziomie bardzo częste kryształy i konkrecje gipsu, siarczki żelaza i konkrecje barytowe. Charakterystyczne dla tego poziomu jest występowanie glaukonitu,
- poziom dolny iłów szarych - występują tutaj siarczki żelaza, konkrecje syderytowe i podrzędne konkrecje wapienne.

Utwory wapienne pochodzą z ługowania węglanu wapnia ze skał nadkładu, głównie czwartorzędowych glin zwałowych i proces ten zachodzi wszędzie tam, gdzie nadkład jest grubszy niż 2 m. Postać węglanów przybiera dwie zasadnicze formy - białych proszkowych nalotów na powierzchniach spękań iłów lub z wypełnień tych szczelin oraz wapienno-marglistych konkrecji.

Utwory syderytowe występują w iłach i mułkach ilastych szarozielonych i szaroniebieskich w formie konkrecji. Osady te, wysychając na powierzchni, zmieniają barwę na brunatną. Składniki węglanowe reprezentują kalcyt, dolomit żelazisty, ankeryt oraz syderyt, a towarzyszą tlenki żelaza, manganu, piryty i gips (Dyjor, 1970).

4.3.2 Właściwości fizyczne

Wśród osadów serii poznańskiej około 75 % gruntów stanowią ily (Grabowska-Olszewska, 1988), powstałe w zbiorniku wodnym zajmującym w miocenie i pliocenie większą część Polski. Charakterystyka iłów została odniesiona do czterech najlepiej zbadanych części basenu akumulacji utworów - części północno-wschodniej (rejon W), centralnej (rejon C), południowej (rejon S), południowo-zachodniej (rejon Z) (Troć, 2006).

Parametry	B. Grabowska-Olszewska (1998)	J. Orzechowski, W. Kostrzewski (1964)	J. Jeż (1977)	J. Przystański (1990)	A. Wojtasik (1994)
Ilość badanych próbek	–	6	10	–	5
Fracja iłowa, $f_i < 2 \text{ mm}$, %	12-83	48-58	–	–	72
Gęstość właściwa, r_s , Mg/m ³	2,67-2,78	2,72-2,83	2,702	–	–
Gęstość objętościowa, r_s , Mg/m ³	1,80-2,43	1,86-1,96	1,423-1,680	1,98+/-0,09	–
Porowatość, %	31-50	–	–	–	–
Granica płynności, w_L , %	42-118	93,12-106,75	73,60	55,1+/-6,0 $f_i = 35$ 94,7+/-7,0 $f_i = 65\%$	–
Granica plastyczności, w_p , %	28-35	25,49-29,65	24,45	19+/-3,0 ($f_i=35\%$)	–
Granica skurczalności, w_s , %	–	–	14,46	14,5+/-0,6	–
Wskaźnik plastyczności, I_p , %	13-82	63,52-81,26	–	–	69
Aktywność, A	0,75-2,00	1,187-1,510	1,041	–	–
Pojemność wymiany kationowej, CEC, mval/100g	14-43	–	–	–	38
Potencjał pęcznienia, S , %	od 1,5 do >25	–	–	–	–
Ciśnienie pęcznienia, d_{sp} , kPa	30-300	–	–	–	–
Wilgotność %	–	26,06-30,20	20,65-33,0	25,5+/-5,5	22,67

RYSUNEK 4.7: Właściwości fizyczne iłów rejonu Poznania (Troć, 2006; Orzechowski i Kostrzewski, 1964; Jeż, 1977; Wojtasik, 1994)

Właściwości fizyczne iłów rejonu centralnego, zostały zebrane w tabeli w pracy Trocia (Troć, 2006) oraz przedstawione na rysunku 4.7. Jest to o tyle cenne zestawienie, że zbiera dane otrzymane w sposób niezależny, przez wielu badaczy na przestrzeni prawie pół wieku.

Po 2000 roku, wraz z rozwojem miasta i planowaniem oraz realizacją inwestycji o głębokim posadowieniu, wykonano wiele dokumentacji geotechnicznych i geologiczno-inżynierskich, których zakres badań obejmował osady serii poznańskiej. Na podstawie tych badań, w publikacji zawarte są przedziały poszczególnych właściwości fizycznych iłów z rejonu Poznania, przedstawione na rysunku 4.8 (Troć, 2006).

Parametry	ul. Na Młosteczku	park J.H. Dąbrowskiego	Plac Andersa	most Św. Rocha	Plac Wolności	Plac Wiosny Ludów	ul. Podgórna
Frakcja iłowa, $f_i < 2$ mm, %	31,5-61,0	35,5-60,6	48,0-66,1	44,0-75,00	50,0-75,0	–	35,2-39,1
Gęstość objętościowa, ρ_s , Mg/m ³	–	–	–	–	1,90-2,22	–	–
Granica płynności, w_L , %	–	–	–	–	44,0-122,5	57,3-108,2	51,2-114,4
Granica plastyczności, w_p , %	–	–	–	–	10,7-43,4	17,0-33,4	–
Granica skurczalności, w_s , %	–	–	–	–	7,0-18,0	–	–
Wskaźnik plastyczności, I_p , %	–	–	–	–	27,7-80,5	–	31,3-80,1
Aktywność, A	–	–	–	–	0,69-1,13	–	0,93-1,13
Wilgotność %	12,8-34,5	16,1-38,8	12,4-31,6	17,0-65,3*	14,3-29,3	–	–

RYSUNEK 4.8: Właściwości fizyczne iłów rejonu śródmieścia w Poznaniu (Troć, 2006)

W 1990 roku, opublikowano na zlecenie Instytutu Techniki Budowlanej, opracowanie wykonane przez zespół Politechniki Poznańskiej (Przystański et al., 1990), którego założeniem było określenie właściwości fizyko-mechanicznych iłów poznańskich okolic Poznania. Praca ta, jest niezwykle bogatym źródłem danych o tychże utworach, w której zestawiono zakresy parametrów fizycznych oraz mechanicznych iłów z podziałem na lokalizację. Z uwagi na dodatkowy cel opracowania, jakim było korelacyjne (pośrednie) wyznaczenie parametrów wytrzymałościowych, w oparciu o parametry fizyczne tych gruntów, położono istotny nacisk na rzetelne wyznaczenie zakresów takich parametrów jak gęstość czy wilgotność.

Skład granulometryczny, oznaczony metodą areometryczną w opracowaniu Politechniki Poznańskiej (Przystański et al., 1990), wskazuje nieznaczną niejednorodność uziarnienia w obrębie przebadanego zbioru próbek. Przebadany materiał został zaklasyfikowany najczęściej jako ił pylasty lub grunt znajdujący się na pograniczu iłów pylastych i iłów. Ważną obserwacją jest, że ił rejonu poznańskiego, posiada w swoim składzie granulometrycznym więcej frakcji piaskowej oraz charakteryzuje się wyraźniejszą niejednorodnością w porównaniu do reszty rejonu Wielkopolski.

Jak było nadmienione we wstępie niniejszego rozdziału, iły serii poznańskiej występujące w podłożu w stanie naturalnym, charakteryzują się półzwartym lub twardoplastycznym stanem plastyczności. Przedziały wilgotności z podziałem na rejonu pobrania próbek zawarto w tabeli 4.1, zaś gęstości objętościowej w tabeli 4.2.

Rejon	w_n (me) [%]	\pm [%]
Kalisz	23,8	4,4
Poznań	25,5	5,5
Wronki	26,3	6,1
Cała Wielkopolska	25,6	5,8

TABELA 4.1: Zestawienie wyników badań wilgotności iłó w formacji poznańskiej z podziałem na rejon y pobrania próbek (Przystański et al., 1990)

Rejon	gęstość obj. ρ (me) [g/cm^3]	\pm [g/cm^3]
Kalisz	2,00	0,07
Poznań	1,98	0,09
Wronki	1,95	0,09
Cała Wielkopolska	1,97	0,09

TABELA 4.2: Zestawienie wyników badań gęstości objętościowej iłó w formacji poznańskiej z podziałem na rejon y pobrania próbek (Przystański et al., 1990)

Następnymi parametrami fizycznymi zestawionymi w opracowaniu są granice Atterberga, a dokładniej granica skurczalności, plastyczności i płynności, jak również wskaźnik plastyczności (Przystański et al., 1990). Tabele 4.3, 4.4, 4.5, przedstawiają zakresy tych parametrów. W dwóch ostatnich, zakres tego parametru uzależniony jest od zawartości frakcji iłowej w gruncie.

Rejon	granica skurczalności w_s [%]	\pm [%]
Poznań	14,5	0,6
Wronki	14,3	0,7

TABELA 4.3: Zestawienie wyników badań granicy skurczalności iłó w formacji poznańskiej z podziałem na rejon y pobrania próbek (Przystański et al., 1990)

Rejon	granica plastyczności [%]
Poznań	$w_p = 7,45 + 0,33f_i$
Wronki	$w_p = 17,03 + 0,13f_i$
Ostrzeszów	$w_p = 5,60 + 0,37f_i$
Kalisz	$w_p = 8,54 + 0,31f_i$
Cała Wielkopolska	$w_p = 10,45 + 0,27f_i$

TABELA 4.4: Zestawienie związków korelacyjnych pomiędzy zawartością frakcji iłowej w gruncie, a jego granicą plastyczności (Przystański et al., 1990)

Rejon	granica płynności [%]
Poznań	$w_L = 8,93 + 1,32f_i$
Wronki	$w_L = 32,31 + 0,86f_i$
Ostrzeszów	$w_L = 7,24 + 1,37f_i$
Kalisz	$w_L = 33,8 + 0,92f_i$
Cała Wielkopolska	$w_L = 23,66 + 1,06f_i$

TABELA 4.5: Zestawienie związków korelacyjnych pomiędzy zawartością frakcji ilowej w gruncie, a jego granicą płynności (Przystański et al., 1990)

Na podstawie danych o gęstościach objętościowych oraz wilgotnościach naturalnych, wyznaczono w opracowaniu (Przystański et al., 1990) związki pomiędzy tymi parametrami dla poszczególnych miejscowości. Wyznaczono w pierwszej kolejności wartości średnie dla stałych przedziałów wilgotności, następnie zależność korelacyjną dla wartości średnich z każdego przedziału. Związki przedstawiono tabelarycznie w tabeli 4.6.

Rejon	gęstość objętościowa
Poznań	$\rho = 2,22 - 0,009w_n$
Wronki	$\rho = 2,24 - 0,011w_n$
Ostrzeszów	$\rho = 2,10 - 0,005w_n$
Kalisz	$\rho = 2,25 - 0,011w_n$
Krotoszyn	$\rho = 2,19 - 0,008w_n$
Cała Wielkopolska	$\rho = 2,24 - 0,011w_n$

TABELA 4.6: Zestawienie związków korelacyjnych pomiędzy wilgotnością naturalną oraz gęstością objętościową (Przystański et al., 1990)

Jak widać w tabeli 4.6, związki pomiędzy gęstością, a wilgotnością są bardzo zbliżone do siebie dla większości przebadanych lokalizacji. Jedynym wyjątkiem jest tutaj rejon Ostrzeszowa, który wyraźnie odbiega zakresem wartości parametru od reszty rejonu.

Gęstość właściwa została przebadana na 12 próbkach pochodzących z rejonu Wronki, a ich zakres został przedstawiony za pomocą równania 4.1.

$$\rho_s = 2,70 \pm 0,0316 \quad [g/cm^3] \quad (4.1)$$

Ponadto, badacze przedstawili związki pomiędzy wskaźnikiem plastyczności, a zawartością frakcji ilowej oraz granicą płynności. Korelacje zostały przedstawione w równaniach 4.2 4.3.

$$I_p = 13,2 + 0,08f_i \quad [\%] \quad 30 < f_i < 83 \quad (4.2)$$

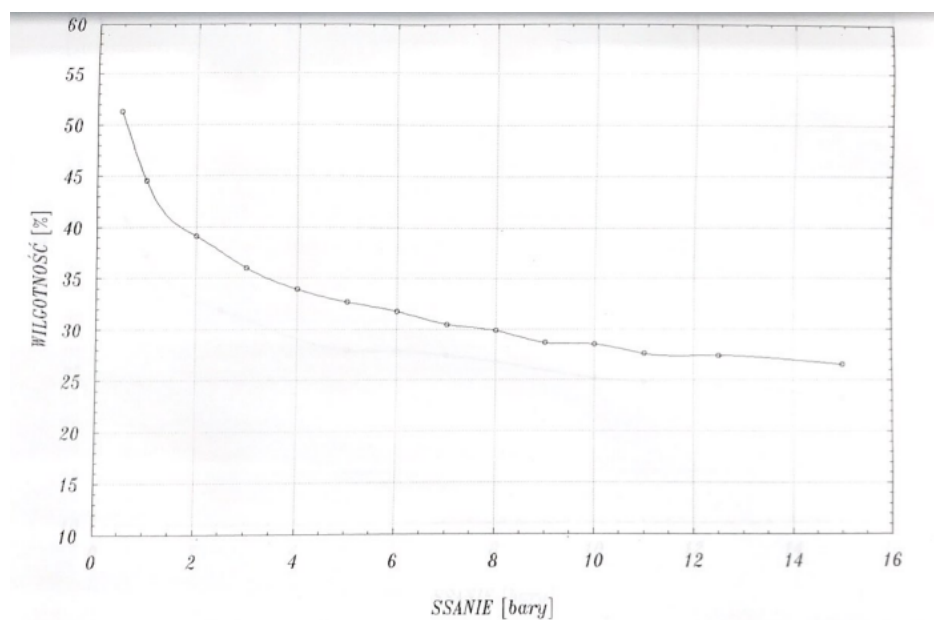
$$I_p = 0,75w_L - 4,56 \quad [\%] \quad (4.3)$$

Ekspansywność iłów

Zjawiska pęcznienia i skurczu prowadzą do zmian cech fizycznych gruntu, takich jak gęstość, wilgotność oraz zmian wytrzymałościowych, wywołując nadmierne osiadania lub zmiany stanu naprężenia w wyniku powstałego ciśnienia pęcznienia. To z kolei, prowadzi do odkształceń w obiektach budowlanych, prowadzących często do awarii budowli lub uszkodzeń jej elementów konstrukcyjnych. Według Kumora, kwalifikacja gruntu do tych z rodzaju ekspansywnych jest sprzężona z właściwościami tegoż gruntu, natomiast uaktywnienie się procesów pęcznienia i skurczu zależy głównie od czynnika ludzkiego (Kumor, 2008).

Zjawisko ekspansywności gruntów jest niewątpliwie bardzo złożone. Z punktu widzenia problemów inżynierskich, związanych z koniecznością posadawiania budynków na gruntach ekspansywnych, ocena ekspansywności jest również niezwykle ważna. Najobszerniejszym źródłem badań nad pęcznieniem i skurczem, a także nad zjawiskiem ssania w iłach formacji poznańskiej jest praca doktorska Wojtasika (Wojtasik, 1994).

Autor potwierdził tam, że parametr ssania Ψ , umożliwia pełny opis gruntu ekspansywnego oraz jego potencjalną zdolność do pęcznienia i skurczu. Na podstawie badań nad iłami formacji poznańskiej oraz iłami pochodzącymi z różnych regionów Stanów Zjednoczonych autor wykazał, że rodzime iły są najbardziej ekspansywnymi gruntami spośród badanych. Przedstawił w swojej pracy również krzywe ssania gruntu, sprzężone z jego wilgotnością. Krzywą ciśnienia ssania dla iłów serii poznańskiej zamieszczono na rysunku 4.9.



RYSUNEK 4.9: Wyniki badań w formie krzywej wilgotności gruntu od ciśnienia ssania iłów formacji poznańskiej (Wojtasik, 1994)

W ramach prac terenowych i badań archiwalnych zebranych w pracy Trocia (Troć, 2006), przebadano próbki iłów o nienaruszonej strukturze oraz wilgotności i poddano badaniom wilgotności pęcznienia oraz wskaźnika pęcznienia. Rysunek 4.10, przedstawia wyniki tych badań.

Parametry	ul. Na Miasteczku	Plac Andersa	Most Św.Rocha	Plac Wolności
Wilgotność pęcznienia, % przy wilgotności początkowej	18,99-45,63 13,50-25,56	26,06-45,95 17,47-25,94	28,66-68,34 17,39-40,47	17,05-55,19 13,70-29,34
Wskaźnik pęcznienia, % przy wilgotności początkowej	3,86-42,07 13,50-25,56	20,90-40,82 17,47-25,94	10,40-30,20 17,39-40,47	1,63-34,80 13,70-29,34

RYSUNEK 4.10: Wilgotność pęcznienia i wskaźnika pęcznienia iłó w serii Poznańskiej rejonu śródmieścia w Poznaniu (Troć, 2006)

W skład granulometryczny gruntów spoistych, będących podatnymi na zjawiska pęcznienia i skurczu, znacząca jest frakcja iłowa, o wymiarach cząstek poniżej 0,002 mm, która w iłach stanowi od 30 do 100 % udziału wśród wszystkich frakcji. Na podstawie stosunku wskaźnika plastyczności, do zawartości frakcji iłowej, można obliczyć aktywność koloidalną gruntu *A* będącą podstawą klasyfikacji gruntu, jako potencjalnie ekspansywnego.

Klasyfikacja wg Skempton (1953)	Klasyfikacja wg Heada (1992)	A wyznaczone z badań dla iłó w formacji poznańskiej
nieaktywne $A < 0,75$	nieaktywne $A < 0,75$	–
normalne $A = 0,75 - 1,25$	normalne $A = 0,75 - 1,25$	0,69-1,13
aktywne $A > 1,25$	aktywne $A = 1,25 - 2,00$	–
	bardzo aktywne $A > 2,00$	–

RYSUNEK 4.11: Aktywność koloidalna iłó w serii poznańskiej w zestawieniu klasyfikacji Skempton oraz Heada (Troć, 2006)

Kumor w swojej publikacji wykazuje (Kumor, 2008), że do czynników ludzkich wywołujących zjawiska związane z ekspansywnością gruntu należy zaliczyć:

- brak odpowiedniego zabezpieczenia skarp i dna wykopów przed czynnikami atmosferycznymi;
- wymianę gruntu spoistego z wyższych warstw podłoża na niespoisty, charakteryzujący się wyższym współczynnikiem filtracji;
- niewłaściwe umiejscowienie roślin o głębokich i rozłożystych korzeniach, w zbyt małej odległości od budowli;
- niewłaściwe rozwiązania projektowe posadowienia obiektów.

Z dokumentów traktujących o posadowieniach budowli na gruntach ekspansywnych wiódącą pozycją jest instrukcja ITB (ITB Instrukcja 296, 1990), w której omówione są zalecenia dotyczące projektowania, realizacji i eksploatacji obiektów. Ponadto, Jeź w swojej monografii (Jeź, 2001), również przedstawił główne czynniki wywołujące zjawiska ekspansywne oraz aspekt wpływu korzeni drzew, związanej z nimi migracji wodny w gruncie i jej wpływ na stateczność fundamentów.

Z inżynierskiego punktu widzenia, budowa obiektu na gruncie ekspansywnym może być ryzykowna, lecz istnieje kilka metod minimalizujących negatywny wpływ ekspansywności tychże gruntów. Najstarszą metodą, jednocześnie bardzo drogą, jest zwyczajnie wymiana gruntu ekspansywnego do głębokości strefy aktywnej i zastąpienie go gruntem nasypowym. W tym przypadku należy jednak pamiętać, o różnicy we współczynnikach filtracji gruntów wymienianych oraz tych, które znajdują się w ich miejscu. Należy być ostrożnym w sytuacji, gdy grunt nasypowy posiada wyższy wskaźnik filtracji, ponieważ może przez to dojść do zawilgocenia gruntów spoistych pod strefą aktywną, w skutek czego może dojść do pęcznienia. W przypadku, gdy strefa aktywna sięga powyżej trzech metrów, metoda ta nie znajduje zastosowania praktycznego oraz nie jest ekonomicznie uzasadniona. Dalsze metody można podzielić na metody modyfikacji podłoża oraz konstrukcyjne. Zmiana parametrów podłoża jest możliwa poprzez odpowiednie zastosowanie stabilizacji chemicznej i mechanicznej gruntu ekspansywnego. Najczęściej stosowanymi środkami stabilizującymi są wapno, popioły lotne lub ich mieszanina. Metoda ta, jest jednak skuteczna w przypadku płytkiej strefy aktywnej do maksimum 80 cm poniżej poziomu terenu. Istnieje też możliwość wgłębnej stabilizacji wapiennej za pomocą iniekcji pod wysokim ciśnieniem, jednak jest to bardzo kosztowna metoda, przy jednoczesnym braku gwarancji równomiernego rozprowadzenia się substancji stabilizującej w podłożu. Do konstrukcyjnych metod należy zastosowanie pionowych barier zapewniających stały zakres wilgotności pod obiektem oraz zastosowanie odpowiednich metod fundamentowania i rozwiązań konstrukcyjnych obiektów. Bariery wykonywane przy zastosowaniu technologii jet-grouting, czy przesłony tworzone za pomocą mieszadła łańcuchowego są coraz częściej stosowanym rozwiązaniem, wykazującym dużą skuteczność, przy jednocześnie relatywnie niskim koszcie wykonania, w porównaniu do reszty metod. Zasadniczo, niezależnie od metody za wyjątkiem wymiany gruntu, najistotniejszym jest ograniczenie możliwości zmian wilgotności w gruncie ekspansywnym (Przystański et al., 1990; ITB Instrukcja 296, 1990; Kumor, 2008).

4.3.3 Parametry geotechniczne

W opracowaniu Politechniki Poznańskiej (Przystański et al., 1990), zebrano oprócz właściwości fizycznych również parametry wytrzymałościowe iłów formacji poznańskiej. W oparciu o badania laboratoryjne, zebrane na przestrzeni lat, wyprowadzono związki korelacyjne iłów formacji poznańskiej z podziałem na rejon prowadzonych badań. Dodatkowo, badania te zostały podzielone, ze względu na aparaturę wykorzystywaną w celu określenia parametrów. Parametry wytrzymałościowe, kąt tarcia wewnętrznego oraz spójność, zostały określone za pomocą aparatu bezpośredniego ścinania, dającego wyniki zbliżone do warunków ścinania w układzie zamkniętym bez konsolidacji i odwodnienia, oraz w aparacie trójosiowego ściskania w warunkach konsolidacji bez odwodnienia (CU).

W tabeli 4.7 określono korelację kąta tarcia wewnętrznego ze stopniem plastyczności, natomiast w tabeli 4.8 przedstawiono zależność spójności od stopnia plastyczności.

Rejon	kąta tarcia wewnętrznego [°]
Wronki ($-0,10 < I_L < 0,20$)	$\varphi = 9,2 - 36I_L$
Poznań ($-0,10 < I_L < 0,20$)	$\varphi = 7,9 - 28I_L$
Cała Wielkopolska ($-0,10 < I_L < 0,20$)	$\varphi = 8,4 - 32I_L$

TABELA 4.7: Zestawienie związków korelacyjnych pomiędzy kątem tarcia wewnętrznego, a stopniem plastyczności ilów serii poznańskiej na podstawie badań w aparacie skrzynkowym, z podziałem na regiony (Przystański et al., 1990)

Rejon	spójność [kPa]
Wronki ($I_L < 0,00$)	$c_u = 125 - 690I_L$
Wronki ($0,00 < I_L < 0,20$)	$c_u = 125 - 376I_L$
Poznań ($I_L < 0,00$)	$c_u = 126 - 520I_L$
Poznań ($0,00 < I_L < 0,20$)	$c_u = 126 - 232I_L$
Cała Wielkopolska ($I_L < 0,00$)	$c_u = 125 - 610I_L$
Cała Wielkopolska ($-0,10 < I_L < 0,20$)	$c_u = 125 - 305I_L$

TABELA 4.8: Zestawienie związków korelacyjnych pomiędzy spójnością, a stopniem plastyczności ilów serii poznańskiej na podstawie badań w aparacie skrzynkowym, z podziałem na regiony (Przystański et al., 1990)

Na podstawie badań typu CU (*consolidated undrained*), w aparacie trójosiowego ściskania, przedstawiono ogólne wartości korelacji dla próbek o nienaruszonej strukturze, zebranych z całego regionu Wielkopolski. Korelacje kąta tarcia wewnętrznego ze stopniem plastyczności oraz spójności ze stopniem plastyczności przedstawiają wzory 4.4, 4.5 i 4.6.

$$\phi_u = 3 - 70I_L \quad I_L < 0,00 \quad (4.4)$$

$$\phi_u = 3 - 15I_L \quad I_L > 0,00 \quad (4.5)$$

$$c_u = 102 - 113I_L \quad -0,10 < I_L < 0,20 \quad (4.6)$$

Na podstawie zebranych badań można powiedzieć, że w przypadku ilów formacji poznańskiej, wartości kątów tarcia wewnętrznego i spójności, różnią się znacząco od tych parametrów pochodzących z normy (PN-81/B-03020). Dla tychże gruntów, wartość kąta tarcia wewnętrznego jest zazwyczaj niższa niż podaje to norma, natomiast dla spójności odwrotnie. Wartości te, w przypadku kąta tarcia wewnętrznego nie odbiegają znacząco od tych normowych, jednak spójności określone na podstawie badań są w przypadku ilów półzwarłych i twaroplastycznych o $I_L < 0,10$, ponad dwukrotnie wyższe niż wartości normowe (Przystański et. al., 1990).

W ostatnich latach coraz większe znaczenie w rozpoznaniu warunków gruntowo-wodnych odegrały sondowania statyczne. Podstawowe parametry sondowania statycznego to opór stożka q_c [kN/m^2], ciśnienie porowe u [kN/m^2], tarcie na tulei ciernej f_s [kN/m^2] lub współczynnik tarcia R_f wyrażany jako wskaźnik procentowy tarcia na tulei oraz OCR - wskaźnik skonsolidowania. O oporach bezpośrednio odczytywanych z wykresów sondy statycznej, wspomniano w rozdziale trzecim niniejszej dysertacji, a wpływ wskaźnika przekonsolidowania na grunt, był szeroko opisywany w rozdziale drugim.

Na podstawie badań terenowych oraz laboratoryjnych, z istotnym udziałem sondowań statycznych, określono w sposób korelacyjny na podstawie norm (PN-81/B-03020; PN-88/B-04481), przedziały parametrów geotechnicznych omawianych iłów. Występujące w stanie nienaruszonym w podłożu ily formacji poznańskiej można pod kątem parametrów geotechnicznych podzielić na dwie grupy pod względem ich stanu plastyczności - ily w stanie półzwardym/twardoplastycznym, oraz ily w stanie zwardym/półzwardym. Tabela 4.9 zawiera przedziały parametrów gruntów z podziałem na owe dwie grupy.

I_L	w_n min-max (me)*	c_u **	ϕ **	M_0 **	M **
[-]	[%]	[kPa]	[°]	[MPa]	[MPa]
0,10÷0,00	34,1÷14,5 (25,7)	54,3÷60,0	11,7÷13,0	30,6÷39,3	38,3÷49,2
<0,00	27,6÷12,7 (23,3)	66,0	14,3	50,0	65,0

TABELA 4.9: Zestawienie zakresów parametrów wytrzymałościowych iłów serii poznańskiej rejonu Wielkopolski zebrane na przestrzeni lat - * na podstawie normy (PN-88/B-04481); ** na podstawie normy (PN-81/B-03020)

Przegląd metod określania OCR na podstawie sondowań statycznych zawiera praca Lune'a, Robertson'a i Powell'a (Lune et al., 1997). Autorzy przedstawili klasyczne ujęcie, które opisuje OCR jako stopień przeciążenia podłoża w przeszłości, tzw. prekonsolidację właściwą. Obecnie rozwija się szereg teorii traktujących OCR jako pewien parametr geotechniczny, opisujący stan gruntu, a determinowany innymi niż ciśnienie czynnikami, takimi jak zmiana wilgotności, procesy fizyko-chemiczne i inne. Obszerna dyskusja na ten temat została przedstawiona w pracy Krasieńskiego (Krasieński, 2005). W ujęciu numerycznym, wiele z bardziej zaawansowanych modeli konstytutywnych gruntów wymaga wprowadzenia OCR, jako parametru numerycznego. Bez względu na sposób interpretacji, uważa się go za ważny parametr gruntu, z punktu widzenia praktyki, w ramach geologii inżynierskiej i geotechniki. Stosując nomogramy (Rad i Lunne, 1988), określono wartości OCR dla iłów formacji poznańskiej, zawierające się w przedziale od 2,3 do 4,3, przyjmując wartość $OCR = 1$ dla gruntu normalnie skonsolidowanego. Zebrane wyniki badań sondą CPT zostały przedstawione w tabeli 4.10.

Rodzaj gruntu	I_L	q_c	f_s	R_f
J	0,20	0,8 ÷ 1,1	0,03 ÷ 0,08	5,5
J	0,15	1,0 ÷ 1,9	0,06 ÷ 0,09	5,3
J	0,10	1,6 ÷ 2,6	0,08 ÷ 0,14	5,0
J	0,05	2,2 ÷ 3,0	0,12 ÷ 0,16	5,4
J	0,00	2,8 ÷ 4,2	0,14 ÷ 0,17	4,4
J//G _π //G _{πz}	0,20 ÷ 0,25	1,8 ÷ 2,4	0,08 ÷ 0,14	5,2
J//G _π //G _{πz}	0,15	2,2 ÷ 3,0	0,15 ÷ 0,25	7,6
J//G _π //G _{πz}	0,10	2,2 ÷ 2,8	0,10 ÷ 0,22	6,0
J//G _π //G _{πz}	0,05	2,4 ÷ 4,0	0,14 ÷ 0,28	6,0
J//G _π //G _{πz}	0,00	3,0 ÷ 4,2	0,15 ÷ 0,32	6,3
J//G _π //G _{πz}	≤0,00	3,8 ÷ 6,8	0,16 ÷ 0,30	4,3
J//J _π //G _{πz}	0,00 ÷ 0,05	4,2 ÷ 4,6	0,32 ÷ 0,38	7,6
J//J _π //G _{πz}	≤0,00	4,6 ÷ 6,6	0,28 ÷ 0,55	8,0
J _π //G _{πz}	0,20	1,8 ÷ 2,2	0,12 ÷ 0,20	7,8
J _π //G _{πz}	0,05	3,2 ÷ 3,8	0,25 ÷ 0,30	7,5
J _π //G _{πz}	≤0,00	4,2 ÷ 6,5	0,20 ÷ 0,40	6,4
J//J _p	0,15	1,8 ÷ 2,4	0,15 ÷ 0,20	8,0
J//J _p	0,10	2,2 ÷ 3,0	0,18 ÷ 0,25	8,0
J//J _p	0,05	2,8 ÷ 3,6	0,20 ÷ 0,30	8,0
J//J _p	≤0,00	3,2 ÷ 5,2	0,25 ÷ 0,36	8,0

TABELA 4.10: Zestawienie wyników sondowań statycznych rejonu Wielkopolski zebrane na przestrzeni lat (Troć, 2006)

Wśród parametrów mechanicznych, te najistotniejsze z punktu widzenia stateczności konstrukcji, to parametry opisujące ściśliwość gruntów, dzięki którym możliwa jest ocena reakcji gruntu na przyłożone obciążenia w postaci osiadań. Wśród parametrów ściśliwości gruntów, można wyróżnić między innymi moduł ściśliwości pierwotnej oraz wtórnej. Iły serii poznańskiej, w naturalnym stanie zalegania w podłożu gruntowym, charakteryzują się relatywnie wysokimi parametrami ściśliwości. Tabela 4.11, zawiera wyniki badań laboratoryjnych przeprowadzonych na Politechnice Poznańskiej oraz w przedsiębiorstwach geologicznych, dla potrzeb praktyki inżynierskiej, a także obliczonych metodą odwrotną, na podstawie obserwacji osiadań budynków wieżowych, posadowionych na fundamentach płytowo-palowych (Przysański et al., 1990).

lokalizacja/metoda	M_0 [MPa]	M [MPa]
Klempicz, gł. 20÷25 m *	12,5÷22,8	-
Klempicz, gł. 25÷37m *	54,4÷73,8	-
Poznań, centrum *	38,6÷77,1	-
Wielkopolska, $\sigma_n = 50 \div 100$ **	7,6÷14,1	25,4÷44,4
Wielkopolska, $\sigma_n = 100 \div 200$ **	11,0÷19,0	-
Wielkopolska, $\sigma_n = 200 \div 400$ **	16,8÷26,7	-
Poznań ***	66,8÷75,3	83,5÷94,3

TABELA 4.11: Zestawienie zebranych modułów ścisłości pierwotnej oraz wtórnej (* badania w ramach prac badawczych na Politechnice Poznańskiej, ** badania komercyjne w przedsiębiorstwach geologicznych z Poznania i okolic, *** badania metodą wtórną na podstawie monitoringu) (Troć, 2006)

Wnioskiem sformułowanym w opracowaniu (Przystański et al., 1990) jest stwierdzenie, że parametry ścisłości, podobnie jak reszta parametrów mechanicznych, cechują się znaczną zmiennością. Mimo wyznaczania parametrów ścisłości różnymi metodami, w różnych laboratoriach, za pomocą różnej aparatury, nie było możliwe przedstawienia tych wyników za pomocą wspólnego wykładnika. Nasuwa się stąd wniosek, że dla iłów, związki korelacyjne cech fizycznych i mechanicznych mają zastosowanie, za wyjątkiem parametrów ścisłości. W ocenie autora, wyniki modułów ścisłości określone na podstawie monitoringu obiektów wieżowych są znacznie przeszacowane, gdyż są obliczone zgodnie z normą (PN-81/B-03020), traktującą podłoże po pierwsze jako bezwzględnie jednorodną, a po drugie jako półprzestrzeń sprężystą, co dla gruntów o tak skomplikowanej naturze jak ropy, stwarza istotne ryzyko błędów. Drugi wniosek, będący niejako odwrotnością pierwszego, to skala różnic pomiędzy wartościami modułów ścisłości wśród iłów serii poznańskiej, która skłania do sugestii, by w miarę możliwości wyznaczać owe parametry w dwójaki sposób - w celu wzajemnej weryfikacji. Wyniki badań z Klempicza, sygnalizują w jednoznaczny sposób, że wpływ głębokości zalegania iłów wpływa na wartości parametrów ścisłości. Ponadto, różnice te wynikają z uzależnienia tych parametrów od wpływu zmiennych jakimi są:

- stopień prekonsolidacji;
- odprężenie próbek podczas badań laboratoryjnych;
- rekonsolidacja próbek podczas badań laboratoryjnych;
- skład mineralny;
- wartość naprężeń pierwotnych.

4.4 Parametryzacja gruntu w modelu S-CLAY1S

W rozdziale drugim niniejszej pracy, powołano się na pracę (Olek, 2017), w której stwierdził on, że model konstytutywny S-CLAY1S, będący rozwinięciem modelu Cam-Clay, jest

modelem prawdopodobnie najlepiej opisującym pracę gruntów spoistych pod obciążeniem. Model ten, jest relatywnie nowy i charakteryzujący się mnogością parametrów opisujących grunt, które nie zawsze mają swoją fizyczną reprezentację w przyrodzie. W 2018 roku firma Plaxis bv, odpowiedzialna za program bazujący na metodzie elementów skończonych Plaxis, wydała broszurę opisującą nowo wprowadzony model konstytutywny S-CLAY1S (Plaxis bv, 2018). Broszura opisuje model z punktu widzenia mechaniki gruntów, parametry tegoż modelu, przedstawia metodykę ich wyprowadzenia na podstawie badań laboratoryjnych oraz przedstawia przykłady wykorzystania modelu na dwóch przykładach praktycznych. W 2016 roku, również firma MIDAS IT, odpowiedzialna za geotechniczny moduł Midas GTS NX, wydała broszurę informacyjną na temat tegoż modelu, który funkcjonuje tam pod nazwą Generalised SCLAY1S (Midas LTS, 2016).

Parameter	Description	Reference value (kN, m)
OCR / P _c	Over Consolidation Ratio / Pre-overburden pressure	When entering both parameters, P _c has the priority of usage
POP	Pre-Overburden Pressure	-
λ	Compression index	$C_c / 2.303(1 + e)$
κ	Swelling index	$C_s / 2.303(1 + e)$ ($C_c / 5$ for a rough estimation)
M	Stress ratio at critical state	Triaxial test
K _{0nc}	K ₀ for normal consolidation	$1 - \sin \phi$ (< 1)
α	Initial inclination of the yield curve	Anisotropy (estimated via ϕ')
μ	Absolute effectiveness of rotational hardening	Anisotropy (typical values: $10/\lambda \sim 20/\lambda$)
β	Relative effectiveness of rotational hardening	Anisotropy (estimated via ϕ')
x	Initial bonding effect	Destructuration
a	Absolute effectiveness of destructurational hardening	Destructuration (typical values: 8~11)
b	Relative effectiveness of destructurational hardening	Destructuration (typical values: 0.2~0.3)

RYSUNEK 4.12: Parametryzacja modelu S-CLAY1S w programie Midas GTS NX (Midas LTD, 2016)

Parameter type	Symbol	Description	Unit
Initial state variables	e_0	Initial void ratio	-
	POP	Pre-overburden pressure	-
	OCR	Overconsolidation ratio	-
	α_0	Initial anisotropy	-
	χ_0	Initial amount of bonding	-
Isotropic stiffness parameters	λ_i^*	Modified intrinsic compression index	-
	κ^*	Modified swelling index	-
	ν'	Poisson's ratio	-
Creep parameters	μ_i^*	Modified intrinsic creep index	-
	τ	Reference time (usually 1 day)	day
Critical state parameters	M_c	Slope of critical state line in compression	-
	M_e	Slope of critical state line in extension	-
Anisotropy parameters	ω	Absolute effectiveness of rotational hardening	-
	ω_d	Relative deviatoric effectiveness of rotational hardening	-
Bonding parameters	ξ	Absolute rate of destructuration	-
	ξ_d	Relative deviatoric rate of destructuration	-
Other parameter	K_0^{NC}	Coefficient of lateral stress in normal consolidation	-

RYSUNEK 4.13: Parametryzacja modelu S-CLAY1S w programie Plaxis (Plaxis bv, 2018)

Opis tego modelu został przedstawiony w rozdziale drugim pracy, natomiast jego parametryzacja została opisana jedynie w kontekście kontrastu pomiędzy resztą modeli konstytutywnych. Zbiór parametrów w programie Midas GTS NX został przedstawiony na rysunku 4.12, zaś w programie Plaxis na rysunku 4.13.

Parametryzację gruntu w modelu SCLAY1S można podzielić na kilka grup parametrów:

- Zmienne stanu początkowego;
- Parametry izotropowej sztywności;
- Parametry pełzania
- Parametry stanu krytycznego;
- Parametry odpowiedzialne za anizotropię materiału gruntowego;
- Parametry wiązań strukturalnych gruntów spoistych.

Model S-CLAY1S został szeroko opisany w rozdziale drugim. Podsumowując uwzględnia trzy prawa wzmocnienia:

- Wzmocnienie analogiczne do wzmocnienia z modelu Modified Mohr Coulomb, opisuującego zmianę krzywej plastyczności, która jest związana wyłącznie z plastycznymi odkształceniami objętościowymi. Wzór 4.7 ukazuje postać tego wzmocnienia.

$$dp'_{mi} = \frac{\nu p'_{mi}}{\lambda_i - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad (4.7)$$

- Wzmocnienie opisujące zmianę nachylenia krzywej plastyczności, określonej przez odkształcenia plastyczne; w tym przypadku zarówno objętościowe, jak i odkształcenia powstałe w wyniku ścinania. Wzór 4.8 definiuje postać tego wzmocnienia. Wzmocnienie nosi nazwę *Rotational hardening*.

$$d\alpha = \omega \left[\left(\frac{3\eta}{4} - \alpha \right) (d\varepsilon_v^p) + \omega_d \left(\frac{\eta}{3} - \alpha \right) |d\varepsilon_d^p| \right] \quad (4.8)$$

- Wzmocnienie związane z destrukcją, opisujące degradację wiązań, powstałą wraz z rosnącymi odkształceniami plastycznymi - zarówno objętościowymi, jak i wynikłymi ze ścinania. Wzór 4.9 opisuje tę zależność.

$$d\chi = -\xi\chi(|d\varepsilon_v^p + \xi_d|d\varepsilon_d^p|) \quad (4.9)$$

4.4.1 Zmienne stanu początkowego

Stan początkowy, jest stanem istniejącym przed rozpoczęciem budowy. Grunt spoisty w tym stanie, opisywany jest takimi parametrami jak: początkowy wskaźnik porowatości e_0 , naprężenie prekonsolidacyjne *POP* (*pre – overburden pressure*), stopień prekonsolidacji *OCR* (*overconsolidation ratio*), początkowe nachylenie α_0 powierzchni stanów krytycznych oraz początkowy zakres wiązania χ_0 .

Naprężenie prekonsolidacyjne *POP*, jest powiązane ze stopniem prekonsolidacji *OCR*. Jego wartość zależy od tego, jak grunt był w przeszłości obciążony - w wyniku procesów naturalnych, jak dociążenie łądłodem ale również, w wyniku działalności człowieka, na przykład przez obciążenie sąsiednimi istniejącymi budynkami. Naprężenie prekonsolidacyjne, jest zależne od głębokości i może być określone na podstawie testu z edometru, na próbce o nienaruszonej strukturze. Wartość naprężenia prekonsolidacyjnego, jest wyrażona wzorem 4.10, zaś stopień prekonsolidacji wzorem 4.11.

$$POP = \sigma'_{vp} - \sigma'_{v0} \quad (4.10)$$

$$OCR = \frac{\sigma'_{vp}}{\sigma'_{v0}} \quad (4.11)$$

gdzie:

σ'_{v0} - początkowe pionowe naprężenie efektywne w warunkach in situ na danej głębokości.

Zarówno *POP*, jak i *OCR*, z powodzeniem można wyznaczyć na podstawie sondowań statycznych. W publikacji (Mayne i Kemper, 1988), autorzy podają wzór wiązacy średni opór na stożku q_c z naprężeniem prekonsolidacyjnym, co zostało przedstawione we wzorze 4.12. Podano również, że dla przybliżenia możliwe jest przyjęcie ciśnienia prekonsolidacyjnego, czterokrotnie mniejszego niż opór na stożku.

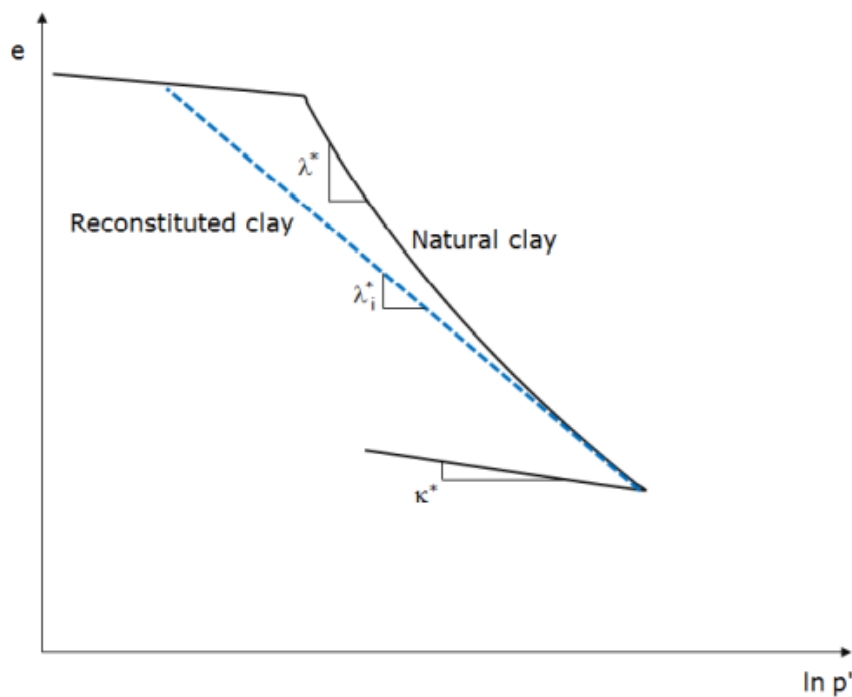
$$\sigma'_p = 0,243(q_c)^{0,96} \quad (4.12)$$

Stopień konsolidacji OCR na podstawie wyznaczonego naprężenia prekonsolidacyjnego może być wyznaczony za pomocą formuły 4.13 (Mayne i Kemper, 1988).

$$OCR = 0,37x\left(\frac{q_c - \gamma z}{\sigma_{v0}'}\right)^{1,01} \quad (4.13)$$

4.4.2 Parametry izotropowej sztywności gruntu

Sztywność gruntu jest wyrażona za pomocą zmodyfikowanego współczynnika ścisłości λ_i^* lub λ^* oraz współczynnika pęcznienia κ^* .



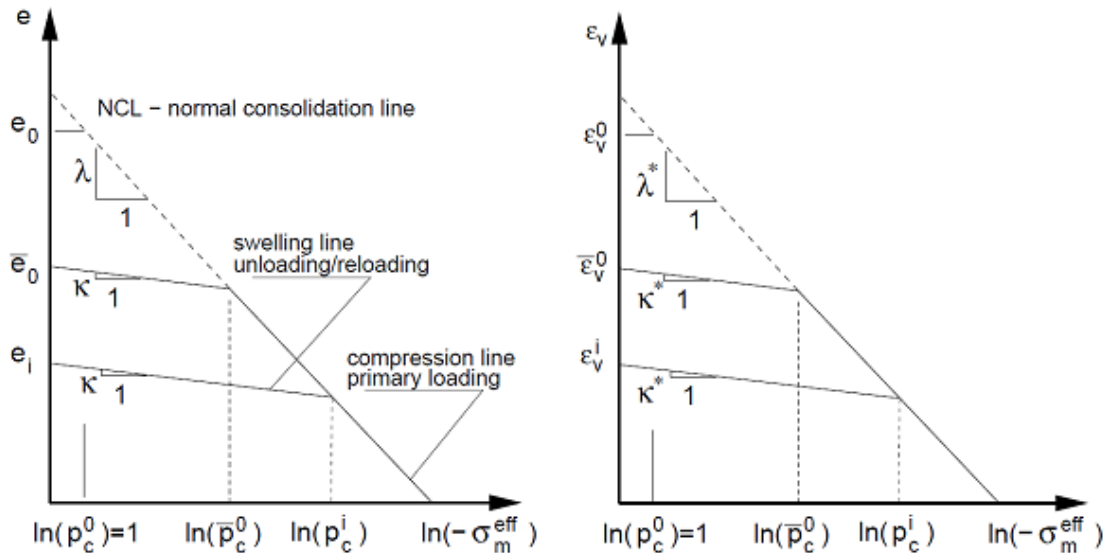
RYSUNEK 4.14: Zachowanie rzeczywiste iltu in situ oraz zachowanie odtworzonej próbki (Plaxis bv, 2018)

Rysunek 4.14, przedstawia wynik badania jednoosiowego ściskania próbki gruntu spolestego. Współczynnik lambda występuje pod dwoma postaciami, z uwagi na odmienny stan próbki. Niebieska przerywana linia przedstawia zachowanie próbki sztucznie wytworzonej, natomiast czarna ciągła próbki o nienaruszonej strukturze, pracującej w zakresie bardzo dużych naprężeń. Założeniem towarzyszącym sztucznej próbce lub przyłożeniu znaczących naprężeń do próbki NNS, jest zniszczenie wszelkich wiązań w gruncie spolestym. W zależności od przygotowanej próbki, współczynnik λ wyraża nachylenie wykresu naprężenie-odkształcenie objętościowe (ε_v) w przestrzeni logarytmicznej, lub bieżący wskaźnik porowatości e .

Współczynnik pęcznienia κ wyraża nachylenie odciążenia i/lub powtórnego obciążenia zgodnie z wykresem $\varepsilon_v - \ln(p')$.

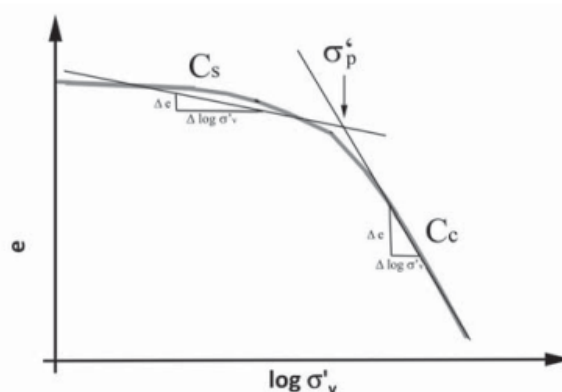
Jednocześnie, parametry te, można powiązać z innymi parametrami C_c , czyli wskaźnikiem ścisłości jednowymiarowej i C_s , czyli wskaźnikiem pęcznienia jednowymiarowego.

Oba parametry są charakterystyczne dla modelu Modified Cam-Clay i literatura bogato opisuje zarówno zakres, jak i sposób wyprowadzenia tychże parametrów (Burland, 1967; Abed, 2008; Benz, 2008; Grimstad et al., 2017).



RYSUNEK 4.15: Reakcja materiałowa podczas konsolidacji izotropowej (159)

Przy badaniu edometrycznym ścisłości gruntu, wynikiem jest krzywa w układzie wskaźnik porowatości e - logarytm efektywnego naprężenia pionowego $\log \sigma'_v$. Krzywą można podzielić na dwa odcinki o kształcie zbliżonym do liniowego. Pierwszy reprezentuje ścisłość w zakresie obciążeń wtórnych i charakteryzuje odkształcenia głównie sprężyste, natomiast druga część odwrotnie - przedstawia ścisłość w zakresie obciążeń pierwotnych oraz reprezentuje odkształcenia głównie plastyczne. Nachylenie pierwszego odcinka opisywane jest wskaźnikiem odprężenia C_s , zaś drugiego wskaźnikiem ścisłości C_c . Rysunek 4.16 przedstawia typową krzywą ścisłości z naniesionymi wskaźnikami.



RYSUNEK 4.16: Typowy wykres badania edometrycznego z zaznaczonymi wskaźnikami C_s oraz C_c (Stróżyk, 2011)

Wskaźnik ścisłości jednowymiarowej C_c (*primary compression index*), dla łańcuchów opisywało w swoich pracach wielu badaczy (Burland, 1967; Abed, 2008; Benz, 2008; Grimstad et al., 2008). Na podstawie wzorów i uzależnienia wskaźnika od parametrów, takich jak wilgotność naturalna, wskaźnik porowatości oraz granica płynności opracowano wiele wzorów, na podstawie których można wyznaczyć ten parametr. Widolo i Ibrahim w swojej pracy (Widolo i Ibrahim, 2012), na podstawie zebranych wzorów, własnych próbek oraz regresji liniowej określili wspólny wykładnik, który przytoczono w równaniach 4.14, 4.15, 4.16.

$$C_c = 0,5216(e_0 - 0,20) \quad (4.14)$$

$$C_c = 0,0102(W_n + 11,57) \quad (4.15)$$

$$C_c = 0,01706(W_L - 1,30) \quad (4.16)$$

Stróżyk w swojej pracy (Stróżyk, 2011), również porównała wskaźniki ścisłości, wyznaczone wzorami oraz na podstawie badań edometrycznych na łańcuchach serii poznańskiej. Parametrem, dla którego wartości wskaźnika ścisłości są najbardziej zbliżone, z tymi wyznaczonymi bezpośrednio z wykresu krzywej, jest wskaźnik porowatości e_0 (Stróżyk, 2011). Autorka podaje w swojej pracy jednak własną interpretację równania C_c , najlepiej w jej ocenie opisującą tę zależność. Przytoczono ją w formule 4.17.

$$C_c = 0,763e_0 - 0,273 \quad (4.17)$$

Bogato opisywany wskaźnik ścisłości znajduje się w opozycji do wskaźnika odprężenia, który w literaturze jest powiązany z granicą płynności według wzoru 4.18.

$$C_s = 0,009(w_L - 10) \quad (4.18)$$

Parametry C_c oraz C_s są w ocenie autora, mimo że nie są bezpośrednio używane w programie do opisu gruntu, jednymi z najważniejszych parametrów gruntów spoistych w modelowaniu konstytutywnym, bazującym na linii stanu krytycznego. W oparciu o wartości tych parametrów, możliwa jest również ocena osiadań fundamentów bezpośrednich metodami analitycznymi. Drugą niewątpliwą korzyścią z ich wyznaczenia, jest możliwość użycia ich do obliczenia wartości innych parametrów - zmodyfikowanego wskaźnika ścisłości λ_i^* oraz zmodyfikowanego wskaźnika pęcznienia κ^* . Wzory łączące opisywane własności przytoczono w formułach 4.19, 4.20.

$$\lambda_i^* = \frac{C_c}{\ln 10(1 + e_0)} \quad (4.19)$$

$$\kappa^* = \frac{2C_s}{\ln 10(1 + e_0)} \quad (4.20)$$

Manual programu Plaxis podaje stosunek λ_i^* do κ^* w granicach od 2,5 do 7 (Plaxis bv, 2018).

4.4.3 Parametry pełzania

Wśród parametrów opisujących pełzanie w opisywanym modelu konstytutywnym, wyróżnić można takie jak μ^* - zmodyfikowany wskaźnik pełzania oraz czas referencyjny τ .

Zmodyfikowany wskaźnik pełzania μ^* , jest wyrażany na wykresie $\varepsilon_v - \ln(t)$ i może być wyznaczony na podstawie współczynnika ściśliwości wtórnej α_s . Zależność ta, jest przedstawiona w równaniu 2.37. Oba parametry są możliwe do wyznaczenia za pomocą badania laboratoryjnego w edometrze (Midas LTD, 2016).

Współczynnik pełzania μ_i^* wyrażony w sferze $\varepsilon_v - \ln(t)$ jest opisany wzorem 4.21.

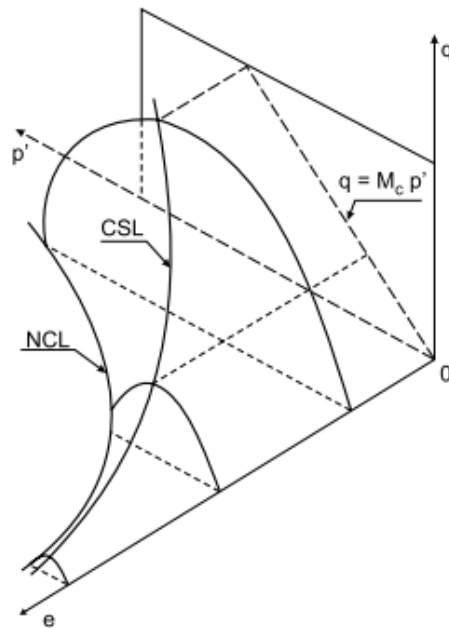
$$\mu_i^* = \frac{C_{\alpha i}}{\ln 10(1 + e_0)} \quad (4.21)$$

Należy wspomnieć, że parametr ten powinien być wyznaczony w oparciu o próbki, w których struktura została poważnie naruszona poprzez ponowne uformowanie lub przyłożenie znacznego naprężenia.

Drugi parametr τ określa czas referencyjny (*reference time*), czyli czas trwania kroku obciążenia w badaniu edometrycznym, do uzyskania ciśnienia przed konsolidacją. Jest wyrażony w dniach i jest równy 1 w przypadku 24-godzinnego badania edometrem (Leoni et al., 2008). Biorąc pod uwagę powiązanie czasu referencyjnego oraz wskaźnika pełzania istotnym jest, by sprawdzić czy jednostka czasu jest w obu przypadkach jednakowa.

4.4.4 Parametry stanu krytycznego

Maksymalne przyrosty odkształceń objętościowych w gruntach niespoistych zagęszczonych i gruntach spoistych prekonsolidowanych, obserwuje się przy maksymalnych naprężeniach. Przy dalszych odkształceniach, spadkowi naprężeń towarzyszą malejące przyrosty odkształceń objętościowych. Przy dużych odkształceniach, rzędu kilkudziesięciu procent, stabilizują się stany naprężenia i zanikają przyrosty odkształceń. Intensywne badania teoretyczne i eksperymentalne prowadzone na Uniwersytecie w Cambridge, zapoczątkowały rozwój koncepcji stanów krytycznych (Roscoe et al., 1958). Na podstawie badań trójosiowego ściskania w warunkach bez wpływu zmiany ciśnienia w porach gruntu skutkują odkształceniami objętościowymi szkieletu gruntowego, tożsamymi z tymi samymi odkształceniami podczas ścinania. W stanach krytycznych zanikają zmiany ciśnienia wody w porach gruntu i odkształcenia są realizowane w stanie stałych naprężeń. Przyjęto, że w przestrzeni $e - p' - q$, dla danego gruntu można zdefiniować stany krytyczne reprezentowane jednoznacznie linią stanów krytycznych (*CSL - critical state line*), zaprezentowaną na rysunku 4.17.



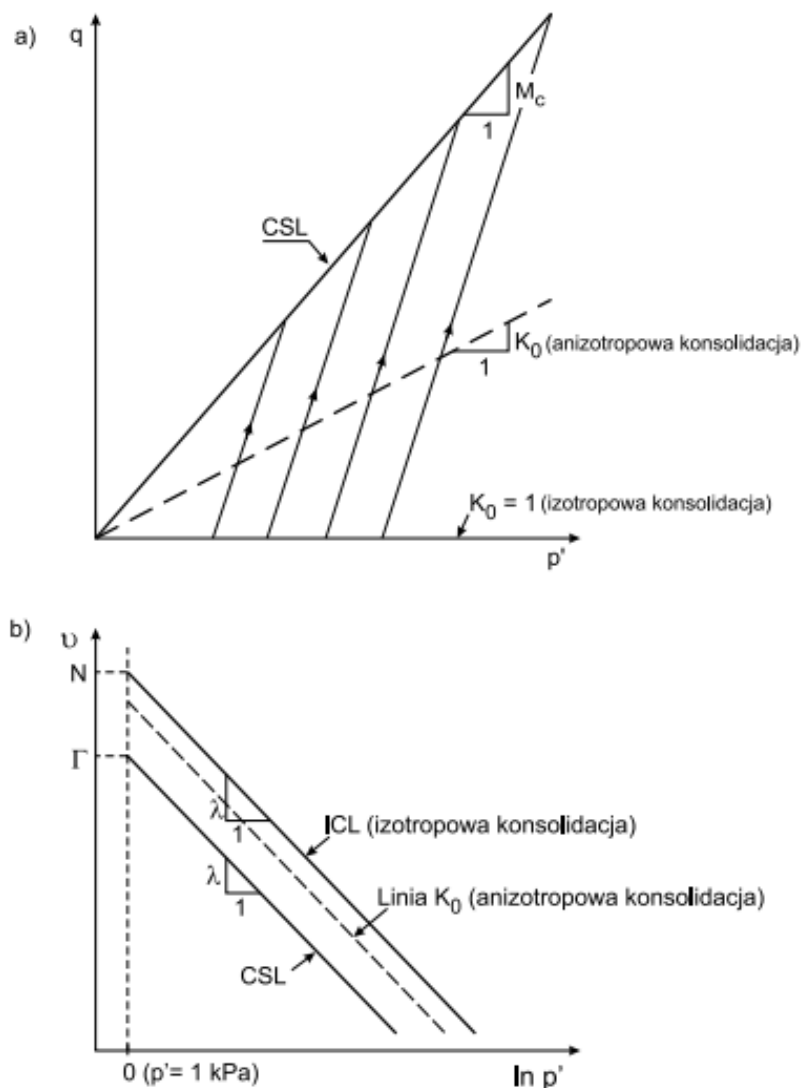
RYSUNEK 4.17: Linia stanu krytycznego w układzie $e - p' - q$ (Roscoe et. al., 1958)

Rzut tej linii na płaszczyznę $q \sim p'$, jest linią prostą o nachyleniu M_c , bez względu na poziom naprężeń, zaś linię tę w płaszczyźnie $v - \ln p'$ ($v = 1 + e$), charakteryzuje prosta o nachyleniu związanym z parametrem λ , o którym mowa była w podrozdziale dotyczącym parametrów izotropowej sztywności gruntu. Na podstawie badań próbek gruntów spoistych, o naruszonej strukturze w aparatach trójosiowego ściskania stwierdzono, że w płaszczyźnie $v - \ln p'$ linia izotropowej i anizotropowej konsolidacji oraz linia stanu krytycznego są do siebie równoległe, co zostało zobrazowane na rys. 4.18.

Owa równoległość jest podstawowym założeniem koncepcji stanów krytycznych. Wynika z tego, że w stanie krytycznym w warunkach trójosiowego ściskania zachodzi zależność opisana wzorem 4.22.

$$q = M_c p' \quad (4.22)$$

Ponadto, warto dodać, iż na podstawie badań Roscoe na glinach Weald (Roscoe et al., 1958), wykazano niezależność stanów krytycznych od historii obciążenia, czyli stopnia prekonsolidacji, jak i ścieżki obciążenia - zależności czy warunki są z odpływem czy bez. W stanie krytycznym, opór gruntu jest idealnie tarcioy i może być scharakteryzowany kątem tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym φ'_{cs} lub φ'_{cv} .



RYSUNEK 4.18: Linie stanu krytycznego oraz izotropowej i anizotropowej konsolidacji w płaszczyznach: a) $q - p'$; b) $v - \ln p'$ (Dołżyk-Szypcio, 2021)

Nachylenie linii stanu krytycznego w teście trójosiowego ściskania jest wyrażone współczynnikiem M_c (lub po prostu M) zgodnie ze wzorem 4.23.

$$M_c = \frac{6 \sin \varphi'_{cv}}{3 - \sin \varphi'_{cv}} \quad (4.23)$$

gdzie:

φ'_{cv} - Kąt tarcia wewnętrznego gruntu w stanie krytycznym.

Przyjmuje się, że kąt tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym nie zależy od pośredniego naprężenia głównego oraz nachylenia linii stanu krytycznego w płaszczyźnie $q-p'$ dla trójosiowego rozciągania, co można zapisać wzorem 4.24.

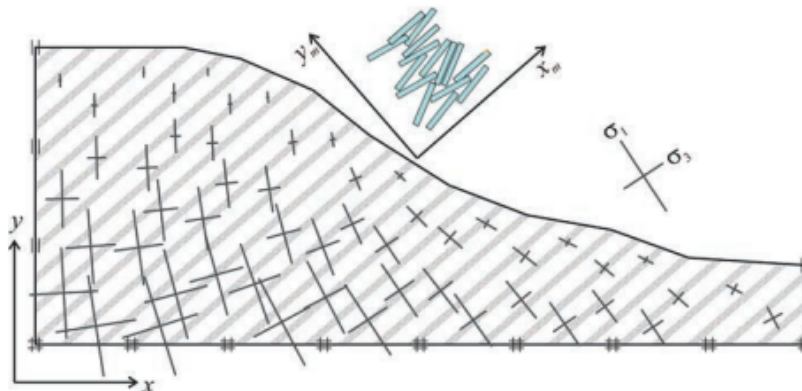
$$M_e = \frac{6 \sin \varphi'_{cv}}{3 + \sin \varphi'_{cv}} \quad (4.24)$$

4.4.5 Parametry anizotropii gruntu

Anizotropia cech mechanicznych gruntów, wynika z ich genezy oraz historii obciążenia. Wynikiem tego jest mikrostruktura gruntów, w której można zauważyć charakterystyczne kierunki główne. Przykładem są ropy, w których ziarna układają się poziomo, co jest związane z pionowym kierunkiem oddziaływania grawitacji i konsolidacji. Istotnym elementem mikrostruktury są również wiązania tworzące system połączeń pomiędzy ziarnami wyraźnie wpływający na obserwowaną anizotropię sztywności i wytrzymałości.

Geomechanika dopuszcza w zagadnieniach anizotropii kilka układów współrzędnych:

- układ osi geometrycznych (x, y, z) ;
- przestrzeń naprężeń głównych $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$;
- przestrzeń innych niezmienników naprężenia (np. p - naprężenia średniego, q - naprężenia dewiatorowego, θ - kąta Lodego);
- układ kierunków głównych mikrostruktury gruntu (x_m, y_m, z_m) .



RYSUNEK 4.19: Przykład nierównoległości osi geometrycznych (x, y) , osi głównych mikrostruktury gruntu (x_m, y_m) oraz osi naprężeń głównych $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ w zagadnieniach równowagi statycznej skarpy w płaskim stanie odkształcenia (Cudny i Partyka, 2015)

Rysunek 4.19, przedstawia zróżnicowanie układów współrzędnych kierunków anizotropii. W przypadku praktycznego zastosowania, kierunki główne naprężenia i mikrostruktury są wspólne. W zagadnieniach modelowania, na etapie wprowadzania warunków początkowych, przyjmuje się poziomy układ równoległych warstw geotechnicznych i terenu, oraz wskazuje kierunek działania grawitacji. Orientacja mikrostruktury gruntów względem kierunków geometrycznych i kierunków głównych naprężeń jest jednym z aspektów anizotropii w gruntach. W osiach mikrostruktury należy teraz przedstawić dystrybucję wybranych właściwości gruntów, takich jak parametry sztywności i współczynnika filtracji. Sposób depozycji i konsolidacji gruntów pozwala na wprowadzenie uproszczonej dystrybucji kierunkowej w modelu anizotropii. W mechanice gruntów najczęściej zakłada się tzw. izotropię transwersalną, w której wyznacza się jedną płaszczyznę - płaszczyznę izotropii, w której właściwości gruntu są identyczne we wszystkich kierunkach równoległych do niej

oraz różne w kierunku prostopadłym do tej płaszczyzny. Płaszczyzna izotropii gruntów jest zazwyczaj zorientowana horyzontalnie (Cudny i Partyka, 2015).

Istnieje kilka rodzajów anizotropii - anizotropia naprężenia, anizotropia mikrostruktury, anizotropia naturalna, jednak najczęściej uwzględnianym rodzajem w sytuacji obliczeniowej jest anizotropia naprężenia, lub inaczej - anizotropia indukowana naprężeniem. Jest ona związana ze współczynnikiem parcia spoczynkowego $K_0 = \sigma_x / \sigma_y$. Jego wartość zależy od kąta tarcia wewnętrznego φ i stopnia prekonsolidacji OCR. Zależność ta, wyznaczona na podstawie zależności półempirycznych, może być zapisana zgodnie ze wzorem 4.25.

$$K_0 = \sqrt{OCR}(1 - \sin\varphi) \quad (4.25)$$

Wartość współczynnika parcia spoczynkowego K_0 w warunkach początkowych, definiuje stan naprężenia w relacji do kryterium wytrzymałości na ścinanie. Anizotropia przyjętego naprężenia początkowego wywiera zatem wpływ na wytrzymałość na ścinanie. Co więcej, związek ten zachodzi zarówno przy izotropowym, jak i anizotropowym kryterium wytrzymałości na ścinanie. W ogólnym rozumieniu, wytrzymałość gruntu jest utożsamiana z powierzchnią plastyczności, której kształt podczas normalnej konsolidacji (K_0^{NC}), jest tworzony przez zmieniający się stan naprężenia. Autorzy publikacji wnioskują (Cudny i Partyka, 2015), że powierzchnia plastyczności gruntu normalnie skonsolidowanego jest związana tylko z anizotropią naprężenia w stanie K_0^{NC} .

W modelach gruntu wykorzystujących prawo Hooke'a, do pewnego zakresu odkształceń sztywność gruntu nie zależy od poziomu naprężenia, parametru K_0 czy zmiany osi nachylenia naprężeń. To założenie jest niezgodne z obserwacjami, jakie można poczynić na podstawie badań laboratoryjnych oraz badań *in situ*. W modelach konstytutywnych pierwszego i drugiego stopnia często stosowany jest parametr uzależniający sztywność gruntu od poziomu naprężenia przy stałej wartości współczynnika Poissona. Nie jest jednak w tych modelach uwzględniona zmiana dystrybucji kierunkowej obciążenia (Niemunis i Cudny, 2000).

W modelach hipersprężystych, jak model Vermeera czy SCLAY1S, grunt opisany jest parametrami materiałowymi, będącymi w prostym stopniu możliwym do odniesienia za pomocą prawa Hooke'a (Plaxis bv, 2018). Wzory 4.26, 4.27, 4.28 definiują funkcje potencjału sprężystego.

$$W(\sigma) = \frac{3p_{ref}^{1-\beta}}{2G_0^{ref}(1+\beta)} \left(\frac{2}{3}Q\right)^{(1+\beta)/2} \quad (4.26)$$

$$Q = \frac{1}{2}tr\sigma^2 = \frac{1}{2}\sigma_{rs}\sigma_{rs} \quad (4.27)$$

$$\beta = -2 + \frac{3}{1+\nu_0} \quad (4.28)$$

gdzie:

G_0^{ref} - moduł ścinania dla średniego naprężenia referencyjnego p_{ref}

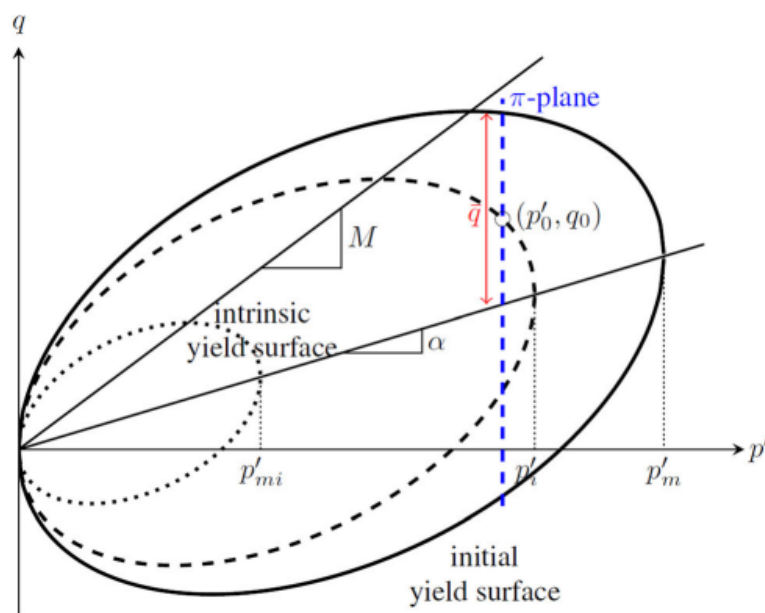
β - stała materiałowa zależna od współczynnika Poissona.

Parametr β wyraża jednocześnie stopień zależności aktualnego modułu ścinania G_0 od poziomu naprężenia według wzoru 4.29.

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{\sqrt{\frac{2}{3}} Q}{p_{ref}} \right)^{1-\beta} \quad (4.29)$$

W programach korzystających z MES wyróżnia się trzy parametry związane z opisem anizotropii gruntu - są to początkowe nachylenie powierzchni α_0 , względna efektywność odkształceń pełzania przy wzmocnieniu rotacyjnym ω_d (ang. *relative effectiveness of creep strains in rotational hardening*) oraz bezwzględna efektywność odkształceń pełzania przy wzmocnieniu rotacyjnym ω (ang. *absolute effectiveness of creep strains in rotational hardening*).

Nachylenie początkowe płaszczyzn α_0 , można obliczyć przy założeniu, że grunt został poddany osiowej konsolidacji, więc nachylenie krzywej plastyczności jest sprzężone z k_0^{NC} , uzyskanemu w wyniku jednoosiowej konsolidacji, przy założeniu sprzężonego prawa płynięcia oraz, że stosunek odkształceń dewiatorowych i objętościowych wynosi około 2/3. Wzór 4.30, zaproponowany w pracy (Wheeler et al., 2003), nawiązuje do tej reguły.



RYSUNEK 4.20: Trójwymiarowy stan naprężenia w modelu S-CLAY1S wraz z zaznaczonymi powierzchniami - wewnętrznego płynięcia, obecnej powierzchnią naprężenia (CSS) oraz powierzchnią normalnej konsolidacji (NCS) (Plaxis bv, 2018)

$$\alpha_0 = \frac{\eta_{k_0^{NC}}^2 + 3\eta_{k_0^{NC}} - M_c^2}{3} \quad (4.30)$$

M_c we wzorze 4.30 jest nachyleniem linii stanu krytycznego, omawianym w poprzednim podrozdziale, a $\eta_{k_0^{NC}}^2$ jest stosunkiem q/p' odpowiadającym początkowemu współczynnikowi rozporu bocznego normalnie skonsolidowanego gruntu spoistego k_0^{NC} . Współczynnik może być wyznaczony za pomocą formuły 4.31.

$$\eta_{k_0^{NC}} = \frac{3(1 - k_0^{NC})}{(1 + 2k_0^{NC})} \quad (4.31)$$

Współczynnik rozporu bocznego dla gruntów normalnie skonsolidowanych był przedmiotem prac wielu badaczy, których wyniki zebrali Fedorowiczowie w swojej publikacji (Fedorowicz i Fedorowicz, 2004). K_0^{NC} , najpowszechniej jest wyznaczany za pomocą formuły Jaky'ego (Jaky, 1948), która została wielokrotnie przebadana, a wartości otrzymywane zbliżone do pomiarów *in situ*. Formuła wyrażona jest wzorem 4.32.

$$K_0^{NC} = 1 - \sin \varphi'_{cv} \quad (4.32)$$

Bond i Harris, w swojej przełomowej pracy podali wartości kąta tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym, w zależności od wskaźnika plastyczności I_p (Bond i Harris, 2010). Wartości te przytoczono na rysunku 4.21. Wartość kąta tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym nie zależy od stanu początkowego gruntu (Negussey et al., 1988).

Wskaźnik plastyczności – Plasticity index	I_p [%]	15	30	50	80
Kąt tarcia – Angle of shearing	φ_{cv} [°]	30	25	20	15

RYSUNEK 4.21: Kąt tarcia wewnętrznego gruntów spoistych w stanie krytycznym (Bond i Harris, 2010)

Względna efektywność odkształceń pełzania przy wzmocnieniu rotacyjnym ω_d (lub β według niektórych źródeł) może być wyznaczona za pomocą formuły 4.33, zaproponowanej przez Wheeler, Naatanen, Karstunen i Lojander (Wheeler et al, 2003).

$$\omega_d = \frac{3(4M_c^2 - 4\eta_{k_0^{NC}}^2 - 3\eta_{k_0^{NC}})}{8(\eta_{k_0^{NC}}^2 - M_c^2 + 2\eta_{k_0^{NC}})} \quad (4.33)$$

Parametr ω opisuje bezwzględną efektywność odkształceń, którym w płaszczyźnie normalnej konsolidacji (NCS) towarzyszy obrót, wraz ze wzrostem odkształceń plastycznych. Na podstawie eksperymentów dowiedziono, że początkowa anizotropia zostaje *de facto* usunięta wraz z przyłożeniem izotropowego naprężenia, o wartości szacowanej na dwukrotność do trzykrotności naprężenia prekonsolidującego (Anandarajah et al., 1996).

Zakładając, że parametr ω można wyznaczyć za pomocą parametrów M_c , α_0 oraz ω_d jako funkcję M_c , którego wartości według literatury zawierają się pomiędzy 0,8 do 1,6, można ten zakres zapisać w formie nierówności 4.34 (Gras et al., 2017).

$$\frac{1,5}{\lambda^* - \kappa^*} \leq \omega \leq \frac{4,2}{\lambda^* - \kappa^*} \quad (4.34)$$

Autorzy (Gras et al., 2017), podają również drugą formułę uzależnioną od początkowego stopnia wiązania gruntu χ_0 , którą przytoczono we wzorze 4.35.

$$0 < \omega \leq \frac{2,9}{\lambda_i^* - \kappa^* \ln\left(\frac{2(1+\chi_0)}{1+\frac{\chi_0}{2}}\right)} \quad (4.35)$$

References	ξ^*	ω literature	ω range (Eq. 42)
Leoni et al. [11]	0.089	28	17–47
Leoni et al. [11]	0.060	43	25–70
Sivasithamparam et al. [19]	0.093	50	16–45
Sivasithamparam et al. [19]	0.062	45	24–67
Sivasithamparam et al. [19]	0.168	25	9–25
Sivasithamparam et al. [19]	0.102	25	15–41
Grimstad et al. [5]	0.102	25	15–41
Grimstad et al. [10]	0.166	20	9–25

RYSUNEK 4.22: Porównanie wartości ω w literaturze z wartościami obliczonymi według wzoru (Gras et al., 2017)

Anizotropia mikrostruktury - destrukuryzacja gruntu

Geneza gruntu, sposób w jaki powstał oraz był obciążony, a także procesy diagenety, budują mikrostrukturę gruntu oraz związaną z nią anizotropię. Główne kierunki anizotropii mikrostruktury, wykazują stałość tak długo, jak stan naprężeń nie przekracza anizotropowej powierzchni plastyczności. Poziom sztywności gruntu jest zmienny w procesie przyrastania obciążeń, jednak dystrybucja kierunkowa jest stała. To powoduje przeciążenie gruntu przy dalszym jego obciążaniu, co skutkuje tzw. destrukuryzacją (Cudny i Vermeer, 2004). Zjawisko to jest związane ze zniszczeniem mikrostruktury i powrotem do stanu, gdzie dominuje anizotropia naprężenia.

Najczęściej spotykaną relacją naprężenie - odkształcenie uwzględniającą anizotropię mikrostruktury jest prawo Hooke'a z izotropią transwersalną, która jest uproszczeniem modelu ortotropowego. Model ten wyróżnia stałe materiałowe, takie jak E_v , E_h , ν_{hh} , ν_{vh} , G_{vh} .

Przy założeniu poziomej płaszczyzny izotropii E_v jest modułem Younga w kierunku pionowym, E_h jest modułem Younga w kierunku poziomym, ν_{vh} jest współczynnikiem Poissona przy wymuszeniu poziomej składowej odkształcenia pionową składową, ν_{hh} jest współczynnikiem Poissona przy wymuszeniu poziomej składowej odkształcenia prostopadłą do niej poziomą składową i G_{vh} jest modułem ścinania w płaszczyźnie pionowej, a G_{hh} - poziomej. Wyznaczenie tych parametrów jest bardzo skomplikowanym zadaniem (Fiorevante i Capoverri, 2001). Graham i Houlsby zaproponowali uproszczenie (Graham i Houlsby, 1984), dzięki którym można zredukować owe pięć parametrów do trzech - E^* , ν^* oraz współczynnika anizotropii α . Współczynnik ten wyrażony jest wzorem 4.36.

$$\alpha = \sqrt{\frac{E_h}{E_v}} = \frac{\nu_{hh}}{\nu_{vh}} = \frac{G_{hh}}{G_{vh}} \quad (4.36)$$

Parametry zaproponowane przez Grahama i Houlsby'ego (Graham i Houlsby, 1984), są możliwe do odniesienia do parametrów standardowego modelu izotropii transwersalnej, w sposób przedstawiony we wzorach 4.37, 4.38, 4.39.

$$E_v = E^* \quad , \quad E_h = \alpha^2 E^* \quad (4.37)$$

$$\nu_{vh} = \frac{\nu^*}{\alpha} \quad , \quad \nu_{hh} = \nu^* \quad (4.38)$$

$$G_{vh} = \alpha \frac{E^*}{2(1 + \nu^*)} \quad (4.39)$$

Należy również dodać, że współczynnik anizotropii α najczęściej według formuły 4.40.

$$\alpha = \sqrt{\frac{E_h}{E_v}} \quad (4.40)$$

Obliczanie współczynnika anizotropii, zgodnie ze wzorem 4.40, jest już relatywnie łatwe, a wartości charakterystyczne dla wielu rodzajów gruntu są podawane w literaturze. Wyniki badań laboratoryjnych nad współczynnikiem α zostały zestawione w pracy (Cudny, 2013). Ciekawym uwagi jest fakt, iż współczynnik ten wskazuje tendencję do wartości przekraczających 1,0 dla gruntów prekonsolidowanych i poniżej 1,0 dla gruntów normalnie skonsolidowanych, co świadczy o większej sztywności gruntu w kierunku poziomym niż pionowym.

4.4.6 Parametry wiązań strukturalnych gruntu

Początkowy stopień wiązania, jest możliwy do oszacowania na podstawie wrażliwości gruntu spoistego S_t , zgodnie ze wzorem 4.41, gdzie S_t jest stosunkiem pomiędzy wytrzymałością gruntu na ścinanie bez odpływu gruntu w stanie nienaruszonym, do wytrzymałości na ścinanie gruntu w stanie naruszonym (Jeż, 1977).

$$\chi_0 = S_t - 1 \quad (4.41)$$

Phemister i Simpson w swojej pracy (Phemister i Simpson, 1949) opublikowali nomogram, określający wrażliwość gruntu spoistego S_t , w uzależnieniu od stopnia plastyczności i wskaźnika relatywnej konsystencji. Relatywny wskaźnik konsystencji gruntu jest obliczany według wzoru 4.42.

$$CI = \frac{w_L - w_n}{w_p} \quad (4.42)$$

Kolejnym parametrem jest bezwzględna prędkość wiązania ζ , którą można wyznaczyć dopasowując krzywą w płaszczyźnie $\varepsilon_v - \ln(p')$ dla testów konsolidacji z odpływem, przy stosunku naprężeń równym początkowej anizotropii α_0 w taki sposób, że dewiatoryczne odkształcenia pełzania są zerowe, a zmienność stopnia wiązania może być zapisana zgodnie ze wzorem 4.9. Jeżeli ζ jest równe zero, to nie występuje destruktywizacja, podczas gdy wysokie wartości ζ sprawiają, że jest ona bardzo gwałtowna.

Gras, Sivasithamparam, Karstunen i Dijkstra (Gras et al., 2017) zaproponowali graniczne wartości ζ według formuł 4.43 i 4.44.

$$\xi \geq \frac{\ln 2}{[\ln(2 + 2\chi_0) - \ln(1 + \frac{\chi_0}{2})](1 + \xi_d)(\lambda_i^* - \kappa^*)} \quad (4.43)$$

$$\xi \leq \frac{1 + \chi_0}{\chi_0(\lambda_i^* - \kappa^*)(1 + 2\xi_d \frac{\alpha_{k_0}^{NC}}{M_2^2})} \quad (4.44)$$

Względna prędkość wiązania z uwagi na dewiatorowe pełzanie ξ_d może być wyprowadzona po zdefiniowaniu χ_0 oraz ξ . Według autorów (Gras et al., 2017), wartość parametru znajduje się w zakresie pomiędzy 0, a 1, według 4.45.

$$0 \leq \xi_d \leq 1 \quad (4.45)$$

Według autorów (Gras et al., 2017), dla ilów skandynawskich oraz szkockich ta wartość zawiera się pomiędzy 0,2, a 0,4. Według manuala (Midas LTD, 2016), wartość ta dla większości gruntów spoistych wynosi 0,2 do 0,3.

4.4.7 Podsumowanie oraz wykaz badań laboratoryjnych

Podsumowując model uwzględniający pełzanie, konsolidację, liczne wzmocnienia związane z destrukcją, czy obrotem cząstek jest opisany znaczną ilością parametrów. Większość z nich jest możliwa do wyznaczenia za pomocą edometru, testu trójosiowego ściskania, lub wzorów dzięki zależnościom korelacyjnym.

Żeby uszeregować parametry zostały one wypisane poniżej, wraz z informacją o badaniu laboratoryjnym, niezbędnym do jego wyznaczenia, lub odniesieniem do wzoru.

- e_0 - badanie edometrem lub badanie w aparacie trójosiowego ściskania z odpływem i konsolidacją, *in situ* badania CPT/CPTu/DMT/SPT;
- POP - badanie edometrem lub badanie w aparacie trójosiowego ściskania z odpływem i konsolidacją, *in situ* badania CPT/CPTu/DMT/SPT;
- OCR - badanie edometrem lub badanie w aparacie trójosiowego ściskania z odpływem i konsolidacją, *in situ* badania CPT/CPTu/DMT/SPT;
- α_0 - wzór 4.30, zależne od k_0^{NC} ;
- χ_0 - penetrometr stożkowy lub ścinarka obrotowa, wzór 4.41;
- λ_i^* - badanie edometrem, badanie konsolidometryczne typu CRS, lub w oparciu o parametr C_c i e_0 - wzór 4.19;
- κ^* - badanie edometrem, lub badanie konsolidometryczne typu CRS (ze ścieżkami obciążenia/odciążenia), lub w oparciu o parametr C_s i e_0 - wzór 4.20;
- μ_i^* - badanie edometrem;
- τ - badanie edometrem;

- M_c - badanie edometrem lub w aparacie trójosiowego ściskania, na podstawie wzoru 4.23;
- M_e - badanie edometrem lub w aparacie trójosiowego ściskania, na podstawie wzoru 4.24;
- ω - zakres parametru z nierówności 4.34 oraz 4.35;
- ω_d - wzór 4.33;
- ξ - dopasowanie krzywej do wyników badania trójosiowego ściskania, zakres według wzorów 4.43 oraz 4.44;
- ξ_d - dopasowanie krzywej do wyników badania w edometrze, oraz według wzoru 4.45;
- k_0^{NC} - badanie w aparacie trójosiowego ściskania, edometrem, in situ (metodą bezinwazyjną oraz inwazyjną) oraz empirycznie - m.in. wzór 4.32.

4.5 Identyfikacja parametryczna iłó w mioceńsko-pliedeńskich serii poznańskiej

Na potrzeby pracy została przeprowadzona analiza numeryczna silosu cukrowniczego w Gostyniu. Opis inwestycji, sposobu posadowienia, modelu numerycznego zostały zawarte w rozdziale piątym niniejszej pracy. W poniższym podrozdziale znajduje się opis warunków geologicznych, hydrogeologicznych i geotechnicznych podłoża gruntowego znajdującego się w obrębie inwestycji.

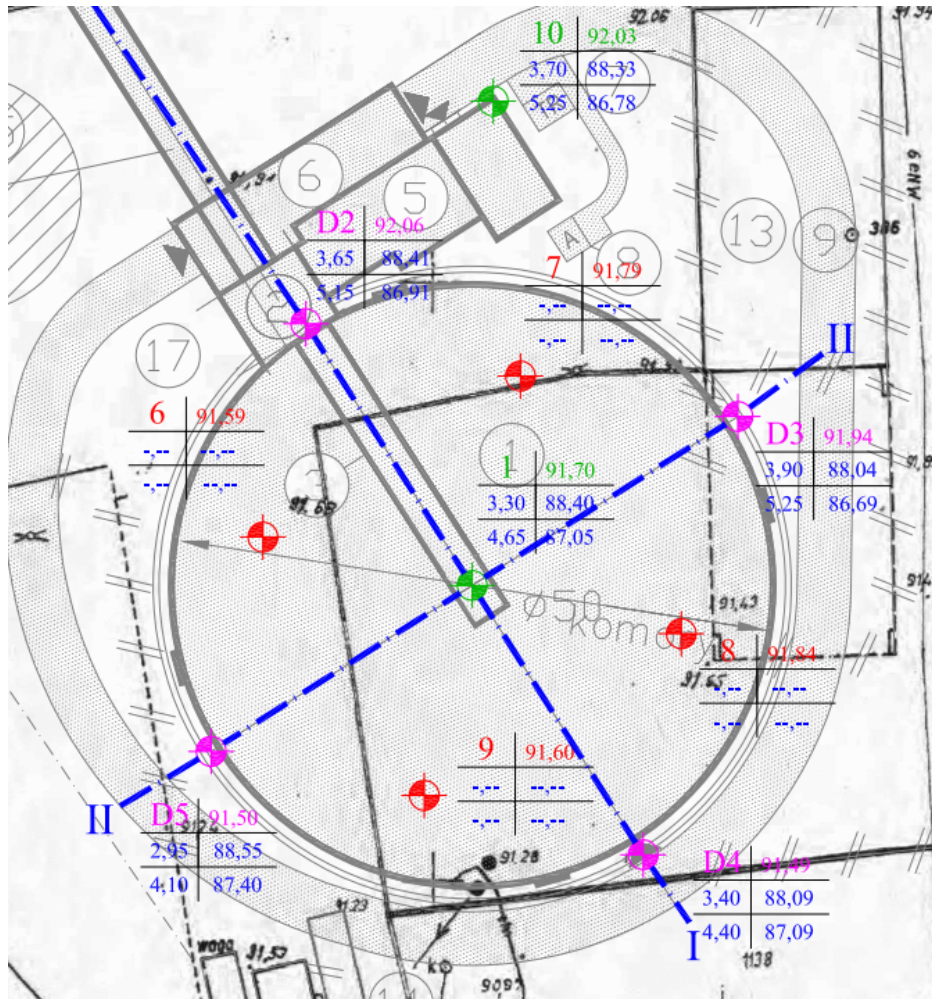
Na podstawie badań wykonanych dla rzeczonyj budowy oraz badań archiwalnych na iłach serii poznańskiej, pochodzących z tego rejonu, zostały wyprowadzone parametry konstytutywne, będące podstawą opisu iłó w modelu numerycznym przedstawionym w analizie w rozdziale piątym. W niniejszym podrozdziale, dzięki mnogości badań archiwalnych wykonanych na iłach serii poznańskiej oraz związkom korelacyjnym parametrów fizycznych oraz mechanicznych, zostały określone wartości tychże parametrów. Wprowadzono je następnie do programu GTS NX, w którym przeprowadzono wariantowe analizy numeryczne silosu w celu weryfikacji skuteczności modelu konstytutywnego.

4.5.1 Budowa geologiczna, warunki hydrogeologiczne i geotechniczne

Teren inwestycji znajduje się w miejscowości Gostyń, na lewym (zachodnim) brzegu rzeki Kania. Z geomorfologicznego punktu widzenia, teren ten leży w obrębie Niziny Wielkopolsko-Śląskiej, w obrębie Wysoczyzny Leszczyńskiej. Wysoczyzna ta znajduje się pomiędzy pojezierzami Sławskim i Krzywińskim na północy, a Pradolina Głogowska, którą odpływały wody lodowcowo-rzeczne na zachód. Śladem odpływu na wysoczyźnie są doliny usłane piaskami oraz pola sandrowe na przedpolu pojezierzy.

Obiekt trzeciej kategorii geotechnicznej, do którego zakwalifikowano silos, w skomplikowanych warunkach gruntowych wymaga dokładnego rozpoznania podłoża. Z uwagi na fakt, że budowa silosu była *de facto* rozbudową zakładu cukrowniczego, możliwe było

zasięgnięcie informacji z dokumentacji archiwalnej. Na potrzeby inwestycji została sporządzona opinia geotechniczna, następnie projekt robót geologicznych i finalnie dokumentacja geologiczno-inżynierska. W zakres czynności wykonanych na potrzeby budowy silosu wchodziły prace terenowe, badania laboratoryjne oraz prace kameralne. Badania terenowe, które wykonano to przede wszystkim wiercenia badawcze, sondowania CPTu i sondowania DPH (GT Projekt, 2012).



RYSUNEK 4.23: Plan sytuacyjny terenu badań (GT Projekt, 2012)

Na potrzeby Opinii Geotechnicznej pod inwestycję silosu cukrowniczego wykonano 6 otworów badawczych do głębokości maksymalnej 25,0 m p.p.t, 237 mb sondowań statycznych sondą statyczną Geotech ze stożkiem pomiarowym nr 3456 o parametrach 100 MPa/1000 kPa w jedenastu punktach i 35 mb sondowań dynamicznych sondą ciężką do głębokości maksymalnej 10,0 m p.p.t. w czterech punktach. Na potrzeby sporządzenia dokumentacji geologiczno-inżynierskiej, wykonano dodatkowo wiercenia badawcze w 4 punktach do głębokości maksymalnej 25,0 m p.p.t.

Przy tworzeniu obu dokumentacji wykonano badania laboratoryjne z wyselekcjonowanych próbek gruntu oznaczając podstawowe parametry fizyczne zgodnie z normą (PN-88/B-04481). Na potrzeby opinii geotechnicznej wykonano 42 badania makroskopowe,

42 oznaczenia wilgotności naturalnej, 17 oznaczeń zawartości części organicznych metodą prażenia (I_{om}), 2 oznaczenia gęstości objętościowej gruntów organicznych i 11 analiz sitowych uziarnienia wybranych próbek gruntu. Na potrzeby dokumentacji geologiczno-inżynierskiej wykonano 51 badań makroskopowych, 51 oznaczeń wilgotności naturalnej, 3 analizy areometryczne uziarnienia, 12 analiz sitowych uziarnienia, 3 oznaczenia konsystencji, 15 oznaczeń zawartości części organicznych metodą prażenia (I_{om}) i 4 oznaczenia gęstości objętościowej gruntów organicznych.

Po przeprowadzonych badaniach podłoża, stwierdzono występowanie utworów neogeńskich, plejstoceniowych oraz holoceniowych. Najstarszymi osadami, nawierconymi w analizowanym rejonie są tzw. ropy serii poznańskiej, których strop stwierdzono na głębokości około 23 ÷ 24 m p.p.t. Analiza archiwalnych map geologicznych w dokumentacji (GT Projekt, 2012) pozwoliła na wniosek, że głęboko wcinające się doliny rzeczne tegoż obszaru spowodowały odsłonięcie się iłów, tworzących wychodnie. Na stropie iłów serii poznańskiej zdeponowane zostały osady akumulacyjne w dolinach rzecznych. Przez Gostyń przepływa ciek Kania, który „odziedziczył” szlak odwodnieniowy powstały w czasie zlodowacenia północnopolskiego lub nawet w czasie wcześniejszych zlodowaceń. Głęboką dolinę wypełniają osady rzeczno-lodowcowo-facji korytowej (piaski różnoziarniste) oraz niewielkie przewarstwienia facji rozlewiskowej (gliny i gliny pylaste). Piaski wodno-lodowcowe dominują, a ich miąższość wynosi nawet ponad 20 m.

W strefie przypowierzchniowej odłożone zostały utwory typowej akumulacji postglacialnej/holoceniowej. Jest to warstwa piasków rzecznych oraz gruntów organicznych. Rozdzielenie osadów pochodzenia lodowcowo-rzeczno-rzeczno zostało dokonane ze względu na obecność domieszek humusu w piaskach. Osady zawierające wtrącenia gruntów organicznych, zostały zakwalifikowane do holoceniowych. Miąższość tych osadów, w wykonanych otworach badawczych, nie przekraczała 10 m, gdzie typowych gruntów organicznych (namulów, torfów) było około od 0,5 m do 4,0 m.

Do współczesnych osadów holoceniowych należy przyporządkować warstwę nasypów antropogenicznych, które powstały w wyniku dotychczasowego zagospodarowania terenu, a ich miąższość w punktach badawczych waha się od 1,6 do 3,3 m (GT Projekt, 2012).

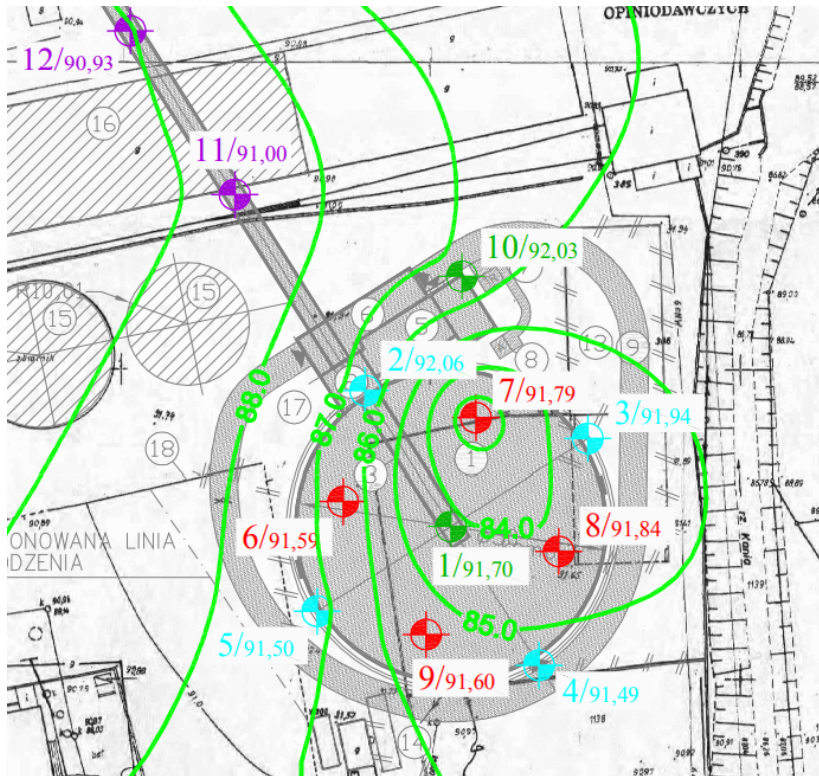
W rejonie przeprowadzonych badań stwierdzono występowanie dwóch poziomów wodonośnych, w obrębie piętra czwartorzędowego.

Pierwszy poziom wodonośny związany jest z piaskami holoceniowymi zalegającymi na gruntach organicznych. Woda gruntowa występuje w postaci swobodnego zwierciadła wody.

Drugi poziom wodonośny stanowią piaski rzeczno-lodowcowe i osady rzeczne zalegające pod gruntami organicznymi, które charakteryzują się utrudnioną infiltracją pionową.

Głębokości zalegania oraz wahań wody gruntowej pierwszego oraz drugiego poziomu wodonośnego zależą bezpośrednio od stanu wody w pobliskim cieku, ponieważ oba poziomy wodonośne są z nimi w kontakcie hydraulicznym. Wahania wody szacuje się na +2,0 m / -1,5 m, jednak by je dokładnie określić, należałoby zainstalować piezometry w celu prowadzenia cyklicznych pomiarów.

Na podstawie wierceń badawczych w ramach prac nad dokumentacją geologiczno-inżynierską, możliwe było wykonanie map zalegania stropu plejstoceniowych piasków, w



RYSUNEK 4.24: Plan sytuacyjny z naniesionymi izohipsami poziomu stropu plejstoceńskich piasków (GT Projekt, 2012)

których założono zakotwienie kolumn przemieszczeniowych lub pali oraz stropu utworów górnego neogenu – iłłów serii poznańskiej.

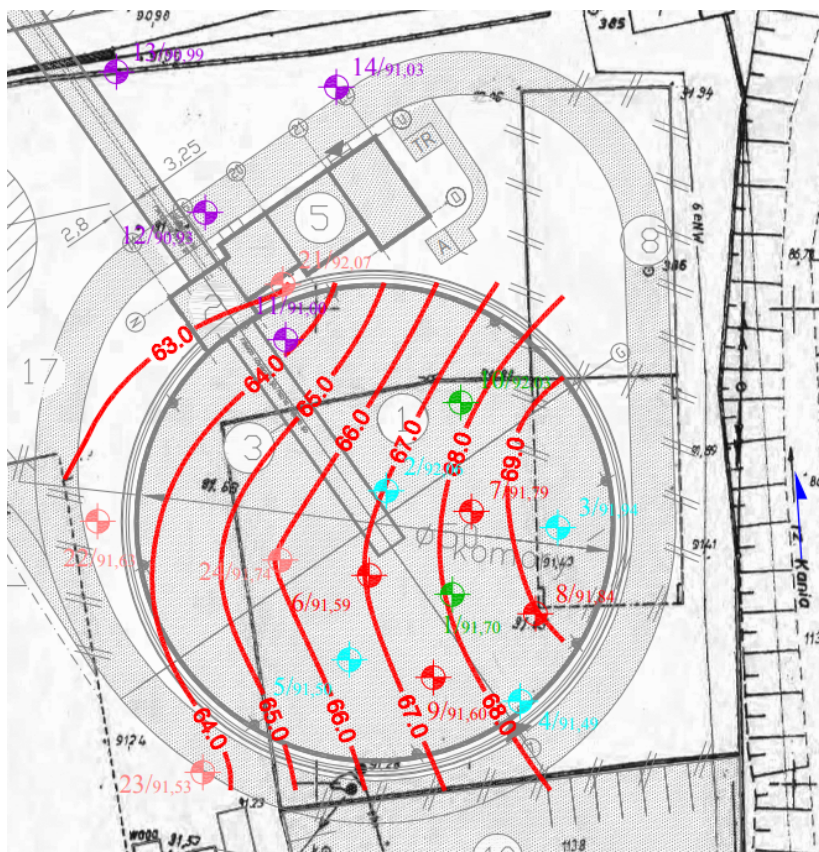
Podłoże w rejonie analizowanej inwestycji jest złożone z gruntów niejednorodnych, nieciągłych, zmiennych genetycznie i litologicznie. Na podstawie badań podłoża gruntowego inwestycji, wyróżniono cztery pakiety gruntów o zróżnicowanej genezie. W obrębie pakietów wyróżniono warstwy różniące się pod względem litologią oraz stanem (konsystencją lub zagęszczeniem).

W pakiecie pierwszym znajdują się nasypy antropogeniczne, zarówno niekontrolowane jak i kontrolowane, w stanie od luźnego do średniozagęszczonego.

W skład drugiego pakietu wchodzi osady holocenowe, związane z erozyjną i akumulacyjną działalnością pobliskiego cieku – rzeki Kani. W obrębie pakietu wyróżniono osady piaszczyste, piaski humusowe oraz osady organiczne, w postaci namulów i torfów.

Pakiet trzeci to utwory plejstoceńskie lodowcowo-rzeczne, spoiste i niespoiste. W dużej mierze grunty są to grunty piaszczyste, z przewarstwieniami mułków nieskonsolidowanych, o symbolu konsolidacji „C”.

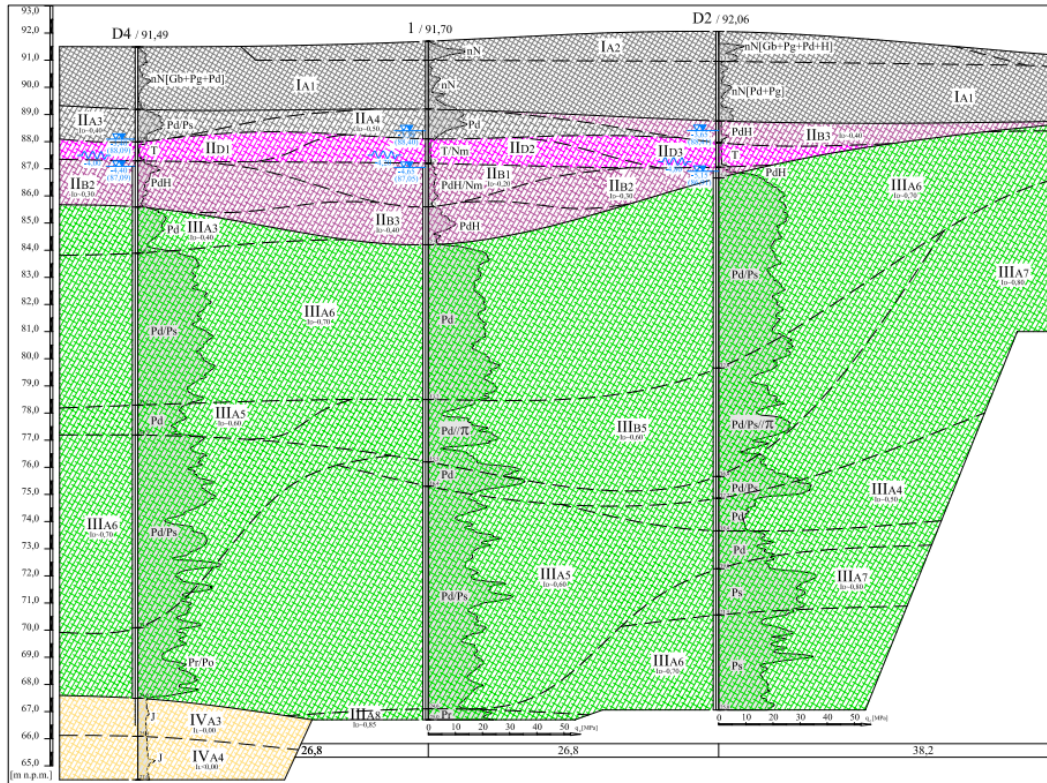
Pakiet czwarty budują osady miopliocenowe górnego neogenu, w postaci iłłów o symbolu konsolidacji „D”, w stanie półzwałnym i twaroplastycznym (GT Projekt, 2012).



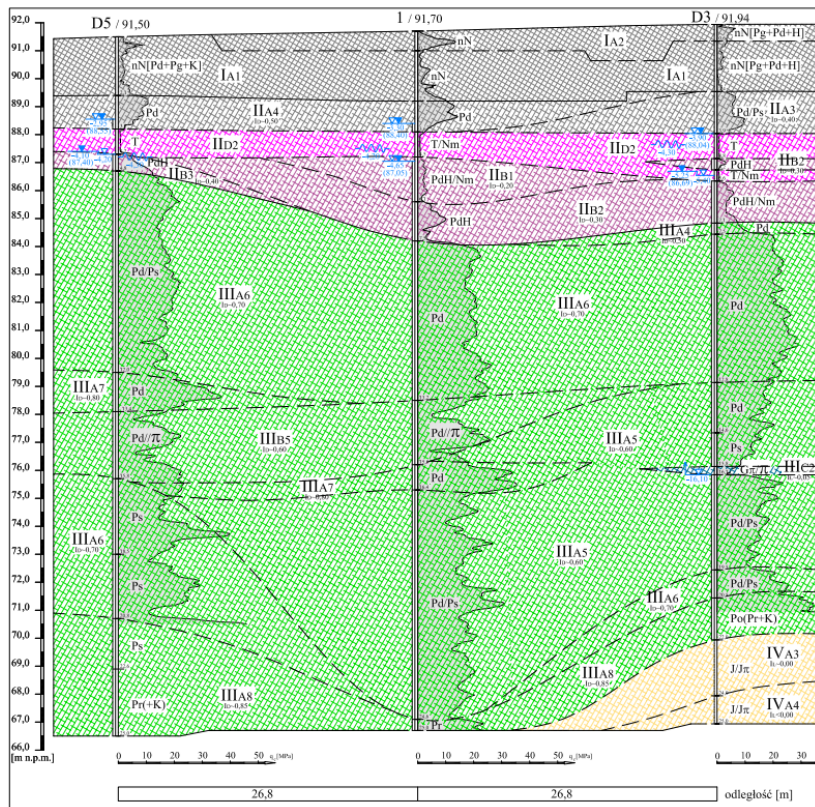
RYSUNEK 4.25: Plan sytuacyjny z naniesionymi izohipsami poziomu stropu mioplioceńskich iłłów serii poznańskiej (GT Projekt, 2012)

Plany sytuacyjne z naniesionymi izohipsami oznaczającymi poziom stropów nośnych utworów piaszczystych przedstawia rys. 4.24, a strop iłłów serii poznańskiej rys. 4.25.

Przekroje geologiczno-inżynierskie, na podstawie których dokonano wydzielenia i uogólnienia warstw podłoża do celów analiz numerycznych, przedstawiono na rys. 4.26 oraz 4.27.



RYSUNEK 4.26: Przekrój geologiczno-inżynierski I-I (GT Projekt, 2012)



RYSUNEK 4.27: Przekrój geologiczno-inżynierski II-II (GT Projekt, 2012)

Nr warszwy geotechnicznej	Rodzaj gruntu	* Kategoria gruntu	Stan gruntu		Wilgotność naturalna	Zawartość części organicznych	Ciężar objętościowy	Spójność	Kąt tarcia wewnętrznego	Średni opór na stożku	Moduły ściśliwości pierwotny	Wskaźnik skonsolidowania	Współczynnik filtracji
			Stopień zagęszczenia	Stopień plastyczności									
			I_D	I_L	W_n [%]	I_{om} [%]	γ [kN/m ³]	C_u [kPa]	ϕ_u [°]	qc [MPa]	M_0 [MPa]	β [-]	k [m/dobę]
IA1	nN	-	ln	-	8,7+27,9	1,6+4,7	17,0	-	-	-	12,0	0,7	0,1+10
IA2		-	szg	-	11,4+20,6	1,1+3,5	17,5	-	-	-	20,0	0,7	
IB2	nB	-	szg	-	12,0	-	18,5	0,0	32,4	-	79,3	0,9	10+25
IIA3	Pd	-	~0,40	-	16,7	-	17,3	0,0	29,9	-	51,3	0,80	2+20
IIA4		-	~0,50	-	16,0	-	17,5	0,0	30,4	~10,0	60,0	0,80	
IIA5		-	~0,60	-	21,1	-	17,7	0,0	30,9	~14,0	84,0	0,80	
IIIB1	PdH	-	~0,20	-	33,0	4,9	17,5	2,0	24,6	~2,0	13,5	0,75	0,4+8
IIIB2		-	~0,30	-	26,8	2,7	17,8	2,5	25,0	~4,0	25,2	0,75	
IIIB3		-	~0,40	-	22,8	2,6	18,1	2,5	25,4	~6,0	35,1	0,75	
IIIB4		-	~0,50	-	18,9	0,6	18,4	3,0	25,8	~10,0	58,5	0,75	
IIIC1	Nm/PdH	-	-	-	99,5	22,7	14,0	-	-	~1,5	6,8	0,55	0,001+0,1
IIIC2		-	-	-	43,0	8,9	14,5	-	-	~3,0	12,0	0,55	
IID1	T, T/Nm	-	-	-	211,2	56,3	11,6	-	-	~0,5	2,0	0,55	0,001+0,1
IID2		-	-	-	117,0	32,5	12,4	-	-	~0,7	2,8	0,55	
IID3		-	-	-	77,1	16,8	13,4	-	-	~1,0	3,8	0,55	
IIIA3	Pd, Ps, Pr	-	~0,40	-	17,0	-	18,2	0,0	32,4	~6,0	42,9	0,90	10+95
IIIA4		-	~0,50	-	16,6	-	18,4	0,0	33,0	~10,0	71,5	0,90	
IIIA5		-	~0,60	-	18,6	-	18,6	0,0	33,6	~15,0	98,0	0,90	
IIIA6		-	~0,70	-	17,0	-	18,8	0,0	34,2	~21,0	113,5	0,90	
IIIA7		-	~0,80	-	19,2	-	19,0	0,0	34,9	~30,0	160,5	0,90	
IIIA8		-	≥0,85	-	18,0	-	19,2	0,0	35,2	≥40,0	175,0	0,90	
IIIB4	Pd/P π +/- π	-	~0,50	-	25,0	-	17,8	0,0	30,4	~10,0	61,8	0,80	1+20
IIIB5		-	~0,60	-	19,1	-	18,0	0,0	30,9	~15,0	85,5	0,80	
IIIB6		-	~0,70	-	22,0	-	18,2	0,0	31,4	~20,0	104,5	0,80	
IIIC1	G, G/Gz, G π	C	-	~0,20	20,9	-	21,2	17,0	14,8	~1,5	19,2	0,60	≤0,01
IIIC2		C	-	~0,05	19,0	-	21,6	25,6	17,2	~3,2	35,8	0,60	
IIVA3	J	D	-	0,00	17,3	-	21,2	58,6	8,0	~3,0	37,8	0,80	≤0,0001
IIVA4		D	-	-0,10	15,8	-	21,4	65,5	9,0	~3,8	46,2	0,80	

RYSUNEK 4.28: Tabela charakterystycznych parametrów geotechnicznych określonych na potrzeby dokumentacji geologiczno-inżynierskiej (GT Projekt, 2012)

Na potrzeby rozpoznania podłoża w ramach dokumentacji geologiczno-inżynierskiej (GT Projekt, 2012), wyznaczono parametry fizyczne oraz mechaniczne. Charakterystyczne wartości poszczególnych parametrów zostały określone zgodnie z treścią Eurokodu 7 na podstawie badań terenowych, laboratoryjnych i analizy innych źródeł, w tym dokumentacji archiwalnych. Wartości poszczególnych parametrów geotechnicznych znajdują się na rys. 4.28 (GT Projekt, 2012).

W ramach badań laboratoryjnych wykonanych na potrzeby dokumentacji geologiczno-inżynierskiej określono granice Atterberga - granicę plastyczności oraz płynności, jak wykonano analizę granulometryczną. Wyniki dla trzech próbek iłów / glin zwięzłych na pograniczu iłów zestawiono w tabeli 4.12.

otwór	w_n	w_L	w_p	I_p	I_L	f_p	f_π	f_i
D3	16,1	60,8	21,0	39,8	-0,12	16,0	42,0	42,0
D3	17,3	45,7	16,9	28,8	0,01	30,0	45,0	25,0
D4	15,5	45,4	18,2	27,1	-0,10	4,0	60,0	36,0

TABELA 4.12: Zestawienie wyników badań laboratoryjnych inwestycji w Gostyniu - granic Atterberga oraz analiz granulometrycznych (GT Projekt, 2012)

4.5.2 Weryfikacja parametrów fizycznych i mechanicznych na podstawie związków korelacyjnych

Strop iłów serii poznańskiej w podłożu gruntowym pod silosem, znajduje się na zmiennej rzędnej - 63,0 ÷ 69,0 m n.p.m. Pakiet, wśród którego wyróżniono owe grunty, został podzielony na dwa subpakiety - IVA3 oraz IVA4, różniące się stanem gruntu. Pakiet IVA3 charakteryzują ły twardoplastyczne o stopniu plastyczności zbliżonym do 0,00, natomiast w IVA4 ły półzwarne o stopniu plastyczności równym -0,10.

Dla tych subpakietów wyznaczono oraz zestawiono w tabeli 4.28 następujące parametry - wilgotność naturalną w_n , ciężar γ , stopień plastyczności I_L , spójność C_u , kąt tarcia wewnętrznego φ_u , oraz moduł ścisłości pierwotnej M_0 . Na podstawie związków korelacyjnych zawartych w Opracowaniu Politechniki Poznańskiej (Przystański et al., 1990), zweryfikowano wartości określone w tabeli 4.28, pochodzącej z dokumentacji geologiczno-inżynierskiej (GT Projekt, 2012). Związki korelacyjne zostały wyprowadzone zgodnie z regionami, jednak lokalizacja Gostynia znajduje się na tyle blisko aglomeracji poznańskiej, że weryfikacja została przeprowadzona w oparciu o badania poznańskie. Również wartości parametrów fizycznych i mechanicznych, zamieszczone w tabelach parametrów wykonanych w ramach dokumentacji geotechnicznych, są dla tych gruntów są niemal identyczne.

Zakres zmienności wilgotności naturalnej iłów znajdujących się w podłożu w stanie naturalnym wynosi od 12 do 46 %, co jest zbliżone z wartościami z tabeli 4.28. Ciężar gruntu na podstawie korelacji z wilgotnością naturalną według tabeli 4.28 wynosi dla IVA3 20,25 [kN/m^3], a dla IVA4 20,38 [kN/m^3]. Ciężary obliczone korelacyjnie z wilgotności są nieznacznie niższe w porównaniu do tych określonych w tabeli parametrów pochodzącej z dokumentacji (GT Projekt, 2012).

Tabela 4.12 przedstawia część wyników badań laboratoryjnych - granic Atterberga oraz analiz granulometrycznych na próbkach łu lub gruntu spoistego tej genezy na pograniczu łu pylastego i gliny pylastej zwięzłej. Na podstawie próbek z trzech otworów określono na potrzeby dokumentacji geologiczno-inżynierskiej wilgotność naturalną w_n , granicę płynności w_L , granicę plastyczności w_p , obliczono wskaźnik plastyczności I_p oraz stopień plastyczności I_L , a także przedstawiono zawartości poszczególnych frakcji w gruncie. W przywoływanym opracowaniu (Przystański et al., 1990), określono związki korelacyjne pomiędzy zawartością frakcji ıłowej, a granicami Atterberga i zestawiono je w tabeli 4.13. W celach weryfikacyjnych obliczono granicę płynności oraz plastyczności, a zestawienie parametrów określonych na podstawie badań laboratoryjnych oraz związków korelacyjnych, zamieszczono w tabeli 4.13.

otwór	f_i	w_L^*	w_p^*	w_L^{**}	w_p^{**}
D3	42,00	60,80	21,00	72,44	21,56
D3	25,00	45,70	16,90	56,80	16,29
D4	36,00	45,40	18,20	66,92	19,70

TABELA 4.13: Zestawienie wyników badań laboratoryjnych inwestycji w Gostyniu (GT Projekt, 2012) (*) oraz obliczonych parametrów za pomocą związków korelacyjnych (**) (Przystański et al., 1990)

Jak pokazuje tabela 4.13, związki korelacyjne dają zgoła odmienne wyniki granic Atterberga, co ma dalsze przełożenie na wartości wskaźnika plastyczności oraz stopnia plastyczności. Biorąc pod uwagę odmienność wartości parametrów otrzymanych metodami korelacyjnymi, parametry wytrzymałościowe zostały oznaczone jedynie w celach weryfikacyjnych. W ocenie autora, wykonane badania laboratoryjne mają znaczenie nadrzędne nad związkami korelacyjnymi. Parametry konstytutywne dalszej części niniejszego rozdziału zostały określone na podstawie badań laboratoryjnych, wykonanych w ramach inwestycji silosu w Gostyniu (Przystański et al., 1990; GT Projekt, 2012).

W tabeli 4.14 zestawiono wyniki badań laboratoryjnych parametrów mechanicznych - c_u , φ_u , określonych laboratoryjnie oraz korelacyjnie w nawiązaniu do stopnia plastyczności zgodnie z tabelą 4.14.

pakiet	I_L	c_u^*	φ_u^*	c_u^{**}	φ_u^{**}
IWA3	0,00	58,60	8,00	65,00	9,60
IWA4	-0,10	65,50	9,00	76,51	11,92

TABELA 4.14: Zestawienie parametrów wytrzymałościowych określonych w DGI podłoża silosu (*) (GT Projekt, 2012) oraz obliczonych parametrów za pomocą związków korelacyjnych (**) (Przystański et al., 1990)

Ponownie wartości parametrów z dokumentacji geologiczno-inżynierskiej i te wyznaczone korelacyjnie różnią się, jednak jest w tej różnicy pewna analogia. Każdy z parametrów wyznaczony korelacyjnie ma wyższe wartości od tych wyznaczonych metodami laboratoryjnymi, lub *in situ*, z jednym wyjątkiem w postaci granicy plastyczności w_p z otworu D3. Różnice pomiędzy wartościami parametrów są zbliżone w nawiązaniu do granicy plastyczności, lecz w przypadku powiązania z innym parametrem są rozbieżne od 11,8 % do nawet 47 %, w przypadku w_L otworu D4.

4.5.3 Parametry konstytutywne iłów serii poznańskiej w podłożu silosu

W rozdziale 4.4.7 podsumowano szereg parametrów konstytutywnych niezbędnych do wyznaczenia opisując grunt modelem SCLAY1S. Część parametrów jest możliwa do wyznaczenia za pomocą testu edometrycznego lub trójosiowego, jednak większość z nich jest opisana formułą matematyczną, w oparciu o inne parametry, takie jak na przykład kąt tarcia

wewnętrzny. Parametry związane z historią obciążenia są z kolei możliwe do wyznaczenia za pomocą sondowań statycznych lub laboratoryjnie - za pomocą edometru lub testu trójosiowego. W niniejszym podrozdziale wyznaczono wartości wszystkich parametrów niezbędnych do określenia zachowania gruntu, opisanego modelem SCLAY1S.

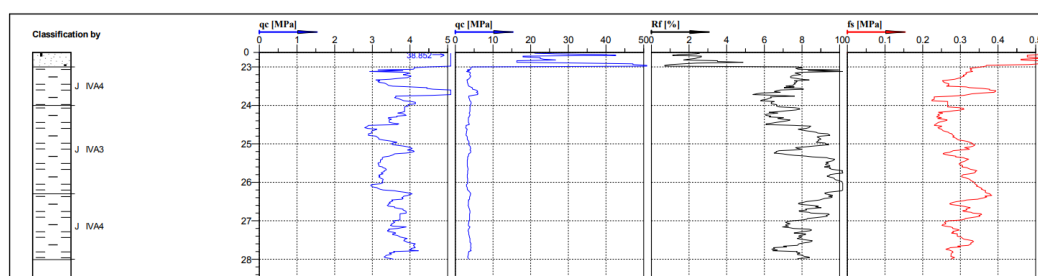
Pierwszymi parametrami niezbędnymi do wyznaczenia są parametry nawiązujące do historii obciążenia podłoża gruntowego, takie jak stopień prekonsolidacji OCR oraz naprężenie prekonsolidacyjne POP . Na rysunku 4.29 znajduje się wycinek sondowania CPT wykonanego na potrzeby dokumentacji geologiczno-inżynierskiej silosu cukrowniczego w Gostyniu (GT Projekt, 2012).

Na podstawie wzoru 4.12 obliczono naprężenie prekonsolidujące POP .

$$POP = 0,243x(q_c)^{0,96} = 0,243x(3000)^{0,96} = 529kPa \quad (4.46)$$

$$OCR = 0,37x\left(\frac{q_c - \gamma z}{\sigma_{v0}'}\right)^{1,01} = 0,37x5,55^{1,01} = 2,05 \quad (4.47)$$

Do dalszych obliczeń OCR zostanie zaokrąglony do 2,0.



RYSUNEK 4.29: Wycinek z sondowania CPT wykonanego na potrzeby dokumentacji geologiczno-inżynierskiej silosu w Gostyniu (GT Projekt, 2012)

Parametrem fizycznym, na którym bazuje część formuł parametrów konstytutywnych jest początkowy wskaźnik porowatości e_0 . Można go określić m.in. na podstawie badań edometrycznych, lub w aparacie trójosiowego ściskania.

W ramach dokumentacji geologiczno-inżynierskiej inwestycji nie wykonano badań ścisłości, dlatego w pracy posłużono się archiwalnymi badaniami wykonanymi na próbkach iłó w seryi poznańskiej w ramach inwestycji budynku przy ul. Na Podgórniku w Poznaniu (GT Projekt, 2016). Grunty z Poznania, przebadane pod kątem ścisłości, są w ocenie autora użyteczne w kontekście wyznaczenia potrzebnych parametrów. Wpływają na to następujące czynniki:

- zbliżona głębokość pobrania próbki w Poznaniu do odkrytego stropu iłó w Gostyniu;
- jednolitość litologiczna z uwagi na bliskość regionu;
- zbliżona wartość ciśnienia prekonsolidacyjnego;
- zbliżona wilgotność naturalna gruntu;

- zbliżone granice Atterberga;
- zbliżony wskaźnik plastyczności;
- zbliżony stopień plastyczności;
- zbliżony skład granulometryczny (głównie w kontekście zawartości frakcji iłowej)
- zbliżone wartości parametrów mechanicznych

Na rysunku 4.30 zamieszczono wycinek tabeli parametrów, dotyczący iłów serii poznańskiej, pochodzący z dokumentacji geologiczno-inżynierskiej, wykonanej dla inwestycji przy ul. Na Podgórniku (GT Projekt, 2016).

Zestawienie granic Atterberga, wskaźników i stopni plastyczności oraz składów granulometrycznych do poszczególnych inwestycji znajduje się w tabelach 4.15, w przypadku Poznania (GT Projekt, 2016) oraz 4.12, w przypadku Gostynia (GT Projekt, 2012).

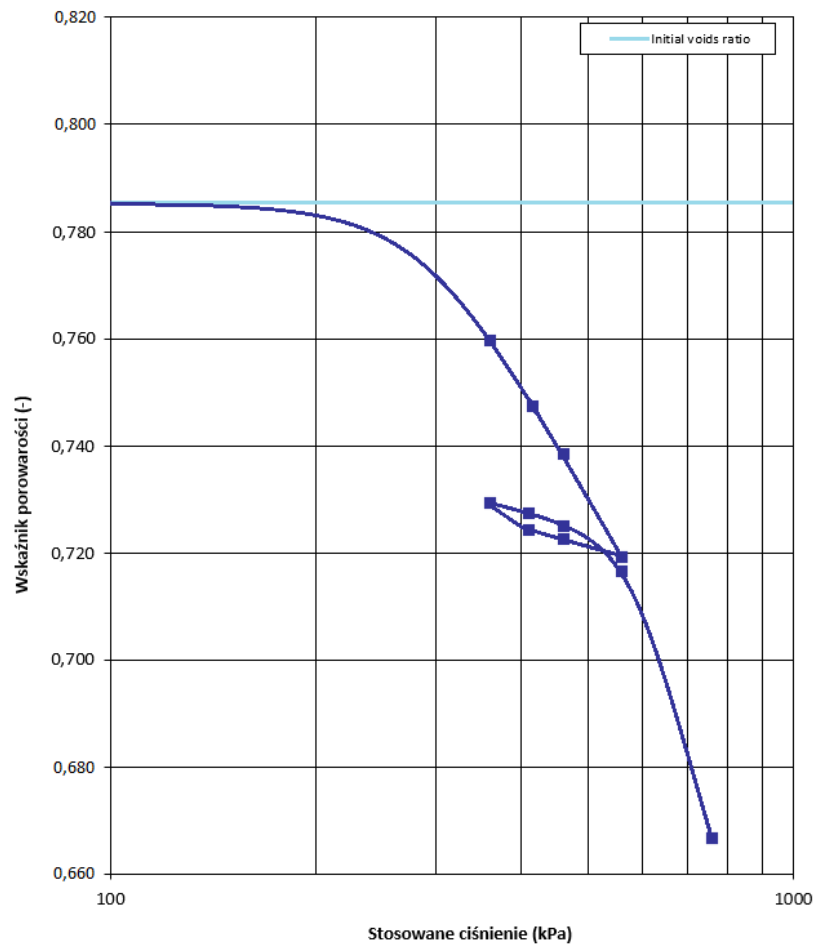
lokalizacja	w_n	w_L	w_p	I_p	I_L	f_p	f_π	f_i
Na Podgórniku/P-ń	15,3	61,9	18,4	43,5	-0,07	24,5	41,5	34

TABELA 4.15: Zestawienie wyników badań laboratoryjnych inwestycji przy ul. Na Podgórniku w Poznaniu - granic Atterberga oraz analiz granulometrycznych (GT Projekt, 2016)

GT PROJEKT			WARTOŚCI CHARAKTERYSTYCZNE ⁽ⁿ⁾ PARAMETRÓW GEOTECHNICZNYCH						PROJEKT GEOTECHNICZNY POZNAŃ, ul. Na Podgórniku					
Nr warstwy geotechnicznej wg dokumentacji archiwalnych	Rodzaj gruntu	Klasa gruntu*	Stan gruntu		Wilgotność naturalna	Zawartość części organicznych	Ciężar objętościowy	Spójność	Kąt tarcia wewnętrzne	Średni opór na stożku	Moduły ściśliwości pierwotny	Wskaźnik skonsolidowania	Współczynnik filtracji	
			Stopień zagęszczenia	Stopień plastyczności										
			I_D	I_L	W_n [%]	C_{org} [%]	γ [kN/m ³]	C [kPa]	Φ [°]	q_c [MPa]	M_o [MPa]	β [-]	k [m/dobę]	
III A5	-	I 1/1π 1/Gnz	-	~0,15 F	25,0+27,7 L	-	19,0 OD	65,0 OD	5,0 OD	~1,7 F	60,0 OD	0,80 S	≤0,001 OD	
III A6	-		-	~0,00 F	19,0+26,8 L	-	19,6 OD	70,0 OD	8,0 OD	~2,5 F	68,0 OD			
III A7	-		-	<0,00 F	18+26 OD	-	19,8 OD	74,0 OD	9,0 OD	~3,3 F	72,0 OD			
III A8	-		-	<<0,00 F	15+25 OD	-	20,0 OD	80,0 OD	9,5 OD	~4,3 F	78,0 OD			

RYSUNEK 4.30: Wycinek tabeli parametrów z wartościami dla inwestycji przy ul. Na Podgórniku w Poznaniu (GT Projekt, 2016)

Mimo prawdopodobnych różnic w strukturze wskutek zaburzeń glacictektonicznych iłów rejonu Poznania i Gostynia (Mojski, 2005), podobieństwo pod kątem parametrycznym tychże gruntów, pozwala na użycie badań edometrycznych w dalszej identyfikacji parametrycznej. Niewykonanie tychże badań, w ramach prac nad dokumentacją geologiczno-inżynierską inwestycji w Gostyniu zmusza, do oparcia się na dostępnych dla autora danych.



RYSUNEK 4.31: Wynik badania edometrycznego z inwestycji przy ul. Na Podgórniku w Poznaniu (GT Projekt, 2016)

Rysunek 4.31 przedstawia wykres badania edometrycznego. Laboratoryjnie określone e_0 wynosi 0,786. Wartość ta wpisuje się w zakres określony dla iłó serii poznańskiej przebadanych przez Stróżyk (Stróżyk, 2011), wynoszący $0,51 \div 0,90$, przy czym dla iłó o zbliżonej zawartości frakcji iłowej oraz stopniu plastyczności wartości te oscylują w granicach $0,71 \div 0,90$.

Na podstawie początkowego wskaźnika porowatości, można określić parametry konstytutywne takie jak C_c , C_s , λ_i^* , κ^* . Parametry te można również wyznaczyć bezpośrednio z wykresu krzywej ścisłości. W ramach identyfikacji parametrycznej ıłu zastosowano oba podejścia. Cztery parametry - wskaźnik ścisłości C_c , wskaźnik odprężenia C_s , współczynnik ścisłości λ_i^* , współczynnik pęcznienia κ^* , wyznaczono zarówno odczytując parametry z wykresu ścisłości, jak i obliczono na podstawie początkowego wskaźnika porowatości e_0 w równaniach 4.48, 4.50. W przypadku wskaźnika odprężenia C_s , równanie bazuje na granicy płynności gruntu w_L . Dla ıłó obu pakietów (IVA3 i IVA4) granica płynności ma bardzo zbliżone wartości - 45,7 % w przypadku IVA3 i 45,4 % w przypadku IVA4. Z tego względu do obliczeń użyto średniej - 45,6 %.

$$C_c = 0,763 \times 0,786 - 0,273 = 0,3267 \quad (4.48)$$

$$C_c = 0,007(45,6 - 10) = 0,2492 \quad (4.49)$$

$$C_s = 0,009(45,6 - 10) = 0,3204 \quad (4.50)$$

Otrzymany wynik C_c jest zbliżony z tymi, które otrzymała w swojej pracy Stróżyk (Stróżyk, 2011). Jednocześnie wartym przytoczenia jest fakt, że dla przebadanych przez nią iłów formacji poznańskiej, wartość określona większością wzorów daje wyniki często dwukrotnie zawyżone w stosunku do rzeczywistości.

$$C_c = \frac{0,786 - 0,720}{\log\left(\frac{550}{280}\right)} = 0,2251 \quad (4.51)$$

$$C_s = \frac{0,790 - 0,770}{\log\left(\frac{300}{100}\right)} = 0,0419 \quad (4.52)$$

Wartym uwagi jest fakt, iż na podstawie najszerszej znanego wzoru Skempton na C_c w równaniu 4.49 oraz wzoru Terzaghiego i Pecka na C_s w równaniu 4.50 wartość drugiego parametru jest zawsze wyższa (Murthy, 2014). W naturze taka sytuacja nie występuje. Co więcej, przyjęte jest powszechnie, że wartość C_s jest ok. 3÷5 krotnie mniejsza od C_c . Szacunkową estymację zaproponowano w manualu programu Midas GTS NX, dzieląc C_c przez 5 (Midas LTD, 2016). Jest to dużo bliższe temu, co można odczytać z wykresu ściśliwości. Stosunek wartości C_c do C_s został przedstawiony we wzorze 4.53. Potwierdza to podaną w manualu estymację.

$$\frac{C_c}{C_s} = \frac{0,2251}{0,0419} = 5,37 \quad (4.53)$$

Wartość odczytana obliczona z wykresu w równaniu 4.51, wykazuje niemal idealną zbieżność z wzorem Skempton 4.49, jednak odbiega od wzoru Stróżyk 4.48 (Stróżyk, 2011). Do dalszych obliczeń używane będą wartości C_c oraz C_s obliczone z wykresu ściśliwości.

Na rysunku 4.12 podano metodę estymacji parametru λ oraz κ . Wzory przytoczono w równaniu 4.54 oraz 4.55, a także obliczono wartości parametrów dla analizowanego przykładu.

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2,303(1 + e_0)} = \frac{0,2251}{2,303(1 + 0,786)} = 0,0547 \quad (4.54)$$

$$\kappa^* = \frac{C_s}{2,303(1 + e_0)} = \frac{0,0419}{2,303(1 + 0,786)} = 0,0102 \quad (4.55)$$

Obliczony stopień prekonsolidacji OCR jest równy 2,0. Grunt charakteryzujący się takim stopniem prekonsolidacji jest gruntem lekko prekonsolidowanym. Ma to swoją implikację, przy wyznaczaniu początkowego współczynnika parcia spoczynkowego dla gruntu lekko prekonsolidowanego k_0^{NC} , który jest zarówno bezpośrednio wprowadzany do programu numerycznego do opisu gruntu, jak również służy do wyznaczenia innych parametrów. Do określenia tego parametru zastosowano wzór Jaky'ego (Jaky, 1948), przytoczony w równaniu 4.25. Równanie korzysta z kąta tarcia gruntu w stanie krytycznym, który dla danego

rodzaju gruntu jest stały, bez względu na stan plastyczności. Wskaźnik plastyczności analizowanych gruntów, zawiera się pomiędzy 30, dla którego kąt tarcia wynosi 25° , a 50 dla którego kąt tarcia wynosi 20° . Parametry będące pochodnymi tegoż kąta tarcia wyznaczono dla wartości średniej - $22,5^\circ$. K_0^{NC} obliczono zgodnie z formułą 4.56.

$$K_0^{NC} = 1 - \sin 22,5^\circ = 0,617 \quad (4.56)$$

W oparciu o k_0^{NC} możliwe jest wyznaczenie współczynnika $\eta_{k_0^{NC}}$ z formuły 4.31, co zostało zapisane w równaniu 4.57.

$$\eta_{k_0^{NC}} = \frac{3(1 - 0,617)}{1 + 2 \times 0,617} = 0,514 \quad (4.57)$$

W pracy Roscoe (Roscoe et al., 1958), opracowano wzory na nachylenie linii stanu krytycznego wyrażane współczynnikami M_c oraz M_e . Formuły zostały przytoczone w niniejszym rozdziale we wzorach 4.23 oraz 4.24. Obliczenia współczynników linii stanu krytycznego przedstawiono w równaniach 4.58 oraz 4.59.

$$M_c = \frac{6 \sin 22,5^\circ}{3 - \sin 22,5^\circ} = 0,877 \quad (4.58)$$

$$M_e = \frac{6 \sin 22,5^\circ}{3 + \sin 22,5^\circ} = 0,679 \quad (4.59)$$

Wheeler, wraz z zespołem (Wheeler et al., 2003), opisali parametr α_0 wzorem przytoczonym w równaniu 4.30. Na podstawie tego wzoru obliczono α_0 w równaniu 4.60.

$$\alpha_0 = \frac{0,514^2 + 3 \times 0,514 - 0,877^2}{3} = 0,346 \quad (4.60)$$

Ci sami autorzy, podają w swojej pracy (Wheeler et al., 2003) wzór na względną efektywność odkształceń pełzania, przy wzmocnieniu rotacyjnym ω_d , który przytoczono we wzorze 4.33. Parametr ten obliczono według podanego wzoru, a obliczenia przedstawiono w 4.61.

$$\omega_d = \frac{3(4 \times 0,877^2 - 4 \times 0,514^2 - 3 \times 0,514)}{8(0,514^2 - 0,877^2 + 2 \times 0,514)} = 0,343 \quad (4.61)$$

Bezwzględna efektywność odkształceń pełzania przy wzmocnieniu rotacyjnym ω została obliczona na podstawie nierówności 4.34. Obliczenia przedstawiono w nierównościach 4.62 oraz 4.63.

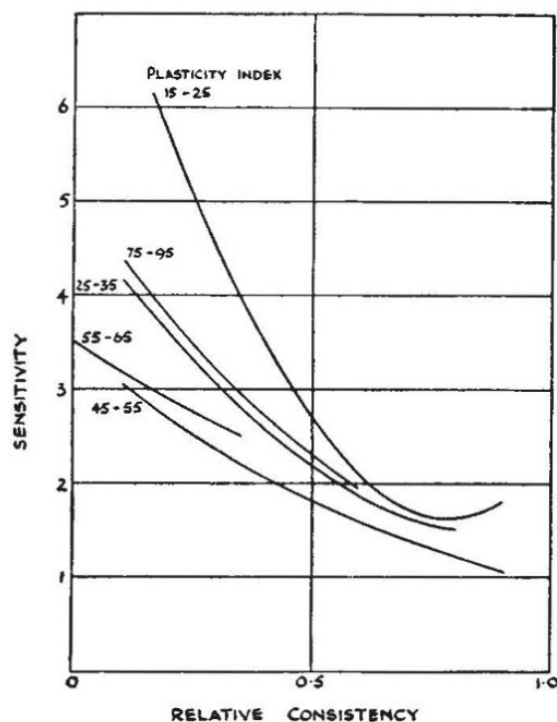
$$\frac{1,5}{0,0547 - 0,0102} \leq \omega \leq \frac{4,2}{0,0547 - 0,0102} \quad (4.62)$$

$$33,71 \leq \omega \leq 94,38 \quad (4.63)$$

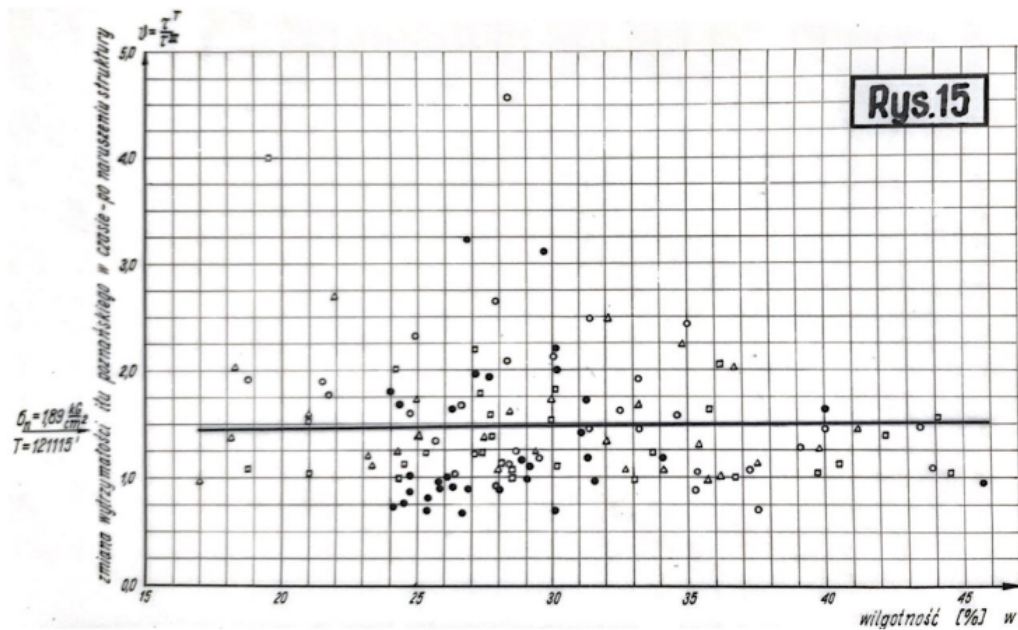
Parametrem określającym wiązania strukturalne w modelu, od którego należy zacząć wyznaczanie parametrów, jest początkowy stopień wiązania χ_0 . Zgodnie ze wzorem 4.41, jest on wyrażony na podstawie stopnia czułości (*sensivity*) gruntu, która to wyraża spadek

wytrzymałości gruntu spoistego po naruszeniu jego struktury na drodze mechanicznej. Terzaghi i Peck (Murthy, 2014) proponują mierzyć tą wielkość stosunkiem wytrzymałości σ_{11}^0 gruntu w stanie nienaruszonym do wytrzymałości σ_{11}^* gruntu w stanie naruszonym, gdzie σ_{11}^0 oraz σ_{11}^* rozumieją jako wytrzymałość na ściskanie jednoosiowe próbek gruntu w kształcie walca, bez osłony bocznej. Seed (Seed et al., 1955), określa czułość gruntu spoistego w przedziale od 1 do 150, jednak najczęściej spotykanymi wartościami mieszczą się w granicach od 2 do 8. Na podstawie nomogramu 4.32 oraz wyników badań Jeża przedstawionych na rysunku 4.33 przyjmuje się, że $S_t = 2$. Na podstawie tego można wyznaczyć χ_0 według formuły 4.64.

W oparciu o dane laboratoryjne obliczono relatywny wskaźnik konsystencji CI równy 0,986. Nomogram przedstawiony na rysunku 4.32, dla takich wartości wskaźnika nie określa konkretnych wartości wrażliwości gruntu, jednak w przybliżeniu jest on zgodny z wartościami określonymi przez Jeża w pracy doktorskiej, dotyczącej iltu poznańskiego (Jeż, 1977) przedstawionymi na rysunku 4.33.



RYSUNEK 4.32: Nomogram wrażliwości gruntu S_t (Plemister i Simpson, 1949)



RYSUNEK 4.33: Wrażliwość iłó serii poznańskiej (Jeż, 1977)

$$\chi_0 = S_t - 1 = 2 - 1 = 1 \quad (4.64)$$

Na podstawie początkowego stopnia wiązania χ_0 , możliwe jest obliczenie bezwzględnej efektywności odkształcenia pełzania przy wzmocnieniu rotacyjnym ω , za pomocą nierówności 4.35. Wartości graniczne przedstawiono za pomocą nierówności 4.66, a obliczono je za pomocą formuły 4.65.

$$0 < \omega \leq \frac{2,9}{\lambda_i^* - \kappa^* \ln\left(\frac{2(1+1)}{1+\frac{1}{2}}\right)} \quad (4.65)$$

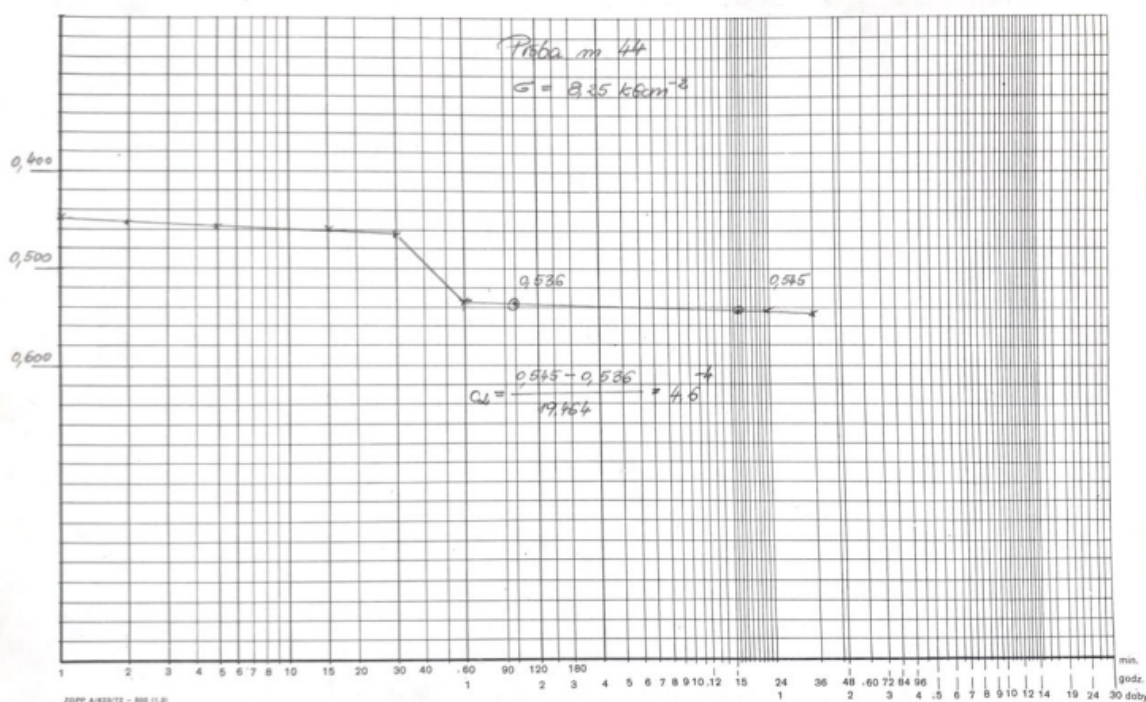
$$0 < \omega \leq 64,88 \quad (4.66)$$

Wspólny przedział wartości nierówności 4.63 oraz 4.66 wskazuje, że wartość ω znajduje się w przedziale od 33,71 do 64,88. Do obliczeń numerycznych przyjęto średnią - 50.

Parametrem określającym pełzanie jest μ_i^* . Bazuje on na wskaźniku ściśliwości wtórnej C_α oraz wskaźniku porowatości początkowej e_0 , według wzoru 4.21. W tabeli 4.16 zestawiono archiwalne wyniki badań konsolidacji 10 próbek iłó poznańskiego z Klempicz (Wojtasik, 1994). Próbki te zostały pobrane z relatywnie bliskiej lokalizacji, równoważnej głębokości, co w analizowanym studium przypadku. Jednocześnie próbki charakteryzują się zbliżoną zawartością frakcji iłowej do iłó zalegającego podłożu analizowanego przypadku. Sposób wyznaczenia C_α został przedstawiony dla przykładowej próbki (nr 44) na rysunku 4.34. Wszystkie testy były przeprowadzone w module czasowym bliskim 24h. Parametr τ , oznaczający czas referencyjny badania konsolidacyjnego jest równy 1,0, co również jest zgodne z sugerowanym czasem badania (Plaxis bv, 2018).

nr próbki	f_p [%]	f_π [%]	f_i [%]	gł. pobrania [m p.p.t.]	C_α [-]
14	10	52	38	45	0,00051
21	24	32	44	31,5	0,00050
24	13	43	44	40	0,00031
41	51	13	36	46	0,00036
44	52	10	38	34,5	0,00046
47	1	51	48	51	0,00046
49	1	34	65	37	0,00031
53	31	36	33	35	0,00062
59	18	45	47	47	0,00021
60	22	38	40	40	0,00020

TABELA 4.16: Zestawienie wyników badań konsolidacji edometrycznej 10 próbek łu poznańskiego z Klempicza (Wojtasik, 1994)



RYSUNEK 4.34: Przykładowy wynik badania konsolidacji łu poznańskiego (Wojtasik, 1994)

Średnia wartość C_α wynosi 0,00039. e_0 na podstawie krzywej ścisłości z rysunku 4.31 wynosi 0,786. Na tej podstawie obliczono wartość μ_i^* w formule 4.67.

$$\mu_i^* = \frac{C_\alpha}{\ln 10(1 + e_0)} = \frac{0,00039}{\ln 10(1 + 0,786)} = 1 \times 10^{-4} \quad (4.67)$$

Ostatnimi parametrami konstytutywnymi anizotropii mikrostruktury są parametry związane z destrukcją gruntu - względną oraz bezwzględną skuteczność destrukcji -

ξ oraz ξ_d .

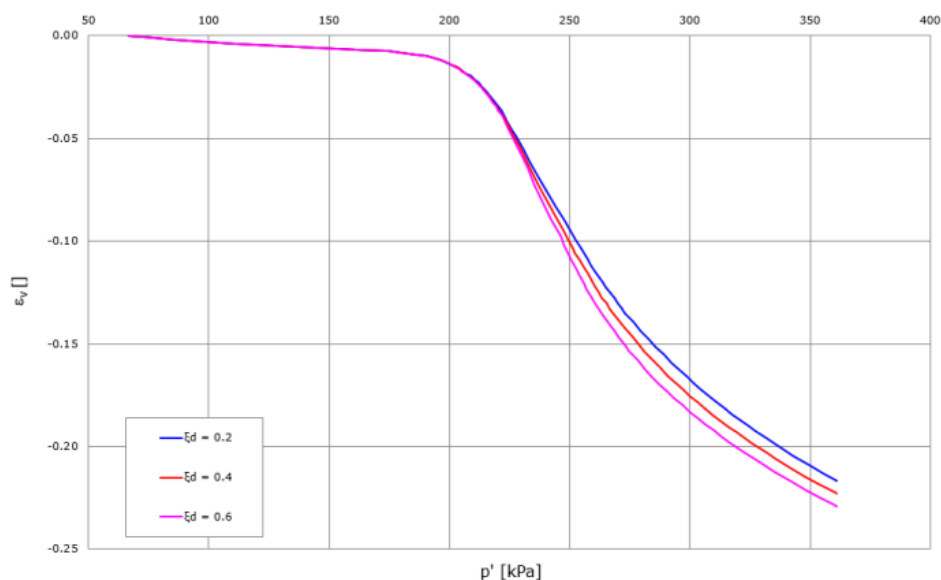
Zakresy wartości ξ określają nierówności 4.43 oraz 4.44 (Gras et al., 2017). Zakresy parametrów wyznaczono w nierównościach 4.68 oraz 4.69.

$$\xi \geq \frac{\ln 2}{[\ln(2 + 2x_1) - \ln(1 + \frac{1}{2})](1 + 0,2)(0,0547 - 0,0102)} = 12,22 \quad (4.68)$$

$$\xi \leq \frac{1,5}{0,5(0,0547 - 0,0102)(1 + 2x_0,2\frac{0,214}{0,716^2})} = 57,77 \quad (4.69)$$

Biorąc pod uwagę typowe wartości ξ podane w manualu programu Midas GTS NX, w zakresie 8÷11 (Midas LTD, 2016), co również znajduje odzwierciedlenie w pracach naukowych (Leoni et al., 2008; Wheeler et al., 2003; Gras et al., 2017), do dalszych obliczeń przyjęta została dolna granica obliczonego parametru - 12.

W literaturze nie sposób znaleźć konkretnych wzorów do obliczenia ξ_d . Wartość parametru to założenie projektanta i musi zawierać się w zakresie od 0 do 1. Procedurą doświadczalną w celu wyznaczenia wartości ξ_d jest dopasowanie do krzywej jednoosiowej konsolidacji, po wyznaczeniu χ_0 oraz ξ . Dopasowanie i określenie wartości parametru jest jednak indywidualnym wyobrażeniem projektanta na temat nagłości procesu destruktywacji. Źródła (Midas LTD, 2016; Plaxis bv, 2018), podają wartości parametru dla iłów w zakresach 0,2÷0,4, lub 0,2÷0,3. Rysunek 4.35 przedstawia różnice odkształceń przy wartościach ξ_d równym 0,2, 0,3, 0,4. Jak pokazuje wykres różnica jest niewielka, jest to parametr dla którego analiza wskazuje małą wrażliwość. Do obliczeń numerycznych założono wartość parametru ξ_d równą 0,3.



RYSUNEK 4.35: Wyniki testów trójosiowego ściskania przy założeniu różnych wartości ξ_d (Plaxis bv, 2018)

Obliczone parametry konsydutywne modelu SCLAY1S dla łu poznańskiego wyznaczone na potrzeby analizy numerycznej silosu cukrowniczego w Gostyniu zestawiono w tabeli 4.17.

parametr konstytutywny	wartość parametru
e_0	0,786
POP	529 kPa
OCR	2,0
α_0	0,346
χ_0	1,0
λ_i^*	0,0547
κ^*	0,0102
μ_i^*	0,0001
τ	1 dzień
M_c	0,877
M_e	0,679
ω	50
ω_d	0,343
ξ	12
ξ_d	0,3
k_0^{NC}	0,617

TABELA 4.17: Zestawienie parametrów konstytutywnych modelu SCLAY1S wraz z obliczonymi wartościami

5 Analiza numeryczna silosu cukrowniczego w Gostyniu

5.1 Wstęp

W 2012 roku przygotowany został szereg dokumentacji stanowiących podstawę do zaprojektowania i wykonania silosu cukrowniczego w Gostyniu (GT Projekt, 2012). Inwestycja była nietypowa z uwagi na wielkość silosu, a także z uwagi na warunki gruntowe i sposób posadowienia. Obiekt według wytycznych inwestora miał być zdolny do magazynowania 80 000 t cukru luzem. By pomieścić taką ilość cukru, zaprojektowany obiekt ma około 50 m średnicy i wysokość 55m. Do budowli przynależy także towarzysząca infrastruktura w postaci wieży operacyjnej, dwóch estakad do transportu cukru, budynku technicznego, stanowiska rozładunku cystern, trafostacji, agregatu wody lodowej, budynku socjalnego oraz dróg dojazdowych (GT Projekt, 2012).

Całkowita wartość obciążeń na podłoże gruntowe wynosi około 100 000 t, co przy powierzchni fundamentu liczącej około 2000 m² skutkuje naprężeniami w poziomie posadowienia przekraczającymi 500 kpa. Sam silos w czasie, gdy go budowano, miał być największym tego typu obiektem w kraju (GT Projekt, 2012). W ramach zamierzenia projektowego, przygotowano dokumentację geologiczno-inżynierskie, wraz z projektem geotechnicznym oraz zaprojektowano posadowienie silosu. Warunki gruntowe, wielkość silosu, masa wypełnienia materiałem sypkim były czynnikami determinującymi konieczność założenia aparatury do monitorowania przemieszczeń obiektu. W sumie 16 reperów pozwalających na odczyt przemieszczeń pionowych zostało zainstalowanych, a same odczyty z różną częstotliwością były realizowane latami.

Większość analizowanych obiektów z zainstalowanym monitoringiem to budynki wysokościowe (Kacprzak, 2018). Ich charakter obciążenia jest jednak w pewnym uproszczeniu monotoniczny. To tutaj pojawia się największa różnica pomiędzy analizowanym silosem, a budynkami wysokościowymi, gdyż silos cechuje zmienność w kontekście poziomu wypełnienia materiałem. Innymi słowy, jego charakter obciążenia jest cykliczny. Warto również dodać, iż wypełnienie cukrem stanowi dominujące obciążenie obiektu. Ta unikalna sposobność w postaci budowli tej wielkości, posadowionego na skomplikowanych gruntach, będącego w stanie ciągłego monitoringu od dekady sprawia, że inwestycja posiada niesamowity potencjał jako źródłowy materiał badawczy dla niniejszej dysertacji, jak również ewentualnych, przyszłych analiz akademickich, weryfikacyjnych oraz porównawczych.

Analizy silosu wykonano na podstawie dwóch modeli numerycznych stworzonych z użyciem Metody Elementów Skończonych w programie Midas GTS NX 2019, który służy



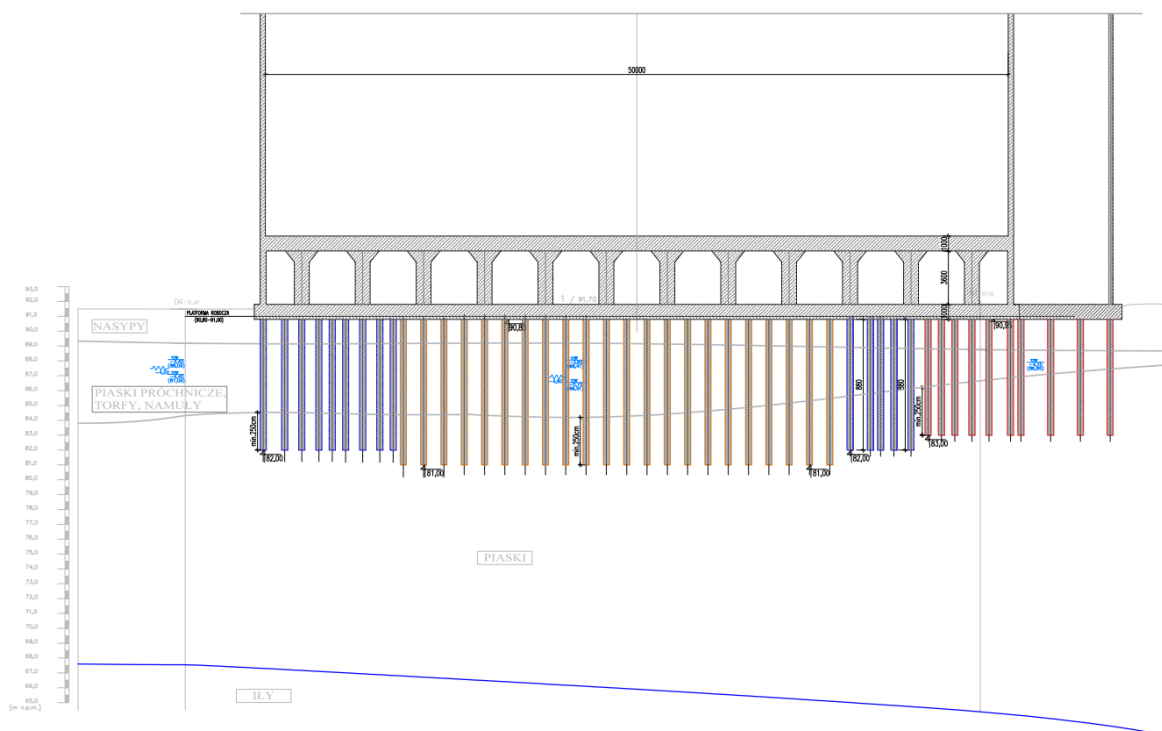
RYSUNEK 5.1: Zdjęcie silosu cukrowniczego w Gostyniu podczas budowy -
archiwum GT Projekt

do analizowania i rozwiązywania skomplikowanych zagadnień geotechnicznych. Program umożliwia modelowanie skomplikowanej geometrii obiektów, wielofazowe analizy z podziałem na fazy budowy, analizy odkształceń, stateczności gruntu i skał, jak również przepływu wód gruntowych, oddziaływań dynamicznych czy interakcji ośrodków grunt-konstrukcja, w dwóch i trzech wymiarach. Analizy numeryczne wykonano na trójwymiarowym modelu, dla którego przeprowadzono nieliniowe analizy naprężeń, z podziałem na poszczególne fazy budowy oraz na modelu osiowosymetrycznym, dla którego przeprowadzono w pełni sprzężone analizy przepływu i naprężeń (*fully coupled stress seepage*) w czasie.

Celem autora, było przeprowadzenie analiz z uwzględnieniem aspektów wpływających na wyniki przemieszczeń - odwzorowanie geometrii obiektu, sposobu obciążenia oraz pracy pali, jak i zastosowanie różnych modeli konstytutywnych do opisu poszczególnych warstw podłoża gruntowego, jednak bez manipulacji parametrami gruntowymi. Z uwagi na fakt, iż obiekt został wybudowany prawie dekadę temu, w ocenie autora geometria oraz dane z dokumentacji geologiczno-inżynierskiej (służące do wyznaczenia parametrów do opisu gruntów modelami konstytutywnymi), powinny zostać potraktowane jako wartości niezmiennie lub inaczej - dane wyjściowe, a dopiero aspekty dotyczące modelowania, czy warunków analizy, traktowane jako zmienne służące osiągnięciu zbieżności wyników analizy z monitoringiem.

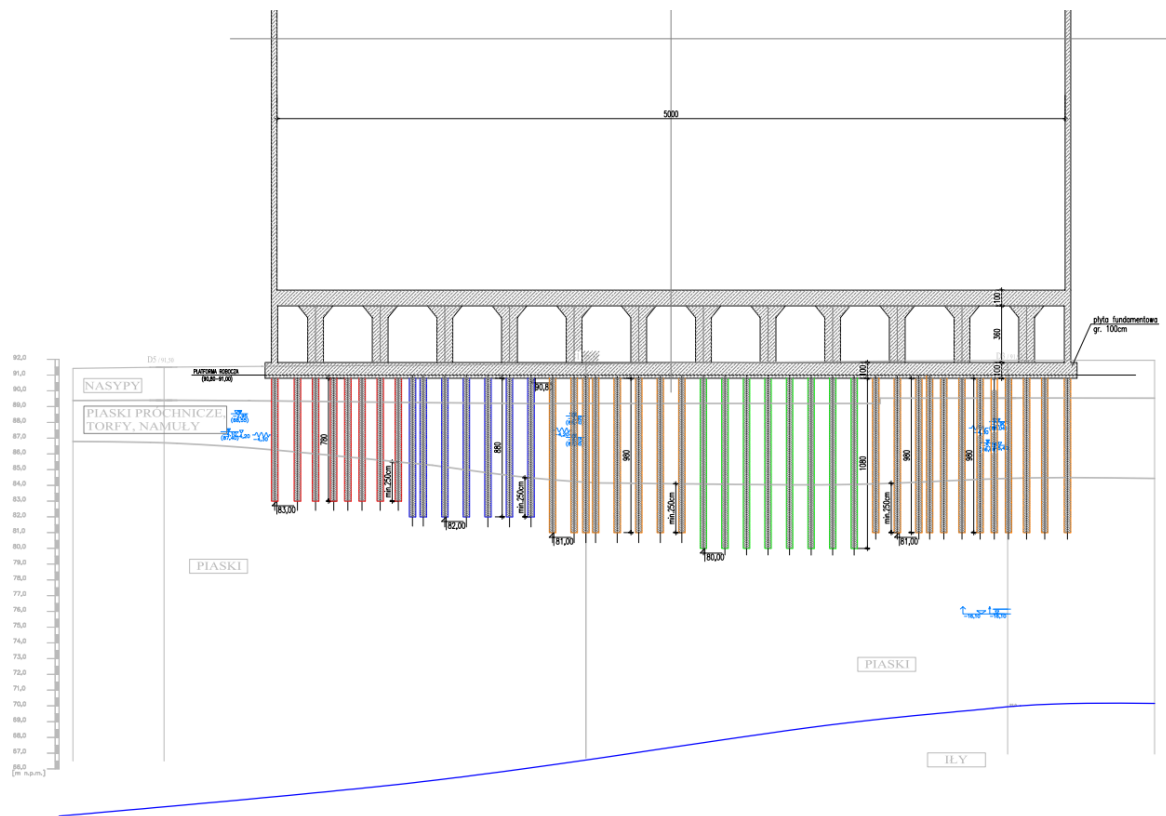
5.2 Opis inwestycji oraz sposób posadowienia

Z uwagi na niekorzystne warunki geotechniczne – występowanie nasypów niekontrolowanych, z występującymi poniżej gruntami organicznymi o różnej miąższości, zaważyło na decyzji o posadowieniu pośrednim obiektu. Po określeniu warunków gruntowo-wodnych na terenie inwestycji, przystąpiono do projektu koncepcyjnego posadowienia, gdzie zaprezentowano wyniki obliczeń statycznych z użyciem różnych typów fundamentów specjalnych – pali barette, pali CMC/DSP, pali Vibrex oraz pali CFA (GT Projekt, 2012).



RYSUNEK 5.2: Przekrój A-A przez fundament płytowo-palowy silosu (GT Projekt, 2012)

Ostatecznie zdecydowano się na wykonanie posadowienia na bazie technologii betonowych pali przemieszczeniowych (CMC (*Controlled Modulus Column*)/SDP (*Soil Displacement Piles*)), wykonywanych *in situ* o średnicy 400mm, z umieszczonymi wewnątrz pali kształtownikami IPE140. Pale zostały zaprojektowane o różnej długości – z założeniem o zagłębieniu pala na min. 2.5D w grunty o większej wytrzymałości. W tym przypadku są to średniozagęszczone oraz zagęszczone piaski (warstwa IIIA6 oraz niżej leżące warstwy, poniżej rzędnych około 82÷88 m n.p.m.). Na przekrojach A-A (rys. 5.2) oraz B-B (rys. 5.3) przedstawiono rozwiązanie posadowienia silosu (GT Projekt, 2012).



RYSUNEK 5.3: Przekrój B-B przez fundament płytowo-palowy silosu (GT Projekt, 2012)

Pale, zastosowane przy okazji opisywanej inwestycji, należą do pali przemieszczeniowych, a ich wykonanie polega na wkręceniu w grunt stalowej rury ze specjalną głowicą powodującą w trakcie wiercenia rozepchanie gruntu na boki. Pale przemieszczeniowe mają niewątpliwy wachlarz zalet, takich jak brak wibracji, dogęszczenie gruntu na pobocznicę podczas wykonywania oraz brak urobku podczas wiercenia. Ponadto, plac budowy jest "czysty", a wykonanie pali zajmuje relatywnie niedużo czasu.

Dogęszczenie gruntu wzdłuż pobocznic i podstawy pala prowadzi do poprawy jego parametrów, zwiększając tym samym nośność pala. W tradycyjnych metodach palowania (z wyjątkiem pali wbijanych), wykonanie pala nie ma znaczącego wpływu na poprawę parametrów otaczającego pal ośrodka gruntowego.

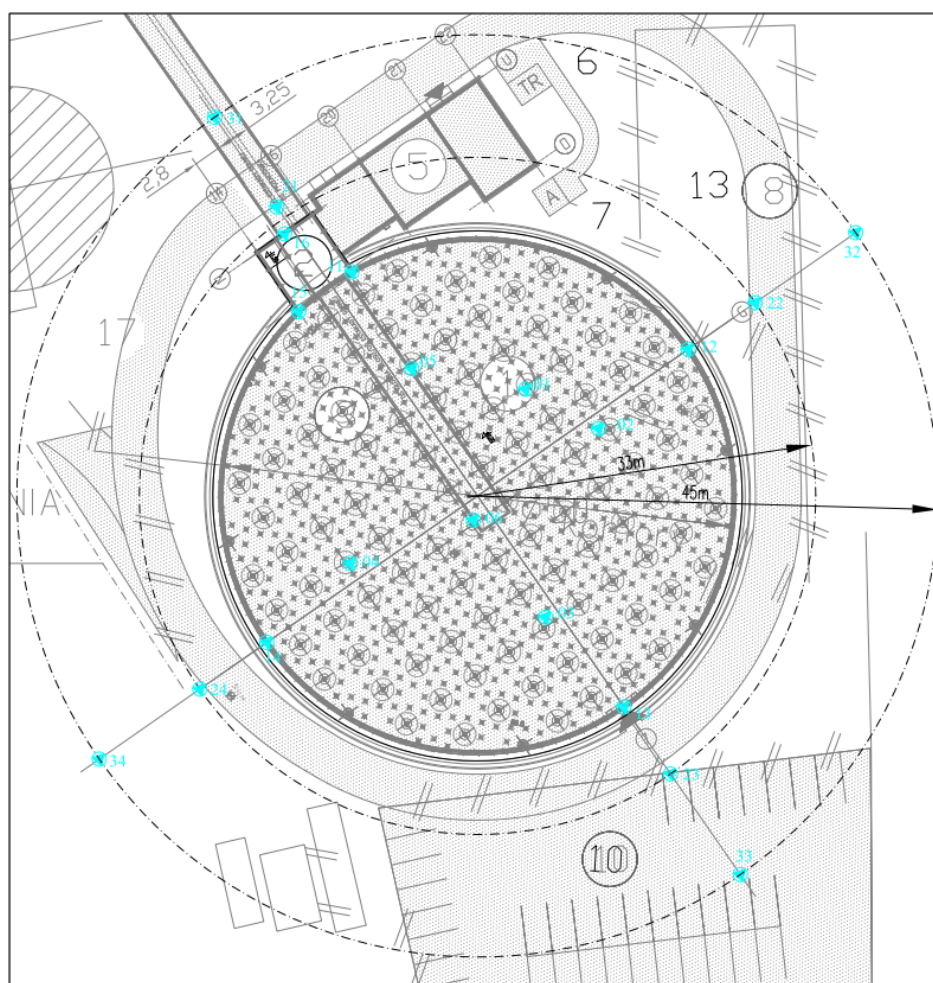
Najczęściej z uwagi na charakter obiektów i towarzyszące im znaczne obciążenia projektanci są zmuszeni do projektowania pali utwierdzonych w gruntach nośnych, o lepszych parametrach, pomijając w zasadzie nośność warstw słabych, leżących powyżej. Niejednokrotnie występują duże miąższości pakietów słabonośnych, co pociąga za sobą konieczność zastosowania większych długości projektowanych pali. Stosując pale przemieszczeniowe, dzięki dogęszczeniu gruntu w procesie wiercenia można lepiej wykorzystać warstwy słabe, prowadząc do optymalizacji ekonomicznej posadowienia obiektu. W związku z powyższym, metoda ta charakteryzuje się wysoką efektywnością w gruntach słabonośnych, gruntach spoistych w stanie plastycznym lub miękkoplastycznym, piaskach drobnych i pylistych w stanie luźnym oraz pochodzenia antropogenicznego (nasypy niekontrolowane,

zwałowiska) (Gwizdała, 2011).

5.3 Monitoring geodezyjny

Na etapie projektu budowlanego silosu założono wprowadzenie monitoringu geodezyjnego osiadania płyty fundamentowej oraz podłoża w bezpośrednim sąsiedztwie silosu, na czas budowy i eksploatacji. Zaprojektowany monitoring zawierał 12 reperów – 6 na słupach kondygnacji technologicznej (nr 01, 02, 03, 04, 05 i 06), montowanych bezpośrednio po ich wykonaniu oraz 6 na płaszczy silosu i wieży technologicznej (nr 11, 12, 13, 14, 15 i 16), wszystkie w bliskiej odległości od płyty fundamentowej. Oprócz tego, założono 4 repery w podłożu w strefie bezpośredniego oddziaływania wynoszącej do 8,0 m od zewnętrznej krawędzi płaszczy silosu (nr 21, 22, 23 i 24) oraz 4 w strefie pośredniego oddziaływania wynoszącej 20,0m od zewnętrznej krawędzi płaszczy silosu (nr 31, 32, 33 i 34).

Plan monitoringu określał również terminy, okres i częstotliwość pomiarów. Pierwszy pomiar został odczytany bezpośrednio po zabetonowaniu słupów kondygnacji technologicznej i założeniu reperów. Kolejne pomiary były wykonywane raz w miesiącu, aż do oddania silosu do eksploatacji (GT Projekt, 2012).



RYSUNEK 5.4: Plan monitoringu przemieszczeń pionowych (GT Projekt, 2012)

Najważniejsze odczyty, z punktu widzenia analizy wstecznej, były wykonywane w trakcie eksploatacji. Silos może pomieścić 80 000 ton cukru luzem, a w trakcie eksploatacji jest on cyklicznie napełniany i opróżniany. Monitoring zakładał wykonanie oddzielnych odczytów przez minimum pięć pierwszych cykli napełniania i opróżniania, przy napełnieniu $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$, $\frac{3}{4}$ i pełnym napełnieniu silosu, a następnie przy opróżnianiu silosu, tj. przy napełnieniu $\frac{3}{4}$, $\frac{1}{2}$, $\frac{1}{4}$ i po opróżnieniu.

Rysunek 5.4 przedstawia rozmieszczenie reperów na fragmencie Planu Zagospodarowania Terenu (PZT) wraz z zaznaczonymi strefami oddziaływania, płaszczem silosu, płytą fundamentową, kolumnami przemieszczeniowymi, wieżą technologiczną oraz sąsiadującymi zabudowaniami.

Zestawienie przemieszczeń pionowych
reperów ziemnych osadzonych przy " Silosie do magazynowania cukru" w Gostyniu przy ul. Fabrycznej 2

Data pomiaru	Warunki pogodowe	Nr reperu								
		Nr pomiaru	21	22	23	24	31	32	33	34
12.12.2013	lekkie zachmurzenie , temp.3 °C , ciśnienie 1029 hpa , wiatr słaby	czwarty	10.409	10.352	10.295	10.284	10.521	10.095	9.955	9.882
11.01.2014	lekkie zachmurzenie , temp.5 °C , ciśnienie 1002 hpa , wiatr słaby	piąty	-14 mm	-23 mm	-27 mm	-19 mm	-3 mm	-2 mm	-2 mm	-2 mm
25.04.2014	lekkie zachmurzenie , temp.12 °C , ciśnienie 1002 hpa , wiatr słaby	szósty	-17 mm	-31 mm	-36 mm	-24 mm	-3 mm	-3 mm	-4 mm	-2 mm
30.07.2014	bezhmurnie , temp.29 °C , ciśnienie 1007 hpa , wiatr słaby	siódmy	-14 mm	-26 mm	-32 mm	-20 mm	-2 mm	-2 mm	-4 mm	-1 mm
01.12.2014	zachmurzenie duże , temp. - 4 °C , ciśnienie 1007 hpa , silne podmuchy wiatru	ósmo	-21 mm	-37 mm	-43 mm	-29 mm	-5 mm	-5 mm	-8 mm	-3 mm
24.03.2015	zachmurzenie male , temp. 11 °C , ciśnienie 1007 hpa , słabe podmuchy wiatru	dziewiąty	-26 mm	-46 mm	-52 mm	-35 mm	-6 mm	-6 mm	-9 mm	-4 mm
14.07.2015	zachmurzenie male , temp. 19 °C , ciśnienie 1000 hpa , słabe podmuchy wiatru,	dziesiąty	-22 mm	-40 mm	-47 mm	-30 mm	-4 mm	-5 mm	-8 mm	-2 mm
11.01.2016	zachmurzenie duże , temp. 1 °C , ciśnienie 985 hpa , słabe podmuchy wiatru,	jedenasty	-35 mm	-60 mm	-68 mm	-47 mm	-8 mm	-10 mm	-14 mm	-5 mm
08.09.2017	zachmurzenie duże , temp. 17 °C , ciśnienie 1012 hpa , silne podmuchy wiatru,	trzynasty	-32 mm	-59 mm	-66 mm	-42 mm	-5 mm	-9 mm	-14 mm	x
06.02.2018	bezhmurnie , temp. - 3 °C , ciśnienie 1023 hpa , bezwietrznie,	czternasty	-45 mm	-78 mm	-86 mm	-59 mm	-11 mm	-14 mm	-19 mm	x
28.08.2019	bezhmurnie , temp. 30 °C , ciśnienie 1018 hpa , bezwietrznie,	piętnasty	-29 mm	-57 mm	-64 mm	x	-4 mm	-15 mm	-15 mm	x
01.09.2020	zachmurzenie male , temp. 16 °C , ciśnienie 1015 hpa , przelotne opady,	szesnasty	-33 mm	-61 mm	-68 mm	x	x	-16 mm	x	x

RYSUNEK 5.5: Zestawienie pomiarów przemieszczeń pionowych z reperów osadzonych na konstrukcji silosu (GT Projekt, 2012)

Pierwszy pomiar przemieszczeń pionowych silosu wykonano 08.08.13 r., a następnie w ciągu tego samego roku wykonano ich jeszcze 4. Następnie częstotliwość pomiarów malała – w 2014 cztery pomiary, natomiast w późniejszych latach jeden do dwóch na rok. Ostatni pomiar miał miejsce 01.09.20 r.

Zestawienie przemieszczeń pionowych
reperów osadzonych na " Silosie do magazynowania cukru " w Gostyniu przy ul. Fabrycznej 2

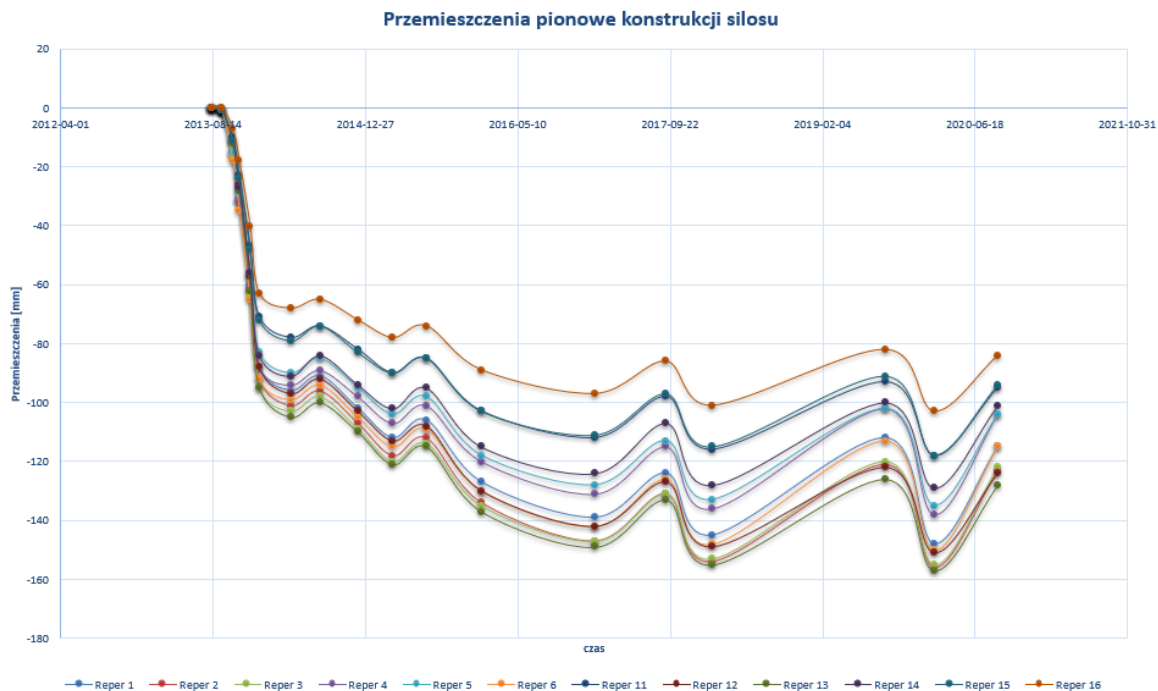
Data pomiaru	Warunki pogodowe	Nr reperu													
		Nr pomiaru	1	2	3	4	5	6	11	12	13	14	15	16	
08.08.2013	bezczmurnie , temp. 27 °C , ciś. 1010 hpa , wiatr słaby	wyjściowy	10.917	10.957	10.899	10.954	10.883	10.916	10.700	10.712	10.702	10.701	10.713	10.678	
10.09.2013	niewielkie zachmurzenie , temp. 16 °C , ciś. 1015 hpa , wiatr słaby	pierwszy	-1 mm	-1 mm	-1 mm	-1 mm	-1 mm	-1 mm	-1 mm	-1 mm	-1 mm	+/- 0mm	-1 mm	-1 mm	+/- 0mm
16.10.2013	duże zachmurzenie , temp. 10 °C , ciś. 1010 hpa , wiatr słaby	drugi	-16 mm	-15 mm	-16 mm	-15 mm	-15 mm	-18 mm	-10 mm	-11 mm	-12 mm	-11 mm	-11 mm	-7 mm	
07.11.2013	duże zachmurzenie , temp. 11 °C , ciś. 1002 hpa , wiatr silny z silnymi podmuchami	trzeci	-31 mm	-31 mm	-32 mm	-32 mm	-29 mm	-35 mm	-23 mm	-26 mm	-28 mm	-27 mm	-24 mm	-18 mm	
12.12.2013	lekkie zachmurzenie , temp. 3 °C , ciśnienie. 1029 hpa , wiatr słaby	czwarty	-60 mm	-62 mm	-64 mm	-61 mm	-57 mm	-65 mm	-47 mm	-57 mm	-62 mm	-56 mm	-48 mm	-40 mm	
11.01.2014	lekkie zachmurzenie , temp. 5 °C , ciśnienie. 1002 hpa , wiatr słaby	piąty	-88 mm	-92 mm	-95 mm	-88 mm	-83 mm	-92 mm	-71 mm	-88 mm	-95 mm	-84 mm	-72 mm	-63 mm	
25.04.2014	lekkie zachmurzenie , temp. 12 °C , ciśnienie. 1002 hpa , wiatr słaby	szósty	-96 mm	-101 mm	-103 mm	-94 mm	-90 mm	-99 mm	-78 mm	-97 mm	-105 mm	-91 mm	-79 mm	-68 mm	
30.07.2014	bezczmurnie , temp. 29 °C , ciśnienie 1007 hpa , wiatr słaby	siódmy	-91 mm	-96 mm	-98 mm	-89 mm	-85 mm	-94 mm	-74 mm	-92 mm	-100 mm	-84 mm	-74 mm	-65 mm	
01.12.2014	zachmurzenie duże , temp. - 4 °C , ciśnienie 1007 hpa , silne podmuchy wiatru	ósmy	-102 mm	-107 mm	-109 mm	-98 mm	-95 mm	-105 mm	-82 mm	-103 mm	-110 mm	-94 mm	-83 mm	-72 mm	
24.03.2015	zachmurzenie małe , temp. 11 °C , ciśnienie 1007 hpa , słabe podmuchy wiatru	dziewiąty	-112 mm	-118 mm	-120 mm	-107 mm	-104 mm	-115 mm	-90 mm	-113 mm	-121 mm	-102 mm	-90 mm	-78 mm	
14.07.2015	zachmurzenie małe , temp. 19 °C , ciśnienie 1000 hpa , słabe podmuchy wiatru,	dziesiąty	-106 mm	-112 mm	-114 mm	-101 mm	-98 mm	-109 mm	-85 mm	-108 mm	-115 mm	-95 mm	-85 mm	-74 mm	
11.01.2016	zachmurzenie duże , temp. 1 °C , ciśnienie 985 hpa , słabe podmuchy wiatru,	jedenasty	-127 mm	-134 mm	-135 mm	-120 mm	-118 mm	-130 mm	-103 mm	-130 mm	-137 mm	-115 mm	-103 mm	-89 mm	
18.01.2017	zachmurzenie duże , temp. -5 °C , ciśnienie 1024 hpa , bezwietrznie,	dwunasty	-139 mm	-147 mm	-147 mm	-131 mm	-128 mm	-142 mm	-112 mm	-142 mm	-149 mm	-124 mm	-111 mm	-97 mm	
08.09.2017	zachmurzenie duże , temp. 17 °C , ciśnienie 1012 hpa , silne podmuchy wiatru,	trzynasty	-124 mm	-131 mm	-131 mm	-115 mm	-113 mm	-126 mm	-98 mm	-127 mm	-133 mm	-107 mm	-97 mm	-86 mm	
06.02.2018	bezczmurnie , temp. - 3 °C , ciśnienie 1023 hpa , bezwietrznie,	czternasty	-145 mm	-154 mm	-153 mm	-136 mm	-133 mm	-148 mm	-116 mm	-149 mm	-155 mm	-128 mm	-115 mm	-101 mm	
28.08.2019	bezczmurnie , temp. 30 °C , ciśnienie 1018 hpa , bezwietrznie,	piętnasty	-112 mm	-121 mm	-120 mm	-102 mm	-102 mm	-113 mm	-93 mm	-122 mm	-126 mm	-100 mm	-91 mm	-82 mm	
01.09.2020	zachmurzenie małe , temp. 16 °C , ciśnienie 1015 hpa , przelotne opady,	szesnasty	-115 mm	-123 mm	-122 mm	-104 mm	-104 mm	-115 mm	-95 mm	-124 mm	-128 mm	-101 mm	-94 mm	-84 mm	

RYSUNEK 5.6: Zestawienie pomiarów przemieszczeń pionowych z reperów ziemnych osadzonych w strefach oddziaływania silosu

Pomiary przemieszczeń odczytywane z reperów ziemnych w strefach oddziaływań silosu nie były tak częste jak z tych umieszczonych bezpośrednio na obiekcie. W 2013 roku wykonano jeden pomiar, w 2014 cztery, w 2015 już tylko dwa, a następne co roku dokonywano pojedynczego odczytu, aż do 01.09.20 r. kiedy dokonano ostatniego. Pomiar czwarty jest pomiarem wyjściowym dla reperów ziemnych. Pomiary przeprowadzono w układzie lokalnym i podano z dokładnością do 1 mm. Każdy pomiar wykonano tym samym urządzeniem, niwelatorem Trimble DiNi 12 oraz za pomocą łąty inwarowej.

Przemieszczenia pionowe zostały zobrazowane na wykresie przedstawione na rysunku 5.7. Na wykresie można zauważyć bardzo dynamiczny wzrost osiadań w początkowym etapie pracy silosu, zaraz po wybudowaniu i napełnieniu.

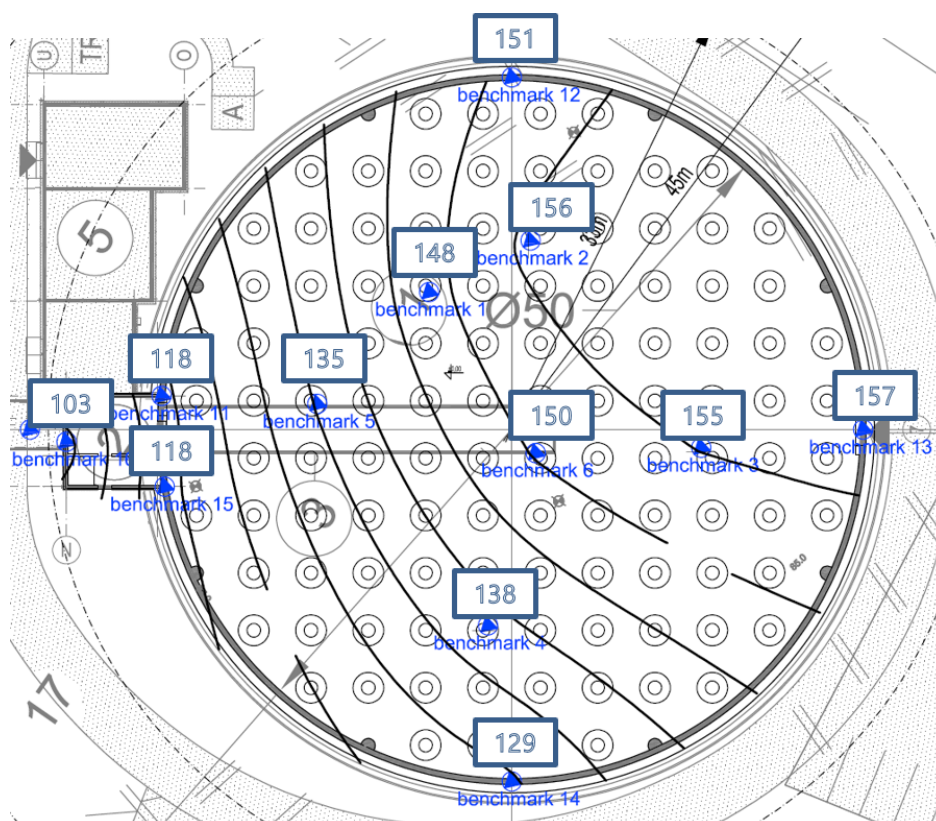
Wykres 5.7 przedstawia zorientowane w czasie przemieszczenia pionowe silosu.



RYSUNEK 5.7: Wykres przemieszczeń pionowych silosu na podstawie reperów 1-16

Z każdym kolejnym obciążeniem widać na każdym reperze zmniejszenie przemieszczeń pionowych (w zakresie odkształceń sprężystych), by po ponownym obciążeniu uzyskać wyniki osiadania większe niż przy poprzednim cyklu obciążenia. Co więcej, zgodnie z zachowaniem gruntów poddanych obciążeniom cyklicznym, opisanym w rozdziale drugim, udział odkształceń sprężystych wraz z kolejnymi cyklami obciążenia wzrasta. Finalnie, przy ostatnim zarejestrowanym odczycie z 2020 roku, udział przemieszczeń sprężystych w odniesieniu do całości wynosi między 20, a 30 % w zależności od reperu.

Pomimo symetrycznej budowy silosu (z wyjątkiem wieży) oraz symetrycznego rozkładu obciążeń, silos osiada w sposób nierównomierny. Ma to związek z wypiętrzeniem warstwy iłów serii poznańskiej. Rysunek 5.8 przedstawia rzut silosu z zaznaczonymi reperami geodezyjnymi, wraz z towarzyszącymi im wartościami przemieszczeń pionowych, odczytanymi z ostatniego pomiaru geodezyjnego. Na rysunku zaznaczono również izolinie, które w przejrzysty sposób przedstawiają kierunek wzrostu osiadań zgodny z wpływającym się stropem iłów przedstawionym na rysunkach 5.2 oraz 5.3.



RYСУNEK 5.8: Mapa osiadań fundamentu silosu z zaznaczonymi miejscami umieszczenia reperów oraz wartościami przemieszczeń w mm odczytanych w 2020 roku (GT Projekt, 2012)

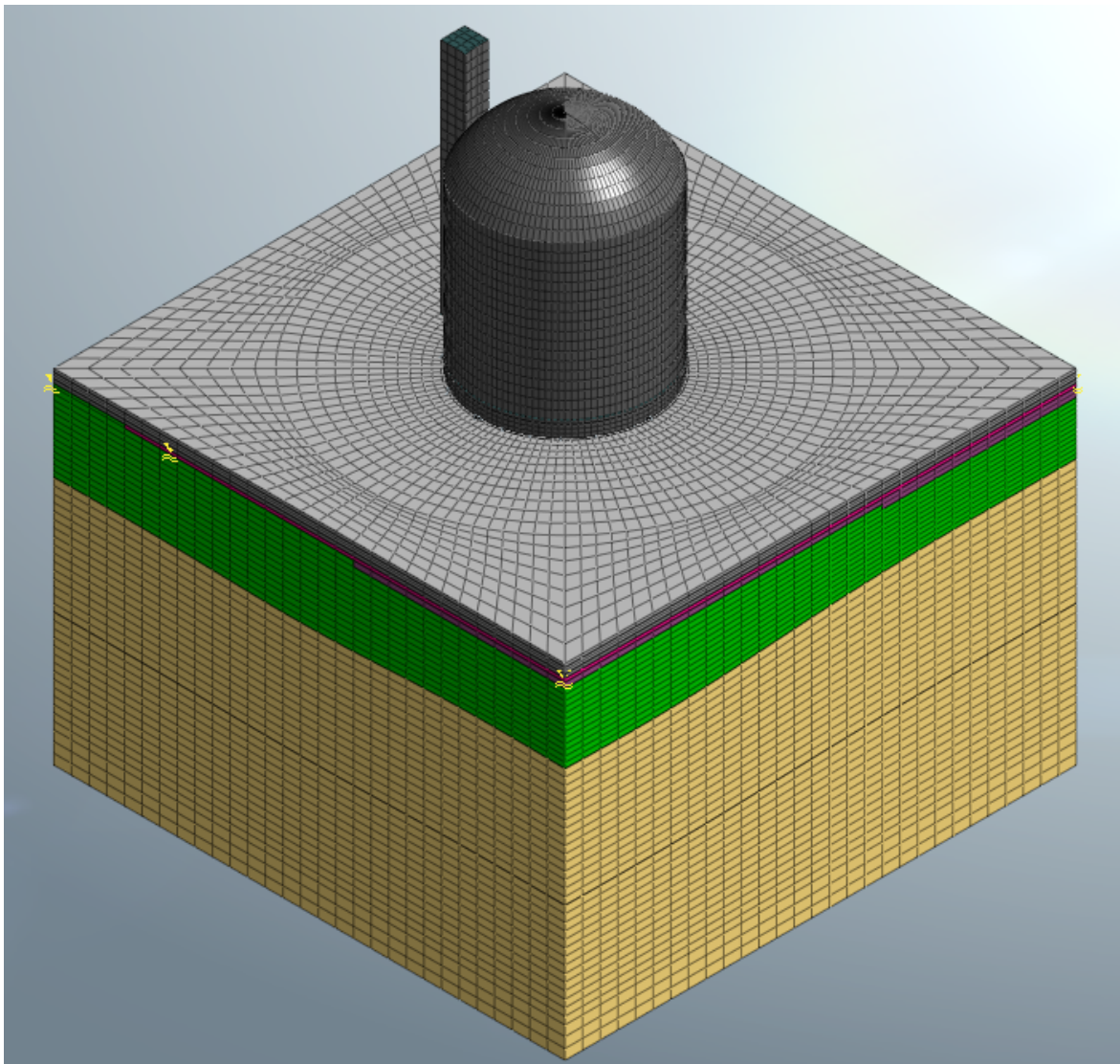
W dalszej części rozdziału opisane zostały warianty przeprowadzonych analiz na dwóch modelach numerycznych. Analiz dokonano na modelu trójwymiarowym, dla którego przeprowadzono analizy typu *nonlinear stress* (nieliniowa analiza naprężeń) z podziałem na poszczególne fazy budowy, a także na modelu osiowosymetrycznym, dla którego przeprowadzono w pełni sprzężone analizy przepływu i naprężeń (*fully coupled stress seepage*) w czasie.

Weryfikacja wyników analizy modelu trójwymiarowego została dokonana w oparciu o wartości przemieszczeń i wpasowanie map osiadań w izolynie z rysunku 5.8. Weryfikacja modelu osiowosymetrycznego została dokonana w oparciu o wykresy przemieszczeń w czasie z rysunku 5.7 oraz wpasowanie wyników przemieszczeń pochodzących z analizy, z wartościami pomiarów przemieszczeń pionowych w czasie oraz liniami trendu. Warto zauważyć, iż częstotliwość odczytów geodezyjnych w czasie była wyraźnie zmienna, spełniając założenia projektowe jedynie na początku i nie obejmowała części cykli obciążeń, przez co niemożliwym było zobrazowanie przemieszczeń pionowych, wpisujących się idealnie w wykres. Zdecydowano się zatem na zobrazowanie przemieszczeń silosu za pomocą linii trendu dla poszczególnych reperów oraz sprawdzenie na ich podstawie zbieżności z wynikami analizy.

5.4 Trójwymiarowy model numeryczny

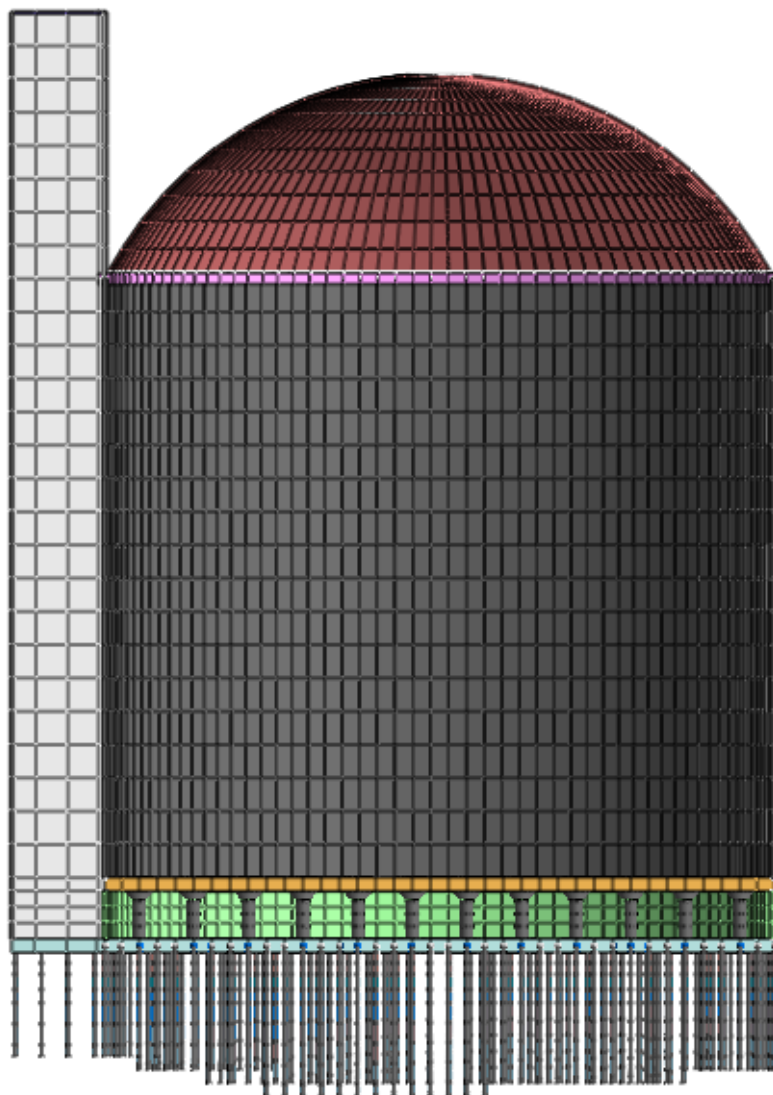
5.4.1 Budowa modelu numerycznego

Model silosu został stworzony na podstawie kwadratu 150 m x 150 m. Podkład zakładający geometrię silosu oraz granice modelu został zaaplikowany do programu i na tej podstawie zamodelowano dwuwymiarową siatkę elementów skończonych. W kolejnym kroku, określając skok wysokości wyniesiono siatkę do trójwymiaru gradacyjnie zmniejszając, wraz z wysokością grubość poszczególnych elementów. Elementy skończone na spodzie modelu mają wysokość 3 m, zaś te przy powierzchni terenu 1 m. Łącznie model jest zbudowany z 225627 elementów skończonych i posiada 223229 węzłów. Na rysunku 5.9 przedstawiono widok aksonometryczny opisywanego modelu przestrzennego, zawierający podłoże gruntowe z podziałem na warstwy, swobodne zwierciadło wody gruntowej oraz konstrukcję silosu.



RYSUNEK 5.9: Aksonometryczny widok geometrii całego modelu przestrzennego

Geometria silosu została odwzorowana zgodnie z projektem wykonawczym konstrukcji posadowienia silosu oraz projektem wykonawczym części nadziemnej. W modelu ujęto płytę fundamentową i pale przemieszczeniowe, słupy kondygnacji technologicznej, strop nad kondygnacją technologiczną, płaszcz i kopułę silosu wraz z belką oczepową, jak również wieżę technologiczną.



RYSUNEK 5.10: Przekrój przez model silosu

Konstrukcja silosu została zamodelowana na podstawie jednowymiarowych elementów prętowych, dwuwymiarowych elementów powłokowych oraz trójwymiarowych elementów kontinuum. Pale, słupy oraz belka oczepowa zostały zamodelowane przy użyciu jednowymiarowych elementów prętowych, z nadaniem im charakterystyk przekrojowych, zgodnych z rzeczywistą geometrią. Płaszcz oraz kopułę, jak również wieżę technologiczną zamodelowano za pomocą dwuwymiarowych elementów powłokowych, nadając im odpowiednią grubość. Ponadto, do płaszcza silosu przypisano elementy kontaktowe *interface* określające moduł sztywności przy ściskaniu (K_n) oraz ścinaniu (K_t). Płyta fundamentowa, stropowa oraz cukier zostały zamodelowane trójwymiarowymi elementami kontinuum.

Do wszystkich elementów konstrukcyjnych został przypisany izotropowy, sprężysty model konstytutywny bazujący na prawie Hooke'a (*elastic - structure*), o parametrach charakterystycznych dla danego materiału konstrukcyjnego. Charakterystyka żelbetu i stali została opisana za pomocą ich ciężaru, modułu Younga i współczynnika Poissona. Parametry materiałowe zostały zebrane w tabeli 5.1.

Materiał	E [GPa]	ν [-]	γ [kN/m^3]
Beton C30/37	32,0	0,17	25,0
Stal	205,0	0,30	78,5

TABELA 5.1: Parametry materiałów konstrukcyjnych izotropowych

5.4.2 Parametryzacja podłoża gruntowego

Po analizie dokumentacji geologiczno-inżynierskiej (GT Projekt, 2012), poszczególne warstwy geotechniczne wchodzące w skład większych pakietów zostały uogólnione na podstawie przekrojów geologiczno-inżynierskich, przedstawionych na rysunkach 4.26 oraz 4.27.

Podłoże podzielono w modelu na następujące warstwy:

1. IA1 - warstwa nasypów niebudowlanych luźnych do średniozagęszczonych;
2. IIA3 - warstwa piasków drobnych o uogólnionym $I_D = 0,40$;
3. IID2 - warstwa gruntów organicznych w postaci torfów i namulów;
4. IB2 - warstwa piasków próchnicznych o uogólnionym $I_D = 0,30$;
5. IIIA6 - warstwa nośnych piasków o uogólnionym $I_D = 0,70$;
6. IVA3/4 - warstwa iłów o uogólnionym $I_L = 0,00$

Podział podłoża gruntowego na warstwy został dokonany w oparciu o wiercenia i sondowania CPT, wykonane na potrzeby dokumentacji geologiczno-inżynierskiej opisywanej inwestycji (GT Projekt, 2012). Na podstawie określonych parametrów z dokumentacji, przywołanych na rysunku 4.28 określono parametry poszczególnych modeli konstytutywnych, opisujących zachowanie gruntu pod obciążeniem.

Do opisu materiału gruntowego w modelu, na potrzeby poszczególnych analiz zastosowano modele konstytutywne, które podzielono ze względu na ich generację na podstawie klasyfikacji Gryczmańskiego (Gryczmański, 1995). W uproszczeniu, im wyższa generacja modelu, tym więcej parametrów potrzebnych jest do wyznaczenia, a zachowanie danego gruntu bliższe rzeczywistości. W analizie posłużono się następującymi modelami konstytutywnymi:

1. Nieliniowe modele zasadnicze drugiej generacji - Modified Mohr Coulomb (MMC) oraz Hardening Soil Small Strain Stiffness (HSs). Modele opisujące nieliniowe zachowanie sprężyste oraz plastyczne z eliptycznym ograniczeniem powierzchni plastyczności (*cap*), z opcjonalnym wzmocnieniem (*hardening*). Model Hardening Soil

Small Strain Stiffness uwzględnia dodatkowo zmianę sztywności w zakresie małych odkształceń gruntu.

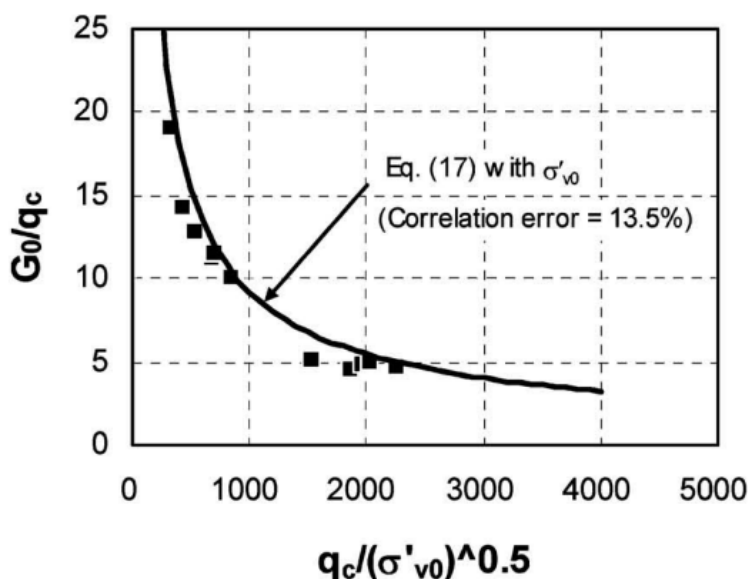
2. Nieliniowy model stanu krytycznego (drugiej generacji) - Modified Cam-Clay, będący jednym z najstarszych i najszerszej stosowanych modeli do opisu gruntów spoistych. Model bazuje na teorii stanu krytycznego, odwzorowując w sposób przestrzenny zachowanie gruntu podczas jednoosiowego testu edometrycznego. Modele uwzględnia "pamięć" gruntu w kwestii historii obciążenia.
3. Zaawansowany model do opisu iłu SCLAY1S, opisany w rozdziale 2 i 4. Model posiadający 3 wzmocnienia - wzmocnienie związane z plastycznymi odkształceniami objętościowymi tożsamy z modelem Modified Mohr Coulomb, wzmocnienie opisujące zmianę nachylenia krzywej plastyczności określonej przez odkształcenia plastyczne (objętościowe i ścinania), a także wzmocnienie związane z destruktywizacją, czyli degradacją wiązań, wynikających z odkształceń plastycznych. Model również uwzględnia pełzanie, co w gruntach o bardzo powolnym czasie reakcji, gdzie udział odkształceń reologicznych ma duże znaczenie, jest niezwykle istotne.
4. Model będący zbliżoną, starszą wersją modelu SCLAY1S, opartą na tych samych założeniach - Soft Soil Creep. Jest to model uwzględniający część wzmocnień SCLAY1S, jak również anizotropię gruntu oraz lepko-plastyczne odwzorowanie zjawiska pełzania.

Nie zdecydowano się na zamodelowanie podłoża modelem Mohra Coulomba, gdyż mimo iż jest on swego rodzaju punktem odniesienia oraz jest nadal szeroko stosowany, nie powinien służyć do wyznaczania przemieszczeń oraz odkształceń w ośrodku gruntowym. Zastosowanie bardziej zaawansowanego modelu Modified Mohr Coulomb, może już służyć oszacowaniu przemieszczeń (Kliszczewicz, 2016; Dagtyareva i Vasiliev, 2020), jak pisano w rozdziale drugim. Parametry przypisane poszczególnym warstwom zostały przedstawione na rysunku 5.11.

	E_{50}^{ref}	M_o^{ref}	E_{ur}^{ref}	p_{ref}	ν	γ	K_o	e_o	k	m	n	c	ϕ	OCR
	[MPa]	[MPa/m]	[MPa]	[kPa]	[-]	[kN/m ³]	[-]	[-]	[m/dobę]	[-]	[-]	[kPa]	[°]	[-]
IA1	8,9	12,0	26,7	22,0	0,30	17,00	0,58	0,84	1,0E+00	0,80	0,46	5,0	25,0	1,3
IIA3	38,1	51,3	114,3	55,0	0,30	17,30	0,50	0,79	2,0E+00	0,60	0,44	0,0	30,0	1,3
IID2	1,7	2,8	5,2	38,0	0,35	12,40	0,83	2,50	1,0E-06	1,00	0,71	3,0	10,0	1,3
IIB2	18,7	25,2	56,2	55,0	0,30	17,80	0,58	0,89	1,0E+00	0,80	0,47	2,5	25,0	2,0
IIIA6	84,3	113,5	252,9	90,0	0,30	18,80	0,44	0,65	2,0E+00	0,50	0,39	0,0	34,2	2,0
IVA4	21,4	37,8	64,1	350,0	0,37	21,30	0,62	0,79	1,0E-06	0,70	0,33	58,6	8,0	2,0

RYSUNEK 5.11: Parametry gruntowe modelu Modified Mohr Coulomb (MMC)

Model HSs, uwzględniający zmiany sztywności w zakresie małych odkształceń, wiąże się z koniecznością obliczenia dwóch parametrów opisujących tę zależność - modułu ścinania w zakresie małych odkształceń G_0 oraz odkształcenia ścinającego, dla którego moduł ulega 70 % degradacji, $\gamma_{0,7}$. Równanie pozwalające na obliczenie owych odkształceń, zostało już opisane wzorem 3.15 (Peteris i Bondars, 2016). Obliczenie modułu sztywności początkowej, jest możliwe dzięki zależnościom korelacyjnym z wartościami oporu na stożku sondy statycznej (q_c) oraz wartościami naprężeń pierwotnych. Przywołany na rysunku 5.12 wzór (17) został przedstawiony za pomocą formuły 5.1 (Lee et al., 2009).



RYSUNEK 5.12: Korelacja sztywności początkowej gruntu G_0 z oporem na stożku sondy statycznej (Lee et al., 2009)

$$\frac{G_0}{q_c} = G_2 \left(\frac{q_c}{p_A} \sqrt{\frac{p_A}{\sigma'_{v0}}} \right)^{-0.75} \quad (5.1)$$

Gdzie:

σ'_{v0} - naprężenia pierwotne;

G_2 - współczynnik korelacyjny (290);

p_A - naprężenia referencyjne.

Parametry modelu HSs, są tożsame z parametrami wyznaczonymi dla modelu Modified Mohr Coulomb, z dodatkiem dwóch parametrów - G_0 oraz $\gamma_{0,7}$. Zestawienie wartości parametrów modelu Hardening Soil Small przedstawiono na rysunku 5.13.

Parametry modelu SCLAY1S zostały przedstawione w rozdziale 4. Model ten, posłużył jedynie do opisu warstwy iłłów serii poznańskiej, będącej najgłębszą warstwą zalegającą w podłożu w ramach wykonanych wierceń i sondowań, a zestawienie wartości poszczególnych parametrów zostało przedstawione na końcu rozdziału czwartego w tabeli 4.17. Pod kątem ilości parametrów model ten, jest rozszerzeniem modeli Modified Cam-Clay i Soft

Warstw a	E_{50}^{ref}	M_o^{ref}	E_{ur}^{ref}	p_{ref}	ν	γ	K_o	e_o	k	m	c	ϕ	OCR	G_o	$\gamma_{0,7}$
	[MPa]	[MPa/m]	[MPa]	[kPa]	[-]	[kN/m ³]	[-]	[-]	[^m /dozb]	[-]	[kPa]	[°]	[-]	[MPa]	[-]
IA1	7,5	12,0	22,4	22,0	0,35	17,0	0,58	0,39	1,0E+00	0,80	5,0	25,0	1,3	40,0	0,0001
IIA3	32,0	51,3	95,9	55,0	0,35	17,3	0,50	0,35	2,0E+00	0,60	1,0	30,0	1,3	75,0	0,0001
IID2	1,7	2,8	5,2	38,0	0,35	12,4	0,83	2,50	1,0E-06	1,00	3,0	10,0	1,3	10,0	0,0005
IIB2	18,7	25,2	56,2	55,0	0,30	17,8	0,58	0,89	1,0E+00	0,80	2,5	25,0	2,0	60,0	0,0001
IIIA6	84,3	113,5	252,9	90,0	0,30	18,8	0,44	0,65	2,0E+00	0,50	1,0	34,2	2,0	105,0	0,0003
IVA4	21,4	37,8	64,1	350,0	0,37	21,3	0,62	0,79	1,0E-06	0,70	58,6	8,0	2,0	75,0	0,0006

RYSUNEK 5.13: Parametry gruntowe modelu Hardening Soil Small Strain Stiffness

Soil Creep, a do opisu ilów tymi modelami użyto tych samych wartości co w przypadku SCLAY1S.

W tabeli 5.2 i 5.3 zestawiono parametry wymagane do opisu gruntu modelami Modified Cam-Clay i Soft Soil Creep wraz z ich wartościami.

parametr konstytutywny	wartość parametru
E	21400 kPa
ϕ	8°
c	58,6 kPa
ν	0,37
e_0	0,786
POP	529 kPa
OCR	2,0
α_0	0,346
λ_i^*	0,0547
κ^*	0,0102
M_c	0,877
k_0^{NC}	0,617

TABELA 5.2: Zestawienie wymaganych parametrów do opisu gruntu modelem MCC wraz z ich wartościami

parametr konstytutywny	wartość parametru
E	21400 kPa
φ	8°
c	58,6 kPa
ν	0,37
e_0	0,786
POP	529 kPa
OCR	2,0
α_0	0,346
λ_i^*	0,0547
κ^*	0,0102
μ_i^*	0,0001
M_c	0,877
k_0^{NC}	0,617

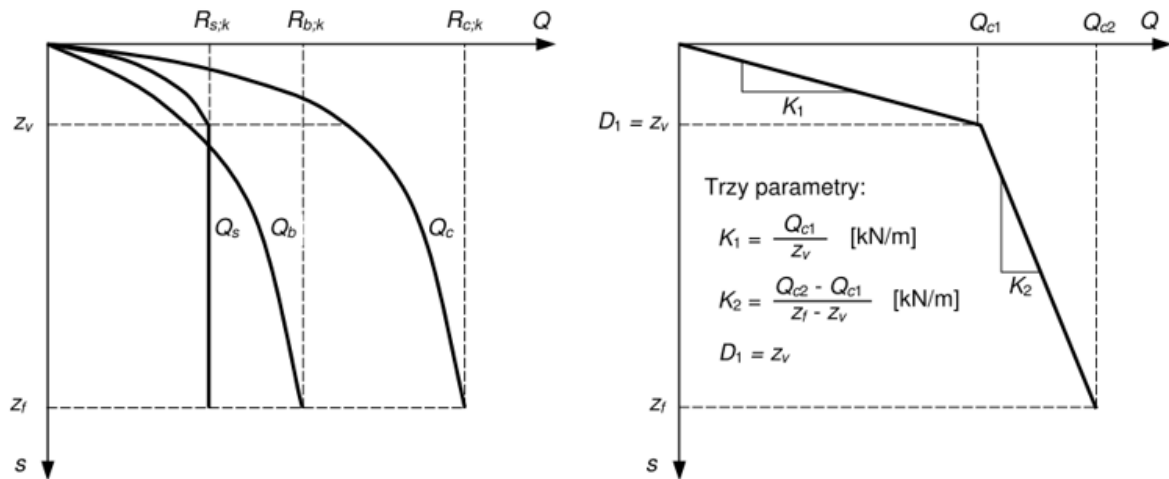
TABELA 5.3: Zestawienie wymaganych parametrów do opisu gruntu modelem SSC wraz z ich wartościami

5.4.3 Modelowanie pracy pala

Pale w fundamencie płytowo-palowym, stanowią element pośrednio przenoszący naprężenia na grunt, poprzez podstawę i pobocznice. W celu lepszego odzwierciedlenia zachowania pali przemieszczeniowych, zamodelowano elementy kontaktowe *interface*, na styku ośrodków pal-grunt dla pobocznic oraz podstawy pala. Wyznaczono na podstawie funkcji transformacyjnych Gwizdały, charakterystykę pracy pala, przy użyciu następujących parametrów funkcji zaproponowanych w pracy (Gwizdała, 2011):

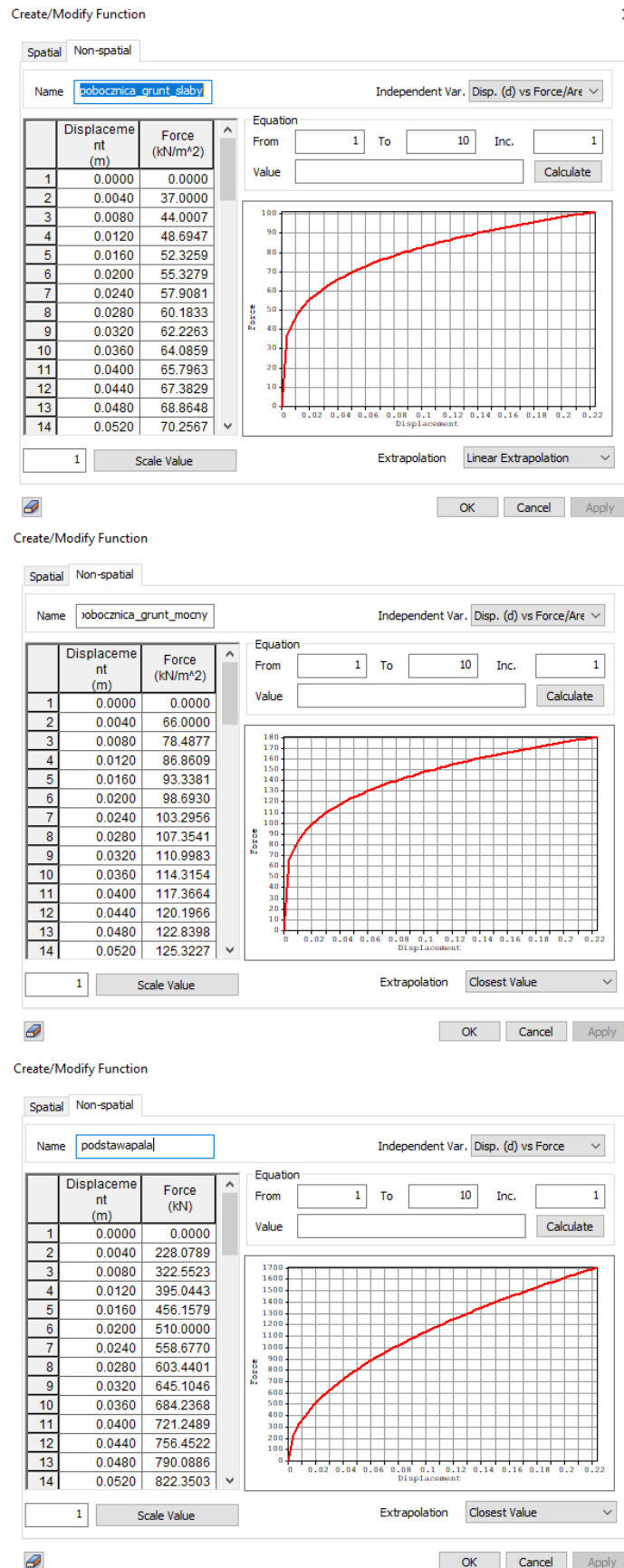
- $z_v = 0,01D = 4 \text{ mm}$
- $\alpha = 0,25 [-]$
- $z_f = 0,05D = 20 \text{ mm}$
- $\beta = 0,50 [-]$

Wartości osiadań z_v oraz z_f , zostały przedstawione na rysunku 5.14, wraz z resztą zmienionych funkcji transformacyjnych (Gwizdała, 2011).



RYSUNEK 5.14: Parametry funkcji transformacyjnych (Gwizdała, 2011)

Materiał gruntowy, mający kontakt z palami, został uogólniony i podzielony na trzy grupy, wobec których określono charakterystyki pracy poboczniczy. Grupa pierwsza, dotyczy mobilizacji poboczniczy, na styku z gruntami mineralnymi niespoistymi o niższej nośności - warstwami IA1, IIA3, IIB2. Druga kategoria, dotyczy gruntów, w których pale były kotwione - zagęszczonych piasków warstwy IIIA6. Trzecia kategoria, dotyczy słabonośnych gruntów organicznych warstwy IID2. Oprócz tego, wyznaczono również charakterystykę pracy podstawy pala, w tym przypadku dla zagęszczonych utworów piaszczystych, gdyż podstawa wszystkich pali znajduje się w obrębie tych gruntów.



RYSUNEK 5.15: Wykresy zależności osiadania od wartości siły osiowej przyłożonej do głowicy pała zaaplikowane w modelu

Rysunek 5.15, przedstawia część zależności Q-s wprowadzonych do programu. Wykres na górze obrazka, dotyczy mobilizacji poboczniczy w obrębie gruntów antropogenicznych, wykres środkowy mobilizacji poboczniczy w obrębie gruntów piaszczystych, a wykres na dole obrazka mobilizacji podstawy pała.

5.4.4 Warianty analizy

Analiza wsteczna, w tym przypadku jest oparta o pomiary monitoringu geodezyjnego przemieszczeń reperów, których odczyty były wykonywane na przestrzeni blisko dekady. Celem numerycznej analizy wstecznej jest uzyskanie jak większej zbieżności z wartościami przemieszczeń pionowych oraz wpasowaniem map przemieszczeń pionowych z izoliniami, przedstawionymi za pomocą wykresu na rysunku 5.7.

Zazwyczaj, analiza wsteczna związana jest z optymalizacją parametrów gruntowych w taki sposób, aby jej wyniki przedstawiły stan rzeczywisty pracy gruntu oraz konstrukcji. W przypadku małej ilości zmiennych, na przykład w postaci prostej konstrukcji posadowienia oraz samego obiektu, nieskomplikowanych warunków gruntowych, dzięki manipulacji parametrami można uzyskać pożądane wyniki.

Budowę analizowanego silosu można uznać za prostą, z uwagi na jedną grubość płyty fundamentowej, regularny układ słupów kondygnacji technologicznej, jedną grubość płyty stropowej, regularny kształt silosu, prostą konstrukcję wieży technologicznej na planie prostokąta, jednakową grubość płaszcza oraz kopuły silosu.

Ponadto, możliwym jest również w tym przypadku celne oszacowanie obciążeń, gdyż ograniczają się one jedynie do oddziaływań maszyn znajdujących się w kondygnacji technologicznej, obciążenia zmiennego wieży technologicznej oraz obciążenia cukrem. Dwa pierwsze są jednak oddziaływaniami marginalnymi w stosunku do ciężaru wolumenu cukru, jaki znajduje się w silosie.

Mnogość zmiennych, w postaci skomplikowanego, uwarstwionego podłoża gruntowego, o znacznie zróżnicowanych parametrach fizycznych i mechanicznych oraz złożony sposób posadowienia na fundamencie płytowo-palowym, w ocenie autora dyskwalifikują metodę analizy wstecznej na zasadzie manipulacji parametrami gruntów. Prosta budowa obiektu, jak również sposób obciążenia, są niewątpliwie największą zaletą silosu, jako materiału badawczego, pod kątem analizy wstecznej. Przy wykonywaniu tego typu analiz, ważne jest określenie w jakiej sferze model może nie odzwierciedlać rzeczywistych gabarytów obiektu oraz sposobu obciążenia, co przy prostej budowie niniejszego silosu, pozwala na wyeliminowanie tego typu niedoskonałości. Następnie, należy się zastanowić nad prawidłowością uwzględnienia w modelu wszystkich zjawisk zachodzących w gruncie, wynikających z teorii mechaniki gruntów, jak również uwzględnienia kontaktu między materiałami, na ich styku. Za odzwierciedlenie pracy gruntu, zgodnie z zasadami mechaniki gruntów odpowiada ich parametryzacja, w przypisanych do ośrodka gruntowego modelach konstytutywnych. Modele konstytutywne, zawierają w swoim algorytmie mechanizmy uwzględniające liniowe lub nieliniowe zachowanie gruntu, wzmocnienia oraz ograniczenia. Prawidłowość

w odwzorowaniu zachowania, należy zatem w ocenie autora, rozpocząć od doboru odpowiedniego do danego ośrodka gruntowego modelu konstytutywnego. W tym celu wyznaczono parametry pięciu modeli konstytutywnych:

1. modelu Modified Mohr Coulomb (Hardening Soil);
2. modelu Hardening Soil - Small strain stiffness;
3. modelu Modified Cam-Clay;
4. modelu Soft Soil Creep;
5. modelu SCLAY1S.

Modele Modified Mohr Coulomb (Hardening Soil) oraz Hardening Soil - Small strain stiffness, opisują nieliniowe zachowanie materiału w złożony sposób, uwzględniając takie zachowanie gruntów jak nieliniowość zachowania przed uplastycznieniem, degradację sztywności wraz z odkształceniami, barotropią, czy w przypadku drugiego - zmianę sztywności w zakresie małych odkształceń.

Modelem, którego parametry zostały określone w rozdziale czwartym niniejszej pracy, jest model opisujący skomplikowaną naturę iltu - SCLAY1S, którego założenia zostały szeroko opisane w rozdziałach drugim oraz czwartym.

Modele Modified Cam-Clay oraz Soft Soil Creep są powszechnie stosowane w praktyce inżynierskiej do matematycznego opisu zachowania iltów, bazując na teorii stanu krytycznego. Służą w analizie jako punkt odniesienia w stosunku do nowszego modelu SCLAY1S.

Sposób posadowienia obiektu, to fundament płytowo-palowy z płytą o grubości 100 cm, opartą na kolumnach CMC/SDP średnicy 400 mm, o zróżnicowanej długości zapewniającej zakotwienie (wprowadzenie na min. 1m) w nośnych gruntach piaszczystych pakietu IIIA6. Zamodelowano elementy kontaktowe, uwzględniając charakterystykę mobilizacji oporu podstawy oraz tarcia pobocznicy, od osiadania głowicy pala. Zależności te, dla poszczególnych rodzajów gruntów, zostały wyznaczone za pomocą funkcji transformacyjnych oraz wprowadzone na podstawie opcji *function* w programie. W ocenie autora, jest to niezbędny zabieg w tego typu fundamentach, gdyż inaczej pale mobilizowałyby w równym stopniu całość oporu podstawy oraz tarcia pobocznicy, niezależnie od osiadań, co nie odzwierciedla rzeczywistej pracy pala. Analityczne porównanie obiektów posadowionych na palach (Gwizdała, 2011; Krasiński, 2018), wykazało średnio 20 % przeszacowanie nośności pali wyznaczonych za pomocą normy (PN-83/B-02482). Różnica w uwzględnieniu funkcji transformacyjnych oraz przy braku uwzględnienia, została ujęta w jednym z wariantów analizy, dla którego wyniki przedstawiono w dalszej części rozdziału.

W przypadku określania osiadań takiego obiektu, jak budynek wysokościowy czy silos tej wysokości (55 m), niezbędne w ocenie autora, jest zamodelowanie całej geometrii. Nieznaczne różnice w osiadaniach w obrębie obiektu, wpływają na jego przechył, który powoduje powstanie nowych sił. Zatem, zamodelowanie samego posadowienia, a następnie przyłożenie do niego obciążeń zastępczych nie pozwoli uwzględnić efektów II-go rzędu. Może to spowodować istotne niedoszacowanie wartości osiadań pod fundamentem.

Dopiero po odpowiednim dobraniu modeli konstytutywnych do poszczególnych rodzajów gruntu, zamodelowaniu charakterystyk kontaktowych, w ocenie autora możliwa jest ostrożna manipulacja parametrami. Modyfikacja parametrów gruntowych, tak by wyniki analizy były tożsame z pomiarami geodezyjnymi jest ryzykownym posunięciem. Możliwe jest oczywiście, błędne wyznaczenie niektórych parametrów konstytutywnych do modelu, gdyż dokumentacja geotechniczna, z racji swojego zakresu nie podaje większości wymaganych parametrów i projektant musi je wyznaczyć samodzielnie. W ocenie autora, manipulacja parametrami podanymi w tabeli parametrów jest rozwiązaniem nierozsądnym, gdyż jest to negacja poprawności wykonanych badań polowych oraz laboratoryjnych, służących wyznaczeniu tych parametrów. Część parametrów ma bardzo ogólny zakres, nie jest wyznaczona konkretnymi ramami, nie wyznacza się ich za pomocą wzorów. To te parametry są najłuszczyjszym wyborem, jeśli chodzi ich ewentualne dostosowanie, w celu uzyskania większej zbieżności.

Biorąc pod uwagę wszystkie czynniki oraz cele analizy, wykonano wielowariantową analizę wsteczną:

1. Nieliniowa analiza naprężeń (*Nonlinear Stress*), realizowana w oparciu o zamodelowaną całą geometrię silosu, z podziałem na fazy budowy oraz uwzględnieniem charakterystyki pracy pala. Analiza została podzielona na 4 dalsze warianty ze zróżnicowanym sposobem opisu gruntu, nie uwzględnia aspektu czasu, a otrzymane wyniki przemieszczeń, są przedstawiane dla w pełni zrealizowanych osiadań natychmiastowych, konsolidacyjnych oraz reologicznych:
 - (a) analiza z opisem całego podłoża gruntowego modelem Modified Mohr Coulomb;
 - (b) analiza z opisem całego podłoża gruntowego modelem Hardening Soil Small Strain Stiffness;
 - (c) analiza z opisem podłoża gruntowego modelem Modified Mohr Coulomb za wyjątkiem pakietu iłu poznańskiego opisanego modelem SCLAY1S;
 - (d) analiza z opisem podłoża gruntowego modelem Hardening Soil Small Strain Stiffness, za wyjątkiem pakietu iłu poznańskiego opisanego modelem SCLAY1S;
 - (e) analiza z opisem podłoża gruntowego modelem Hardening Soil Small Strain Stiffness, za wyjątkiem pakietu iłu poznańskiego opisanego modelem Modified Cam-Clay;
 - (f) analiza z opisem podłoża gruntowego modelem Hardening Soil Small Strain Stiffness, za wyjątkiem pakietu iłu poznańskiego opisanego modelem Soft Soil Creep;
2. Nieliniowa analiza naprężeń (*Nonlinear Stress*), realizowana w oparciu o zamodelowaną całą geometrię silosu, z podziałem na fazy budowy, bez uwzględnienia charakterystyki pracy pala. Analiza została przeprowadzona, dla całego ośrodka gruntowego opisanego modelem Hardening Soil small strain stiffness, a pale zostały zamodelowane w sposób uproszczony za pomocą elementów prętowych o nadanej charakterystyce przekrojowej (*embedded beam*). Analiza nie uwzględnia aspektu czasu, a

otrzymane wyniki przemieszczeń są przedstawiane, dla w pełni zrealizowanych osiadań natychmiastowych, konsolidacyjnych oraz reologicznych.

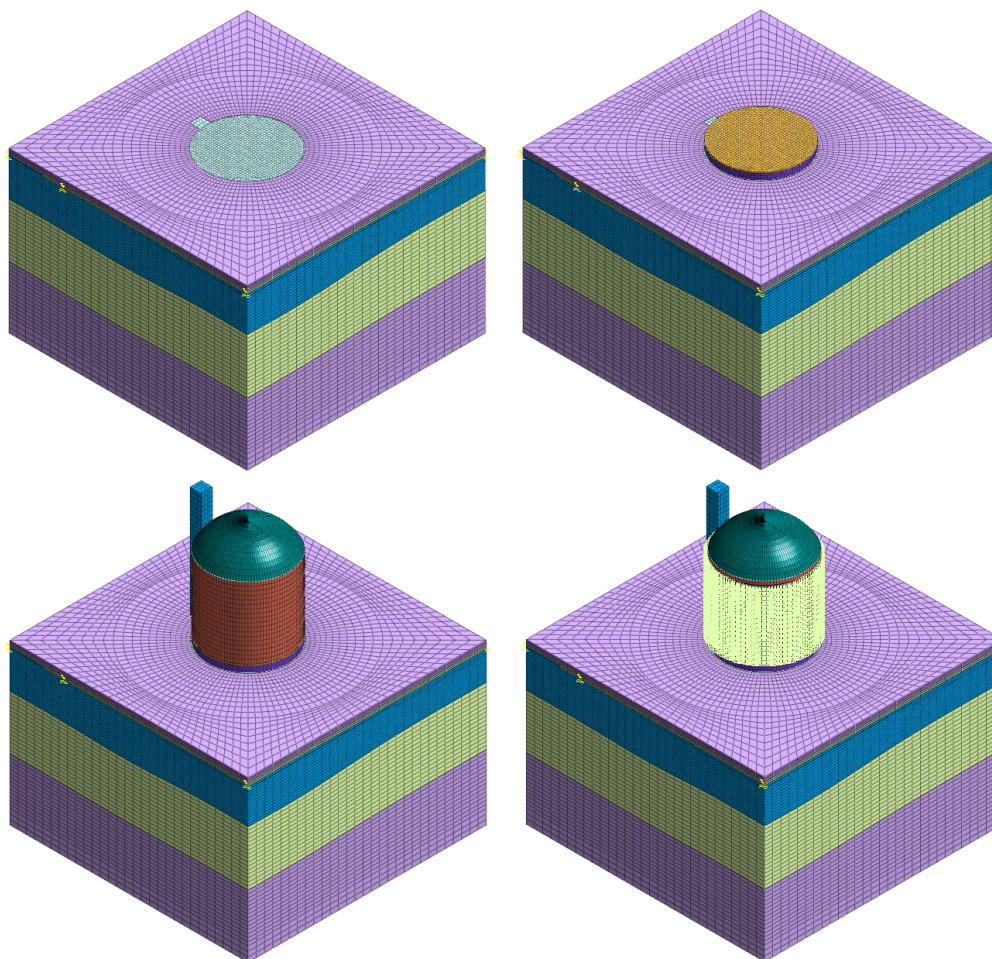
3. Nieliniowa analiza naprężeń (*Nonlinear Stress*), realizowana w oparciu o zamodelowaną geometrię silosu, uwzględniającą posadowienie, słupy oraz ścianę zewnętrzną kondygnacji technologicznej, wraz ze stropem nad tą kondygnacją. W tym przypadku analiza zakłada podział na poszczególne fazy budowy. Charakterystyka pala jest opisana przez funkcje transformacyjne, a cały ośrodek gruntowy został opisany modelem *Hardening Soil small strain stiffness*. W fazie budowy płaszcza, kopuły oraz wieży technologicznej, zamiast wprowadzenia elementów skończonych przyłożono zastępcze obciążenie liniowe, natomiast w fazie obciążenia silosu cukrem zamiast wprowadzenia elementów skończonych cukru, przyłożono do płyty stropowej nad kondygnacją technologiczną, powierzchniowe obciążenie zamienne, uwzględniając za pomocą funkcji stożek cukru. Analiza nie uwzględnia aspektu czasu, a otrzymane wyniki przemieszczeń są przedstawiane dla w pełni zrealizowanych osiadań natychmiastowych, konsolidacyjnych oraz reologicznych.

5.4.5 Fazy konstrukcyjne

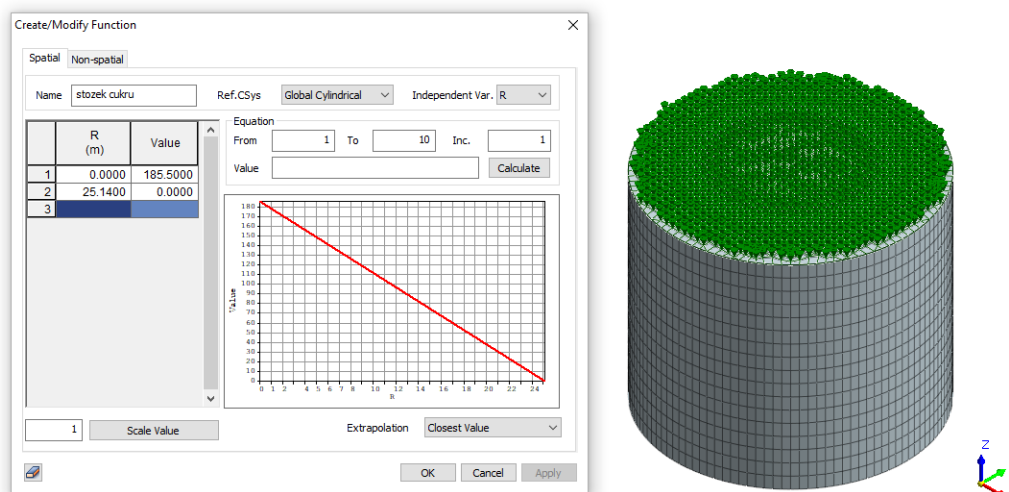
W ramach przeprowadzonych analiz zamodelowano również fazy konstrukcyjne związane z technologicznym uwzględnieniem etapowania budowy i obciążenia konstrukcji.

1. Faza "0". W tej fazie, w modelu aktywowane są elementy skończone podłoża gruntowego, zaaplikowane są warunki brzegowe oraz siła grawitacji, a także ustanowiony poziom zwierciadła wody gruntowej. Następuje tutaj generacja naprężeń pierwotnych, powstałych od ciężaru własnego podłoża gruntowego oraz inicjacja przemieszczeń - wyzerowanie osiadań od ciężaru własnego podłoża, by nie zaburzały wyników dalszej analizy.
2. Faza konstrukcji płyty fundamentowej oraz pali. Elementy skończone płyty fundamentowej, za pomocą funkcji *change property* zmieniają przypisany im materiał z gruntu na żelbet. Pale zostają zamodelowane za pomocą jednowymiarowych elementów prętowych typu *beam* i przypisana zostaje im charakterystyka mobilizacji podstawy oraz poboczniczy. Dodatkowo, zaaplikowany jest w tej fazie warunek brzegowy, blokujący rotację pala w kierunku pionowym (R_z).
3. Faza konstrukcji kondygnacji technologicznej. Aktywowane zostają w tej fazie elementy skończone słupów kondygnacji technologicznej, strop nad kondygnacją technologiczną oraz płaszczyzna silosu w obrębie tej kondygnacji.
4. Faza konstrukcji silosu. Aktywowane zostają elementy skończone wieży technologicznej, powłoki (płaszczyzna), kopuły oraz belki oczepowej pomiędzy kopułą, a płaszczyzną.

5. Faza obciążenia silosu. W modelu zostają aktywowane elementy skończone wypełnienia silosu cukrem, funkcja obciążenia stożka cukru oraz elementy kontaktowe ośrodków beton (płaszcz silosu) - cukier. Elementy skończone cukru, wraz z funkcją obciążenia stożka cukru, zostały przedstawione na rysunku 5.17.



RYSUNEK 5.16: Fazy konstrukcyjne zamodelowane w programie. Lewy górny róg - faza 1 oraz 2, prawy górny róg - faza 3, lewy dolny róg - faza 4, prawy dolny róg - faza 5



RYSUNEK 5.17: Elementy skończone wypełnienia silosu cukrem oraz funkcja obciążenia stożkiem cukru przyłożona do górnej powierzchni bryły

5.5 Wyniki nieliniowej analizy naprężeń oraz weryfikacja z danymi monitoringu

Na rysunku 5.8, przedstawiono mapę osiadania reperów wraz z ich umiejscowieniem. Największe pole określone reperami 2, 3 oraz 13, to pole realizacji największych osiadań rzędu około 157 mm, natomiast w rejonie wieży technologicznej to rejon najmniejszych osiadań, rzędu około 103-118 mm. Opracowana mapa osiadania silosu, zwróciła uwagę autora jeszcze przed rozpoczęciem pracy nad dysertacją, na istotny wpływ głęboko zalegającej warstwy ilów poznańskich, gdyż w rejonie największych osiadań, owe utwory spoiste mają wyraźne wypiętrzenie.

Mapa osiadania, jest punktem odniesienia w kontekście wyników analizy. Kryterium zbieżności, jest związane zarówno z dopasowaniem osiadania modelu do izolinii, jak i weryfikacją wartości osiadań maksymalnych, minimalnych oraz różnicowych. Izolinie zostały naniesione na rzut w interwale 5 mm.

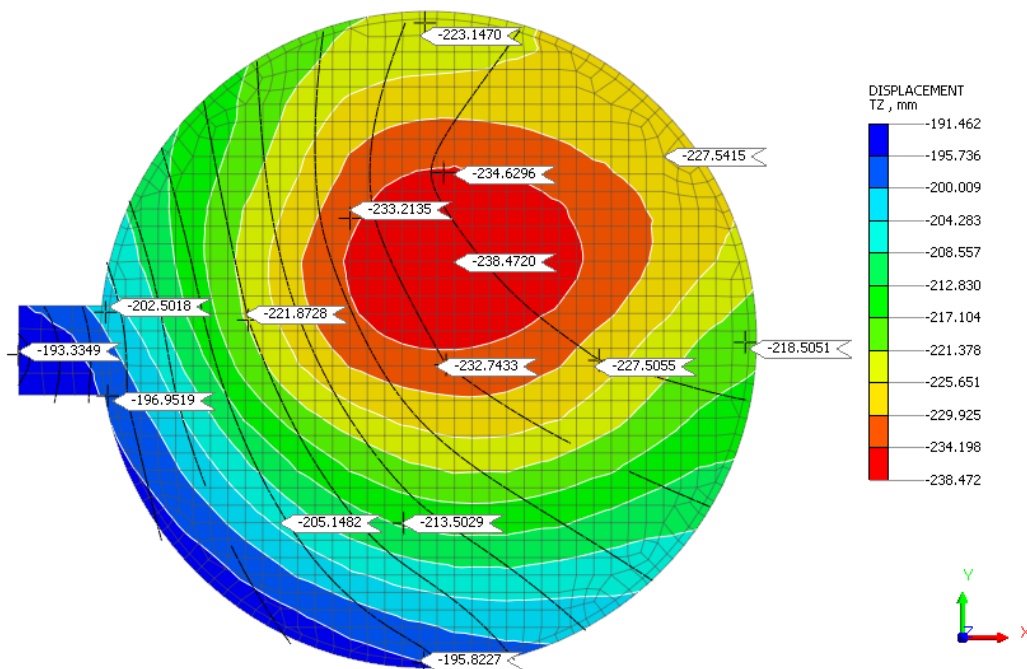
Należy również zaakcentować, iż repery zostały rozmieszczone na planie krzyża, a przykładowo maksymalne przemieszczenia, mają miejsce pomiędzy reperami. Pisząc zatem, o maksymalnych lub minimalnych przemieszczeniach, należy zastrzec, że są to maksymalne wartości pomiarów z reperów i porównanie w analizach dotyczy punktów, gdzie znajduje się dany reper.

Warto mieć również na uwadze, iż silos z każdym cyklem obciążenia, dalej zwiększa osiadania. Na tym etapie, po dekadzie użytkowania, są to bardzo niewielkie zmiany. Ośrodek gruntowy jest już w pełni skonsolidowany, a jedyny wzrost przemieszczeń maksymalnych jest realizowany jako konsekwencja reologii. Osiadania na rysunku 5.8 były wyznaczone dla maksymalnych przemieszczeń reperów odczytanych w 2020 roku. Biorąc pod uwagę wypłaszczanie się linii trendu przemieszczeń każdego reperu, można założyć ostateczne osiadania, o kilka procent wyższe niż z ostatniego odczytu.

5.5.1 Wyniki analizy porównawczej w kontekście opisu podłoża modelami konstytutywnymi

Pierwszy wariant analizy porównawczej, polega na weryfikacji zbieżności przemieszczeń uzyskanych w wyniku przeprowadzonych analiz, z mapą osiadania silosu przedstawioną na rys. 5.8. Założenia analizy porównawczej są następujące:

1. Zamodelowano mobilizację pala za pomocą funkcji transformacyjnych;
2. Modele cechuje identyczna geometria - w obu zamodelowane zostały: podłoże gruntowe z podziałem na warstwy, elementy konstrukcyjne silosu wraz z częścią nadziemną oraz wieżą technologiczną;
3. Modele są obciążone w jednakowy sposób. W każdym wariancie cukier został zamodelowany za pomocą elementów kontinuum wraz ze stożkiem, opisanym funkcją obciążenia zgodnie z rys. 5.17;
4. Poszczególne warianty niniejszej analizy różnią się sposobem opisu zachowania poszczególnych rodzajów gruntów pod obciążeniem. Zastosowano cztery warianty modelowania podłoża:
 - (a) całe podłoże gruntowe opisane modelem Modified Mohr Coulomb (MMC) - wariant 1;
 - (b) całe podłoże gruntowe opisane modelem Hardening Soil Small Strain Stiffness (HSs) - wariant 2;
 - (c) podłoże gruntowe opisane modelem Modified Mohr Coulomb (MMC) za wyjątkiem warstwy iłów pakietu IV opisanej modelem SCLAY1S - wariant 3;
 - (d) podłoże gruntowe opisane modelem Hardening Soil Small Strain Stiffness (HSs) za wyjątkiem warstwy iłów pakietu IV opisanej modelem SCLAY1S - wariant 4;
 - (e) podłoże gruntowe opisane modelem Hardening Soil Small Strain Stiffness (HSs) za wyjątkiem warstwy iłów pakietu IV opisanej modelem Modified Cam-Clay - wariant 5;
 - (f) podłoże gruntowe opisane modelem Hardening Soil Small Strain Stiffness (HSs) za wyjątkiem warstwy iłów pakietu IV opisanej modelem Soft Soil Creep - wariant 6;



RYSUNEK 5.18: Mapa przemieszczeń płyty fundamentowej silosu przy opisie całego podłoża gruntowego modelem MMC

numer repera	Tz - pomiary [mm]	Tz - wariant 1 [mm]	różnica [%]
10	103	193	46,6
11	118	202	41,6
15	118	197	40,1
5	135	222	60,8
1	148	233	36,5
2	156	235	33,6
12	151	223	32,3
6	150	233	35,6
3	155	228	32,0
13	157	219	28,3
4	138	214	35,5
14	129	196	34,2

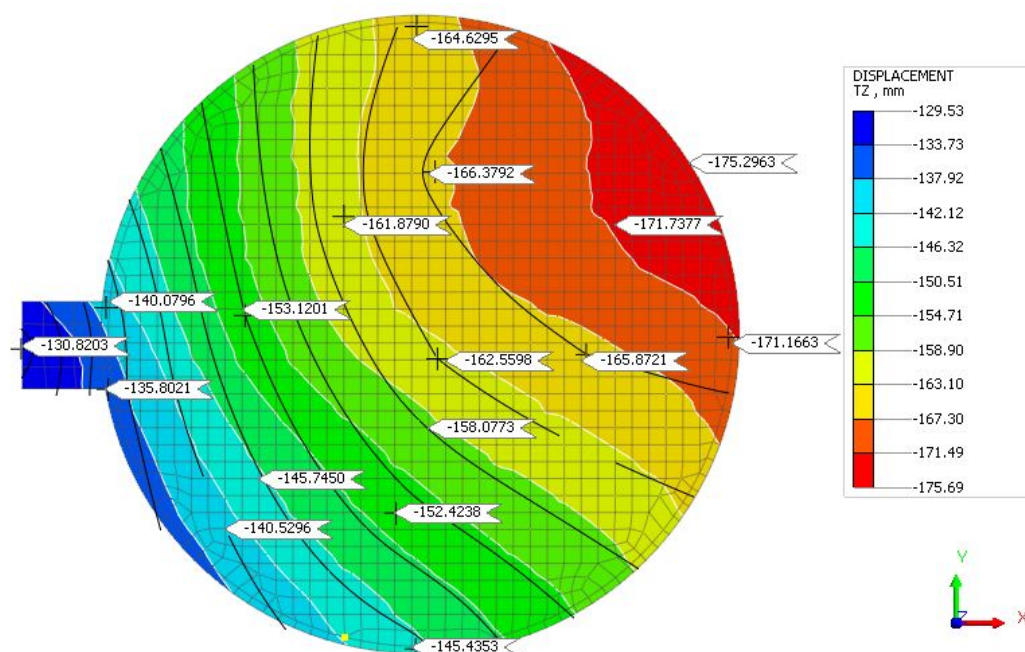
TABELA 5.4: Zestawienie tabelaryczne wyników przemieszczeń poszczególnych reperów oraz odpowiadającym im wyników przemieszczeń z analizy numerycznej wariantu czwartego

Wyniki przemieszczeń pionowych pierwszego wariantu, przedstawiono na rysunku 5.18. Pomiary przemieszczeń poszczególnych reperów i odpowiadające im przemieszczenia wynikające z analizy numerycznej zestawiono w tabeli 5.4. Z całą pewnością można stwierdzić, iż wyniki przemieszczeń pierwszego wariantu są istotnie przeszacowane. Osiedlenia

maksymalne wyniosły niespełna 240 mm, natomiast minimalne ponad 190 mm. Jest to znacząca rozbieżność z wynikami pomiarów geodezyjnych, które wynoszą odpowiednio 157 mm oraz 103 mm. Średnio dla wszystkich reperów błąd kształtuje się na poziomie 38,1 %.

Analizując mapę osiadania płyty fundamentowej, w pierwszej kolejności wyróżnia się prawie promienisty rozkład przemieszczeń z wyraźną propagacją w kierunku centrum płyty. Wyniki wykazują kompletny brak zbieżności z izoliniami naniesionymi na mapę, które wyraźnie wskazują wzrost przemieszczeń w kierunku górnej prawej strony płyty (strefy, którą określają wyniki reperów 12, 2, 3 i 13).

Wyniki wariantu pierwszego, można podsumować jako kompletny brak zbieżności, zarówno pod kątem wpasowania mapy osiadania z izoliniami, jak również różnic pomiędzy wartościami obliczonymi, a wynikami pomiarów.



RYSUNEK 5.19: Mapa przemieszczeń płyty fundamentowej silosu przy opisie całego podłoża gruntowego modelem HSS

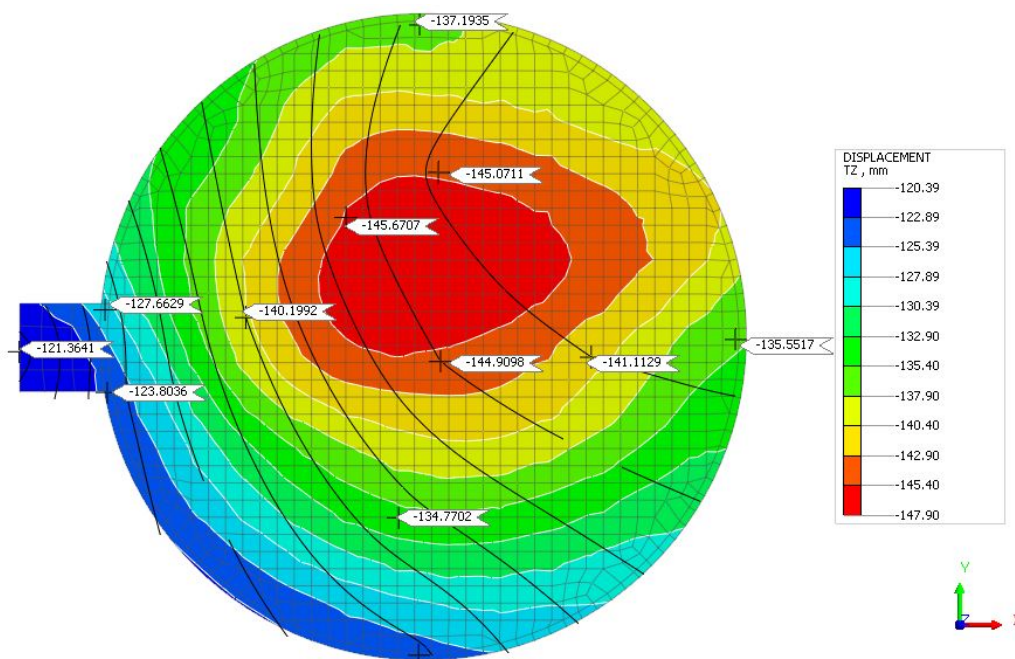
Wyniki przemieszczeń pionowych drugiego wariantu, przedstawiono na rysunku 5.19. Jest to wariant, dla którego osiągnięto największą zbieżność z mapą przemieszczeń reperów. Dla węzłów modelu, w pobliżu reperów wykazujących największe przemieszczenia pionowe (12 - 151 mm, 2 - 156 mm, 3 - 155 mm i 13 - 157 mm) określono w wyniku przeprowadzonej analizy osiadania odpowiednio 165 mm, 166 mm, 166 mm i 171 mm. Porównując te wyniki, poziom błędu wynosi od 6 do 8 %, co jest wartością w pełni zadowalającą.

Największą rozbieżnością cechuje się strefa wieży technologicznej, z błędem rzędu 20 % (103 mm przemieszczenia uzyskane na podstawie pomiarów oraz 131 mm w wyniku analizy numerycznej). Średnio jednak różnica, pomiędzy wynikami uzyskanymi z modelu tegoż wariantu, a pomiarami geodezyjnymi dla lokalizacji poszczególnych reperów, kształtuje się na poziomie 10,6 %. Poziom rozbieżności pozwala potwierdzić poprawność analizy i przyjętych założeń.

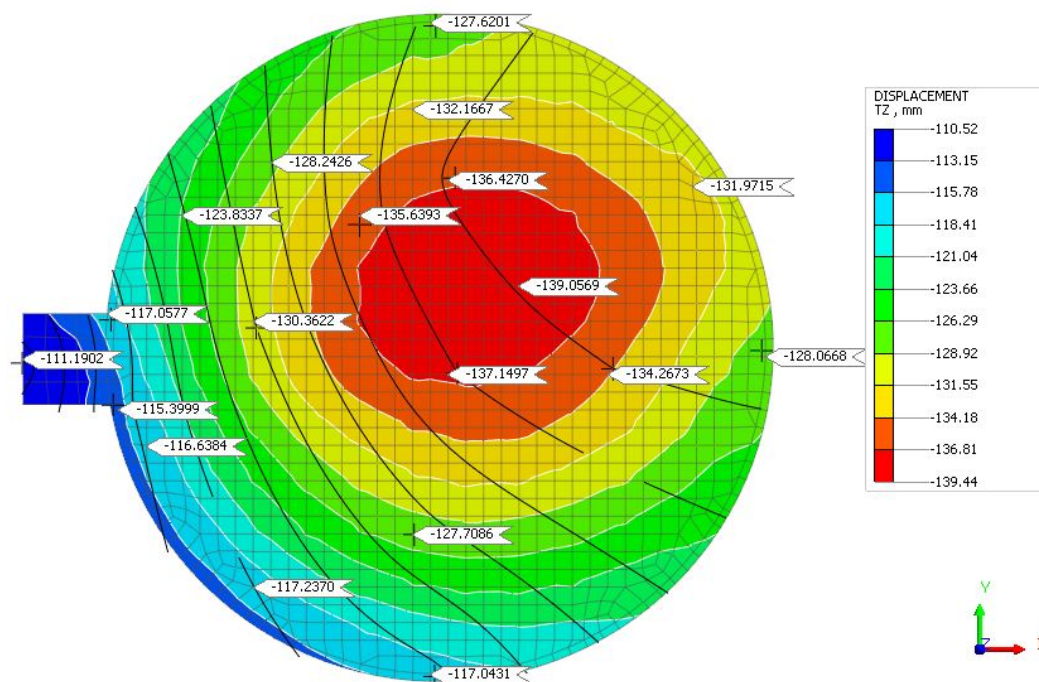
Przeszacowania wszystkich reperów i odpowiadające im wartości uzyskane w wyniku analizy zestawiono w tabeli 5.5.

numer repera	Tz - pomiary [mm]	Tz - wariant 2 [mm]	różnica [%]
10	103	131	21,3
11	118	140	15,7
15	118	136	13,2
5	135	153	11,8
1	148	162	8,6
2	156	166	6,0
12	151	165	8,5
6	150	163	7,3
3	155	166	6,6
13	157	171	8,2
4	138	152	9,2
14	129	145	11,0

TABELA 5.5: Zestawienie tabelaryczne wyników przemieszczeń poszczególnych reperów oraz odpowiadającym im wyników przemieszczeń z analizy numerycznej wariantu drugiego



RYSUNEK 5.20: Mapa przemieszczeń płyty fundamentowej silosu przy opisie podłoża gruntowego modelem MMC, za wyjątkiem ładu opisanego modelem SCLAY1S



RYSUNEK 5.21: Mapa przemieszczeń płyty fundamentowej silosu przy opisie podłoża gruntowego modelem HSS, za wyjątkiem iłu opisanego modelem SCLAY1S

Trzeci i czwarty wariant analizy porównawczej, są modyfikacjami odpowiednio - pierwszego i drugiego. Modyfikacja, polega na opisie najgłębszej warstwy iłów poznańskich, modelem konstytutywnym SCLAY1S. Wyniki przemieszczeń, zostały przedstawione dla wariantu trzeciego na rysunku 5.20, zaś dla czwartego na rysunku 5.21. Wyniki dla poszczególnych reperów zestawiono w tabeli 5.6 (wariant 3) oraz tabeli 5.7 (wariant 4).

numer repera	Tz - pomiary [mm]	Tz - wariant 3 [mm]	różnica [%]
10	103	121	14,8
11	118	127	7,1
15	118	123	4,1
5	135	140	3,5
1	148	146	1,4
2	156	145	7,1
12	151	137	9,3
6	150	145	3,3
3	155	141	9,0
13	157	136	13,4
4	138	134	2,9
14	129	125	3,1

TABELA 5.6: Zestawienie tabelaryczne wyników przemieszczeń poszczególnych reperów oraz odpowiadającym im wyników przemieszczeń z analizy numerycznej wariantu trzeciego

numer repera	Tz - pomiary [mm]	Tz - wariant 4 [mm]	różnica [%]
10	103	111	7,2
11	118	117	0,8
15	118	115	2,5
5	135	130	3,7
1	148	136	8,1
2	156	136	12,8
12	151	128	15,2
6	150	137	8,7
3	155	134	13,5
13	157	128	18,5
4	138	128	7,2
14	129	117	9,3

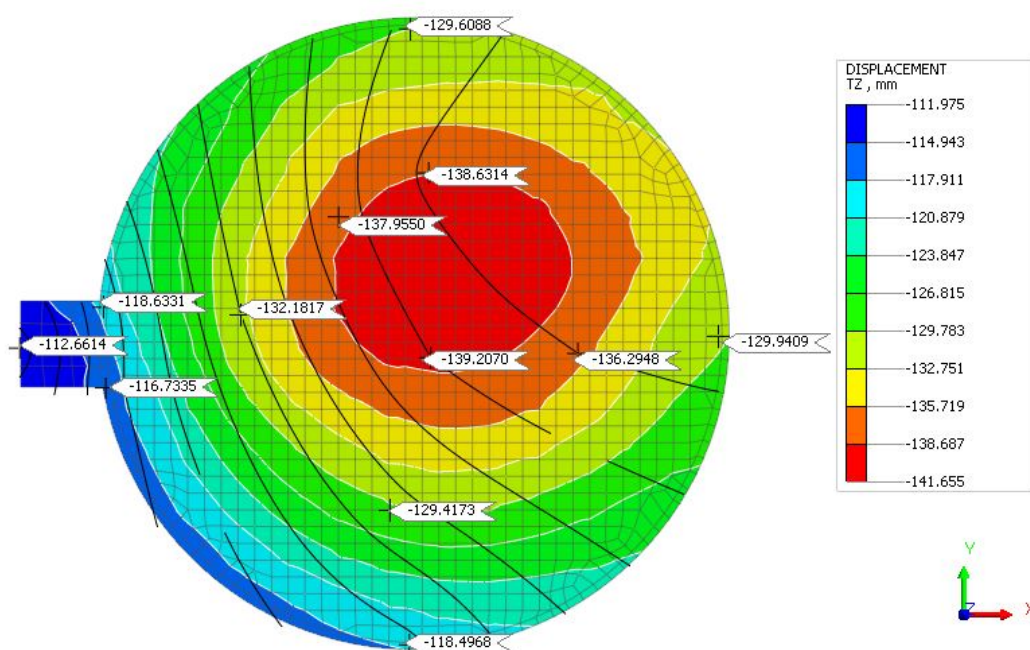
TABELA 5.7: Zestawienie tabelaryczne wyników przemieszczeń poszczególnych reperów oraz odpowiadającym im wyników przemieszczeń z analizy numerycznej wariantu czwartego

W obu przypadkach zauważalna jest redukcja przemieszczeń, w porównaniu do wariantów pierwszego i drugiego. Również wspólnym wykładnikiem jest osiągnięcie większej zbieżności w rejonie wieży technologicznej. Jednak istotne różnice w porównaniu do wariantu drugiego, są widoczne w kontekście wpasowania mapy osiadań z izoliniami. Na pierwszy plan, wysuwa się tutaj mniejsze skupienie osiadań maksymalnych w osi płyty, niż w wariacie pierwszym. Wciąż największe różnice, rzędu nawet 18,5 % w porównaniu

do pomiarów geodezyjnych, wykazuje strefa wydzielona reperami 12, 2, 3 oraz 13. Jest to poważne odchylenie od rzeczywistych pomiarów.

Biorąc pod uwagę statystykę, średnia różnica pomiędzy wynikami uzyskanymi z modelu wariantu trzeciego, a pomiarami geodezyjnymi dla lokalizacji poszczególnych reperów, kształtuje się na poziomie 6,58 %, zaś wariantu czwartego 8,96 %, co jest wynikiem w pełni zadowalającym i pod tym kątem osiągnięto wyższą zbieżność, niż w wariacie drugim. Nie zmienia to faktu, iż po realizacji pełni osiadań w przyszłości, stosunek ten, najprawdopodobniej jeszcze zmieni się na niekorzyść wariantów trzeciego i czwartego, gdzie różnice wzrosną.

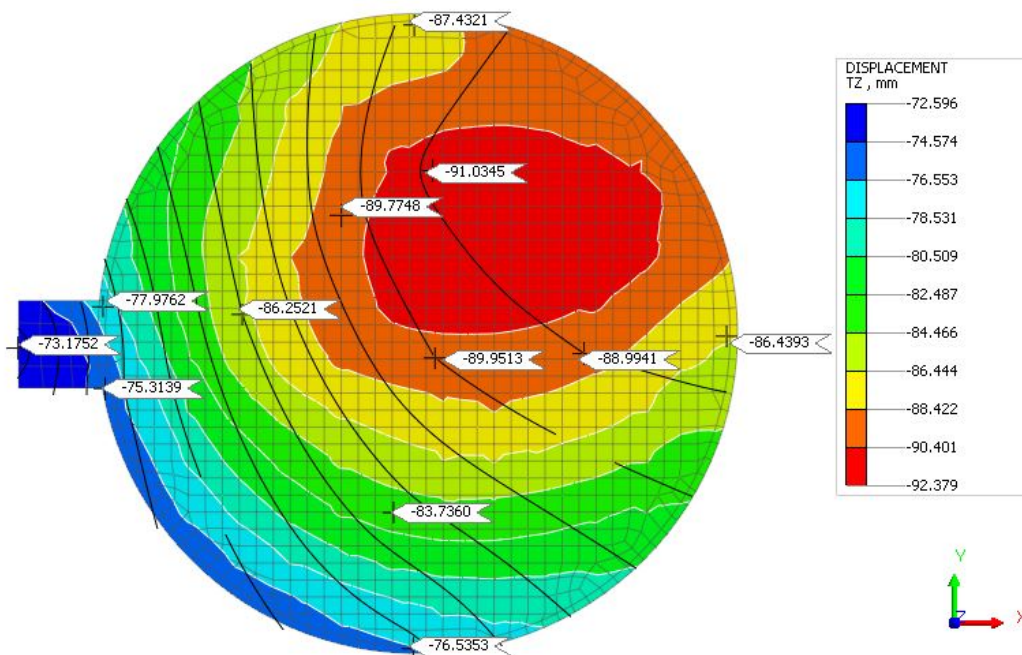
Piąty i szósty wariant, to warianty porównawcze w stosunku do czwartego. W piątym ił został opisany modelem Modified Cam-Clay, a w szóstym Soft Soil Creep. Są to modele dotychczas używane do opisu normalnie i lekko prekonsolidowanych gruntów spoistych. W każdym z tych wariantów, reszta gruntów została opisana modelem Hardening Soil Small Strain Stiffness, by móc bezpośrednio odnieść się do wariantu czwartego. Dla wariantu piątego, wyniki przemieszczeń przedstawiono na rysunku 5.22, zaś szóstego na rysunku 5.23. Wyniki dla poszczególnych reperów zestawiono w tabeli 5.8 (wariant 5) oraz tabeli 5.9 (wariant 6).



RYSUNEK 5.22: Mapa przemieszczeń płyty fundamentowej silosu przy opisie podłoża gruntowego modelem HSS, za wyjątkiem iłu opisanego modelem Modified Cam-Clay

numer repera	Tz - pomiary [mm]	Tz - wariant 5 [mm]	różnica [%]
10	103	113	9,7
11	118	119	0,8
15	118	117	0,8
5	135	132	2,3
1	148	138	7,2
2	156	139	12,2
12	151	130	16,2
6	150	139	7,9
3	155	136	14,0
13	157	130	20,8
4	138	129	7,0
14	129	119	8,4

TABELA 5.8: Zestawienie tabelaryczne wyników przemieszczeń poszczególnych reperów oraz odpowiadającym im wyników przemieszczeń z analizy numerycznej wariantu piątego



RYSUNEK 5.23: Mapa przemieszczeń płyty fundamentowej silosu przy opisie podłoża gruntowego modelem HSS, za wyjątkiem ifu opisanego modelem Soft Soil Creep

numer repera	Tz - pomiary [mm]	Tz - wariant 6 [mm]	różnica [%]
10	103	73	41,1
11	118	78	51,3
15	118	75	57,3
5	135	86	57,0
1	148	90	64,4
2	156	91	71,4
12	151	87	73,6
6	150	90	66,7
3	155	89	74,2
13	157	86	82,6
4	138	84	64,3
14	129	77	67,5

TABELA 5.9: Zestawienie tabelaryczne wyników przemieszczeń poszczególnych reperów oraz odpowiadającym im wyników przemieszczeń z analizy numerycznej wariantu szóstego

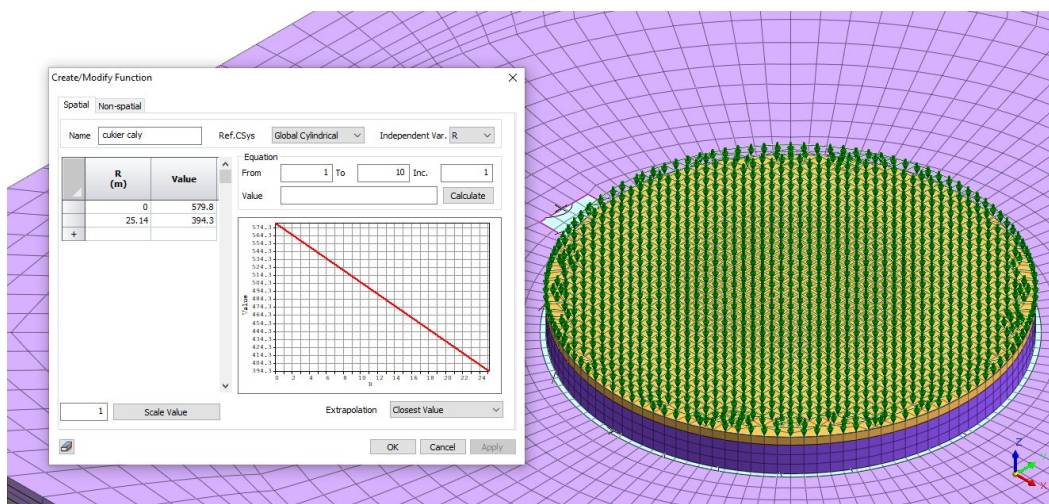
Porównując wyniki wariantu czwartego z wynikami wariantów piątego i szóstego w pierwszej kolejności można zaobserwować podobną reakcję na obciążenie w każdym z tych wariantów, szczególnie pod kątem mapy przemieszczeń. Również jak w wariacie czwartym, w dwóch ostatnich wariantach widać istotne przesunięcie lokalizacji maksymalnych osiadań do osi silosu. W wariantach czwartym i piątym układ izolinii jest niemal identyczny. W wariacie szóstym izolinie na mapie przemieszczeń pokrywają się w większym stopniu z izoliniami przemieszczeń reperów. Na tym jednak kończy się zbieżność wyników analizy tego wariantu z pomiarami rzeczywistymi. Różnica pomiędzy przemieszczeniami reperów, a przemieszczeniami oszacowanymi na podstawie analizy wariantu szóstego wynosi średnio 64,3 %. Wszystkie wartości są istotnie niedoszacowane, a z progiem minimalnego błędu wynoszącego 41,1 % wariant ten można podsumować jako znaczący brak zbieżności.

W wariacie piątym wyniki są niemal identyczne jak w wariacie czwartym. Poziom błędu dla wszystkich reperów wynosi średnio 8,1 %, (w wariacie czwartym 9,0 %) i jest to wartość akceptowalna. Nie uzyskano zbieżności, tak jak w wariacie czwartym, w zakresie wpasowania izolinii z mapą przemieszczeń uzyskaną z analizy numerycznej. Wyniki pozwalają jednak na stwierdzenie, iż oba modele uwzględniają zachowanie gruntu w zbliżony sposób, mimo dużo bogatszego opisu parametrycznego gruntu w modelu SCLAY1S. Co jednak dziwi, to rozbieżność wyników wariantu czwartego i szóstego. Oba modele są tzw. modelami pełzania, opartymi na tych samych założeniach, posiadają część wspólnych wzmocnień oraz wyrażają odkształcenia za pomocą tych samych formuł, jednakże nie ma to odzwierciedlenia w wynikach. Model SCLAY1S jest oczywiście bogatszy i z całą pewnością różni się w szeregu aspektów, natomiast ponad 50 % różnica pomiędzy wynikami z użyciem tych modeli jest istotną niezgodnością.

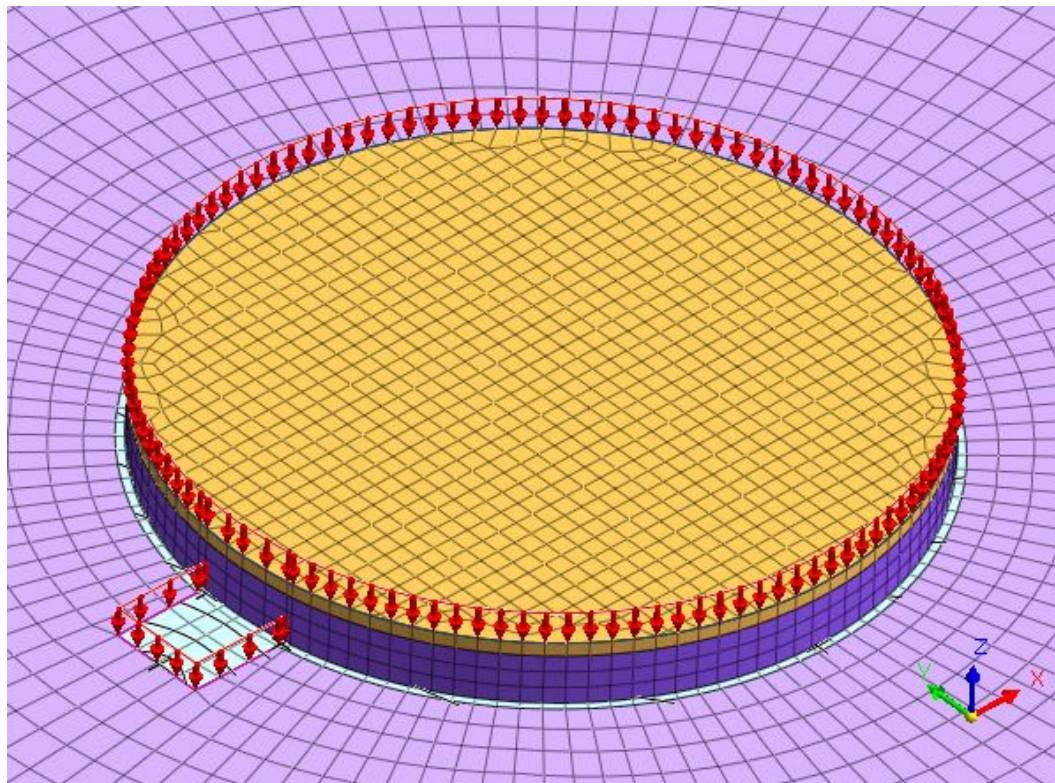
5.5.2 Wyniki analizy porównawczej w kontekście modelowania nadziemnej części obiektu wysokościowego

Drugi wariant wstecznej analizy porównawczej, polega na weryfikacji istotności modelowania konstrukcji nadziemnej, w numerycznej analizie geotechnicznej. Wykonano dwa modele, których wyniki przemieszczeń płyty fundamentowej, zostały przedstawione w niniejszym podrozdziale. Założenia analizy porównawczej są następujące:

1. Całe podłoże gruntowe zostało opisane modelem Hardening soil small strain stiffness;
2. Zamodelowana została praca pala za pomocą funkcji transformacyjnych;
3. Modele różnią się geometrią - w jednym zamodelowana jest płyta fundamentowa, pale, kondygnacja technologiczna, płaszcz i kopuła silosu oraz wieża technologiczna, w drugim model płyta fundamentowa, pale, kondygnacja technologiczna;
4. Modele różnią się sposobem obciążenia. Wariant pierwszy - z zamodelowanym silosem, obciążony jest ciężarem własnym elementów konstrukcyjnych oraz zamodelowanym cukrem (jak przedstawiono na rysunku 5.17). Wariant drugi - bez zamodelowanej górnej części silosu, został obciążony za pomocą liniowego obciążenia zamiennego w miejscu kontaktu płaszcz silosu ze stropem kondygnacji technologicznej oraz ścian wieży technologicznej z płytą fundamentową, zgodnie z rysunkiem 5.25. Obciążenie od konstrukcji silosu wynosi 444 kN/m , natomiast od wieży 348 kN/m . W owym wariantcie obciążenie cukrem zostało przyłożone do stropu kondygnacji technologicznej za pomocą funkcji, z uwzględnieniem stożka cukru, zgodnie z rysunkiem 5.24.

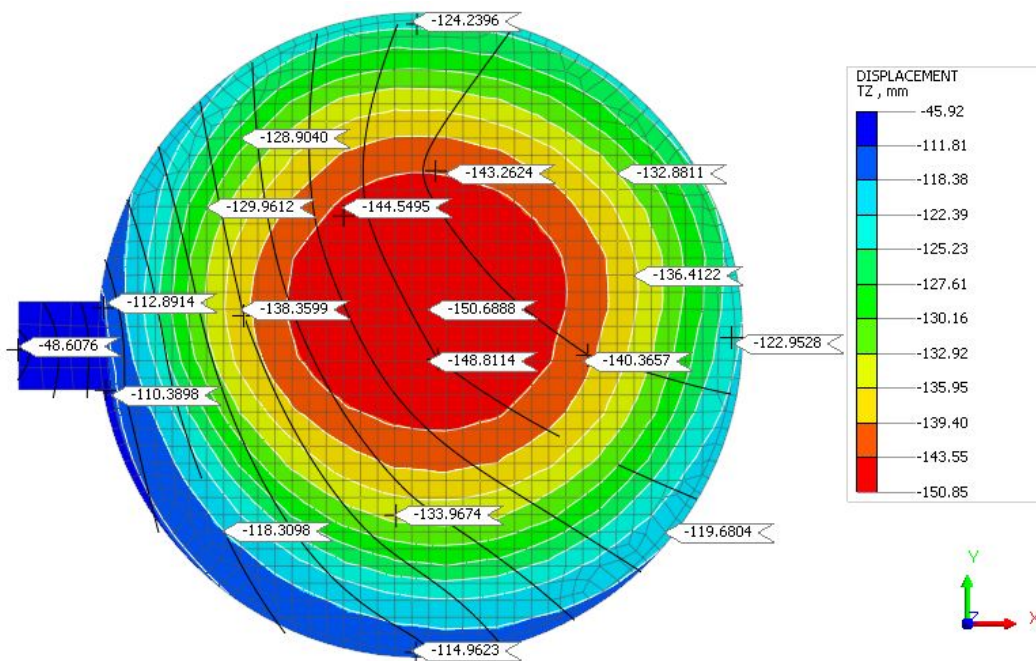


RYSUNEK 5.24: Obciążenie cukrem stropu nad kondygnacją technologiczną oraz funkcja stożka cukru w wariantcie bez zamodelowanego silosu i wieży technologicznej



RYSUNEK 5.25: Fragment modelu z widocznym obciążeniem zamiennym konstrukcji wieży technologicznej oraz silosu

Na rysunku 5.19, przedstawiono wyniki przemieszczeń pionowych płyty fundamentowej wariantu z zamodelowaną częścią nadziemną i cukrem, zaś na rysunku 5.26 wyniki przemieszczeń pionowych płyty fundamentowej wariantu bez zamodelowanej części nadziemnej i cukru, zastąpionych obciążeniem zamiennym.



RYSUNEK 5.26: Wyniki przemieszczeń pionowych wariantu analizy bez uwzględnienia w modelu silosu oraz wieży technologicznej

Największą zbieżność, uzyskano w zakresie maksymalnych przemieszczeń płyty (ok. 151 mm), co w zestawieniu z reperem szóstym (150 mm) daje praktycznie 100 % konwergencję. Jest to jednak jedyny aspekt, w którym ten wariant odzwierciedla rzeczywiste pomiary.

W kwestii osiadań minimalnych w rejonie wieży technologicznej, analiza wykazała wyraźną rozbieżność. Pomiary reperów, wykazują przemieszczenia 103-118 mm, natomiast wyniki analizy, wskazują na 48-113 mm. W przypadku punktu styku wieży z silosem różnica jest niewielka, natomiast na przeciwnym boku niedoszacowanie analizy jest rzędu 215 %. Jest to ogromna różnica.

Największą jednak rozbieżność można zaobserwować, po wpasowaniu mapy osiadań, z izoliniami pochodzącymi z pomiarów przemieszczeń reperów. Jak zostało już kilkakrotnie powiedziane, wartości przemieszczeń pionowych rosną w kierunku pomiędzy reperami 12 i 13. Wyniki analizy bez zamodelowanego silosu wskazują maksymalne przemieszczenia w centrum płyty, z bardzo niewielką dysproporcją przemieszczeń w rejonie pomiędzy reperami 12 i 13 do reperów rejonu 14 i 15 (około 10-20 mm).

Osiadania maksymalne, skupione w centralnej części płyty, są wynikiem braku zamodelowanych elementów konstrukcji silosu, wieży, a przede wszystkim cukru. Jeśli porównać obciążenie przyłożone do stropu, zamiast zamodelowanych trójwymiarowych elementów, to mimo jednakowej wartości naprężeń przykładanych do tej samej powierzchni, środek ciężkości w przypadku modelu z silosem jest znacznie wyżej. W wyniku znacznych różnic przemieszczeń pionowych w obrębie płyty, o których można mówić w opisywanym przypadku (ok. 50-60 mm), na dodatek w jednym kierunku, obiekt uległ przechyłowi. To z kolei, zgodnie z teorią II rzędu, powoduje powstanie szeregu nowych sił.

Efekty II rzędu w analizie statycznej oraz wymiarowaniu, oznaczają uwzględnienie dodatkowego wpływu przemieszczeń na wartości sił wewnętrznych. W przypadku zwykłej, geometrycznie liniowej statyki, wpływ odkształcenia nie objawia się w żaden sposób w siłach wewnętrznych. Im większe zatem wychylenie słupa, ściany, czy innego smukłego elementu, tym większe są nowopowstałe siły (Pędziwiatr, 2017).

W przypadku budynków wysokościowych efekty te mają istotny wpływ, a w przypadku obiektu takiego jak silos - niezwykle istotny (przy porównaniu obu obiektów tej samej wysokości). Głównie za sprawą wyżej położonego środka ciężkości w porównaniu do budynków wysokościowych, z uwagi na wypełnienie silosu materiałem stanowiącym najczęściej dominujące obciążenie. Jeśli spojrzeć na mapę przemieszczeń pionowych w wariancie drugim, ekstremum jest zlokalizowane w centralnej części płyty, a osiadania są tym mniejsze, im dalej od centrum. Konsekwencją tego jest brak wychylenia konstrukcji, a więc znikomy dodatek nowych oddziaływań, w postaci efektów II rzędu. W rzeczywistości osiadania, które rosną w jednym kierunku, powodują bezpośrednio wychylenie konstrukcji, zgodnie z rysunkiem 5.8. Analiza numeryczna wariantu pierwszego, z zamodelowaną konstrukcją silosu i wieży, wykazała dużo większą zbieżność z rzeczywistą pracą układu.

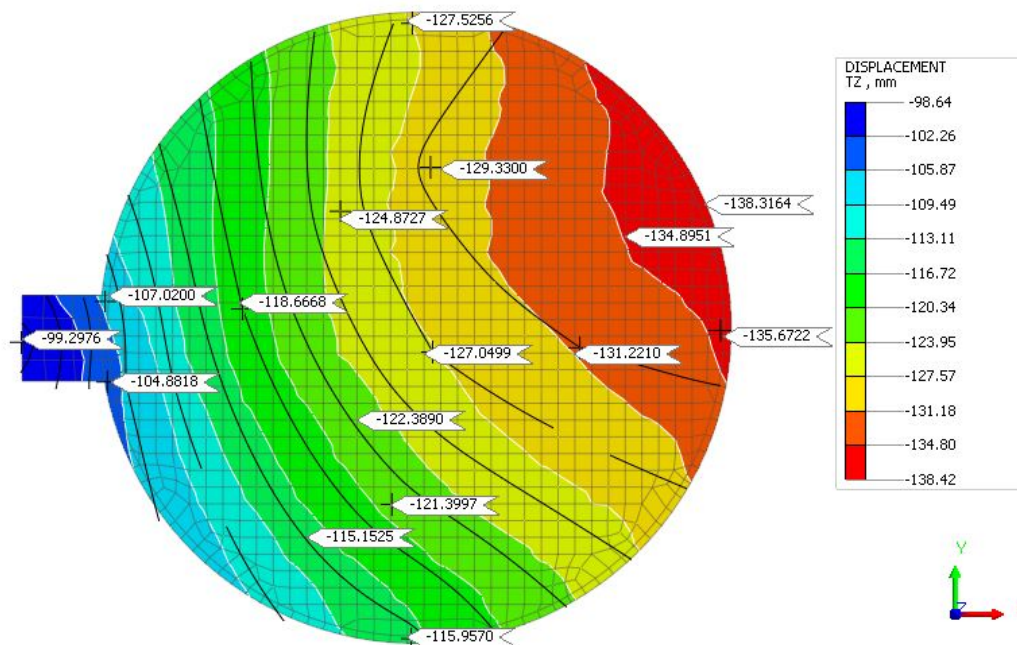
W przypadku analiz numerycznych obiektów, w których mogą wystąpić efekty II rzędu, zdaniem autora kluczowym jest zamodelowanie całej geometrii obiektu. Zamodelowanie jedynie konstrukcji posadowienia i przyłożenie nań obciążeń skupionych, może być zasadne, jedynie w przypadku bardzo krępych konstrukcji lub w przypadku, gdy celem analizy jest wstępne oszacowanie przemieszczeń na przykład na etapie koncepcji.

5.5.3 Wyniki analizy porównawczej w kontekście modelowania pracy pali

Trzeci wariant wstecznej analizy porównawczej, polega na weryfikacji istotności zaimplementowania charakterystyki mobilizacji podstawy i poboczniczy pala, do programu numerycznego. Wykonane zostały dwa modele, których wyniki przemieszczeń płyty fundamentowej zostały przedstawione w niniejszym podrozdziale. Założenia analizy porównawczej są następujące:

1. Całe podłoże gruntowe zostało opisane modelem *Hardening soil small strain stiffness*;
2. Zamodelowana została cała geometria silosu wraz z wieżą technologiczną;
3. Obciążenie w obu przypadkach zostało zamodelowane w ten sam sposób. Obciążenie, wynikające z ciężaru własnego elementów konstrukcyjnych oraz zamodelowane elementy kontinuum cukru, wraz z funkcją obciążenia stożka (jak przedstawiono na rysunku 5.17);
4. Modele różnią się zamodelowaniem pali przemieszczeniowych. Pierwszy wariant, uwzględnia krzywą osiadania pala oraz rozdział nośności na podstawę i pobocznicę, w zależności od obciążenia, których charakterystyki są opisane, za pomocą krzywo liniowych funkcji transformacyjnych. Wykresy obciążenie-osiadanie, zostały przedstawione na rysunku 5.15. W drugim wariancie, pale są zamodelowane za pomocą elementów prętowych, osadzonych w podłożu gruntowym *embedded beam*. W obu

wariantach, pal jest zamodelowany jako element jednowymiarowy o jednakowym module Younga, współczynnika Poissona oraz ciężarze, jak również posiada nadaną jednakową charakterystykę przekrojową na całej długości.



RYSUNEK 5.27: Wyniki przemieszczeń pionowych wariantu analizy bez wprowadzenia funkcji transformacyjnych

Na rysunku 5.19, przedstawiono wyniki przemieszczeń pionowych płyty fundamentowej dla wariantu pierwszego, zaś na rysunku 5.27 dla wariantu drugiego.

Jednoznacznie widać, że mapy osiadania wraz z kierunkiem propagacji przemieszczeń, są do siebie bardzo zbliżone. Osiedlenia różnicowe w obu wariantach wynoszą 40 mm, natomiast kwestią różniącą wyniki obu wariantów są wartości przemieszczeń. Maksymalne przemieszczenia pionowe, odczytane z repery 13 wynoszą 157 mm, natomiast dla węzła znajdującego się najbliżej tego punktu, wyniki przemieszczeń z analizy wynoszą 171 mm dla wariantu pierwszego i 135 mm dla wariantu drugiego.

Najmniejsze przemieszczenia w obrębie silosu wynoszą 118 mm (repery 11 oraz 15), a w rejonie wieży 103 mm (reper 10). Wyniki analizy wariantu pierwszego w węzłach najbliższej lokalizacji repery 11 wynoszą 140 mm, repery 15 - 135 mm, a repery 10 - 131 mm. W przypadku przemieszczeń tej części płyty, analiza wariantu drugiego jest nieco dokładniejsza i przemieszczenia węzłów najbliższej lokalizacji repery 11 wynoszą 107 mm, repery 15 - 105 mm, a repery 10 - 99 mm.

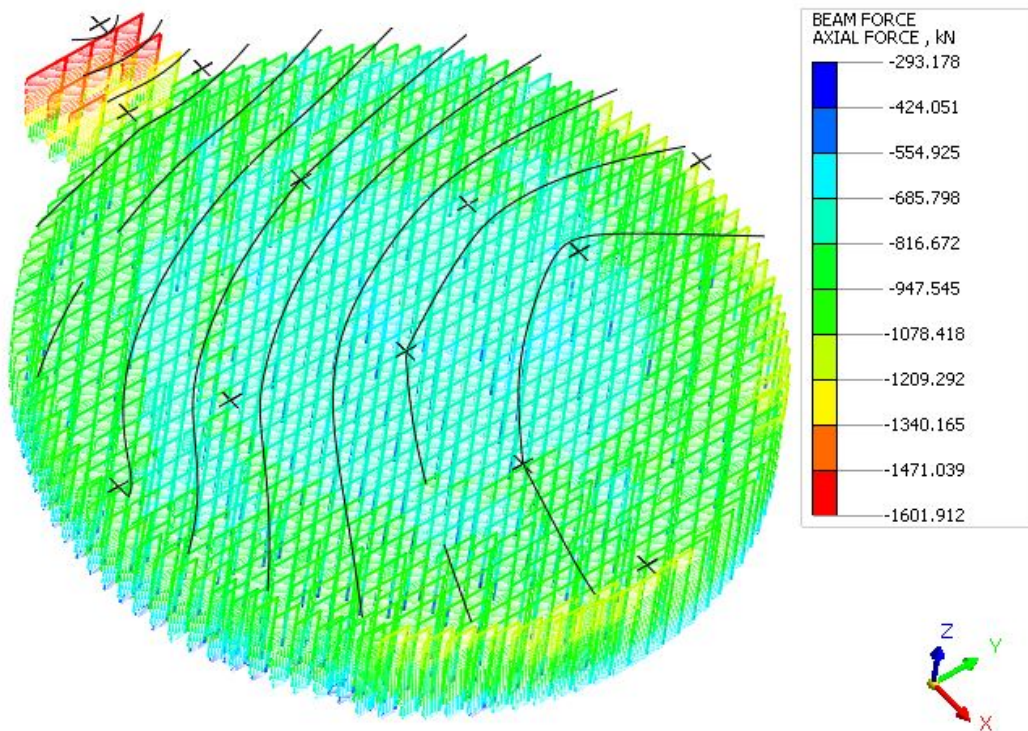
Biorąc pod uwagę wyniki przemieszczeń z obu wariantów analizy porównawczej pali, nasuwa się powiedzenie "prawda leży gdzieś po środku". Ten "środek", jest jednak w ocenie autora, bliższy wariantowi pierwszemu z dwóch wariantów.

Jak wspomniano we wstępie niniejszego rozdziału, podane pomiary przemieszczeń reperów, zostały wykonane w 2020 roku, a podłoże w dalszym ciągu pracuje. W nieliniowej

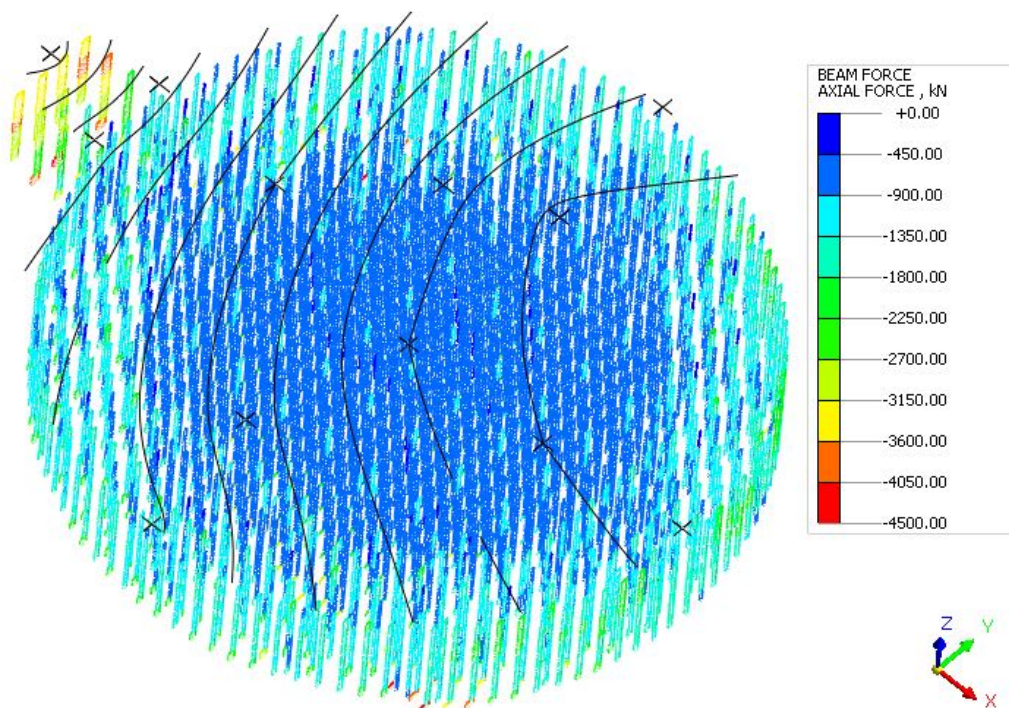
analizie naprężeń nie uwzględnia się czynnika czasu, a otrzymane wyniki są wynikami ostatecznymi, po realizacji osiadań natychmiastowych, konsolidacyjnych oraz pełzania. Zakładając, że osiadania ostatecznie zwiększą się w stosunku do tych z 2020 roku o kilka procent, sugeruje to dosadnie niedoszacowanie wyników wariantu drugiego.

Drugą kwestią, sugerującą większą poprawność wariantu pierwszego, są wyniki sił osiowych w palach. Na rysunku 5.28, przedstawiono wartości sił osiowych w palach dla wariantu pierwszego, zaś na rysunku 5.29, dla wariantu drugiego.

W pierwszym wariacie siły w palach są mniejsze, co sugeruje większy udział płyty fundamentowej w przenoszeniu obciążenia. Pale w wariacie drugim, widocznie przesytywiają układ przejmując większość przypadającego na fundament obciążenia, a wartości sił osiowych w niektórych miejscach przekraczają nośność możliwą do osiągnięcia przez pale przemieszczeniowe. Objawia się to w dużo mniejszych wartościach przemieszczeń pionowych fundamentu w wariacie drugim (o niecałe 30 mm dla najgorszego węzła). Ponadto, sam rozkład sił w palach jest dużo bardziej przejrzysty w tym wariacie, a wartości sił osiowych na długości pala są równomierniej rozłożone. Wyniki sił osiowych w wariacie drugim, cechują częste lokalne wzrosty wartości (ang. *peak'i*), głównie na węzłach podstawy pala. Mimo, iż analiza nie wykazała błędów ani problemów z osiągnięciem zbieżności, program w założonej liczbie inkrementów obciążenia często nie był w stanie jej osiągnąć i solver musiał podzielić przyrosty obciążenia kolejnych inkrementów na drobniejsze (ang. *bisect*). To z kolei budzi wątpliwości, a wartości ekstremalne sił w pewnych miejscach stanowiączo przekraczają nośności niektórych pali przemieszczeniowych. Obecnie, możliwy jest również na etapie próbnego obciążenia, pomiar dystrybucji siły wzdłuż pala (Kraśński i Sieńko, 2010). Mając takie dane, możliwym byłoby ostateczne rozstrzygnięcie kwestii poziomów zbieżności obu wariantów. Dysponując jedynie danymi o przemieszczeniach reperów, analiza wykazała większą zbieżność dla wariantu, z zastosowaniem funkcji transformacyjnych.



RYSUNEK 5.28: Wyniki sił osiowych wariantu analizy z wprowadzonymi charakterystykami mobilizacji pała opisanymi funkcjami transformacyjnymi



RYSUNEK 5.29: Wyniki sił osiowych wariantu analizy bez wprowadzenia funkcji transformacyjnych

5.6 Osiosymetryczny model numeryczny

Silosy są konstrukcjami, których geometria często jest bryłą osiosymetryczną. Opisywany silos cukrowniczy, oprócz osiosymetrycznej geometrii, charakteryzuje się regularnym układem słupów i pali, co pozwala na użycie tego typu modelu. Model naturalnie nie pozwolił uwzględnić wieży technologicznej. Warstwy poszczególnych, wyodrębnionych w modelu pakietów gruntu wykazują jednak nieduże wahania rzędnych. To pozwala na pewne ustępstwa w modelowaniu oraz uproszczenie geometrii, a w konsekwencji, opisywane w poniższej części rozdziału wyniki analiz są obarczone pewnym świadomym błędem, wynikającym z tego uproszczenia.

Zastosowanie jednak takiego uproszczonego modelu quazi-przestrzennego, wiąże się jednak z istotną zaletą. W przypadku opisywanego silosu model trójwymiarowy jest zbudowany z 84 razy większej ilości elementów skończonych, w porównaniu z modelem osiosymetrycznym. Jest to ogromna różnica, zarówno pod kątem prawdopodobieństwa osiągnięcia zbieżności dla kolejnych faz konstrukcyjnych i inkrementów obciążenia, jak również czasu obliczeń.

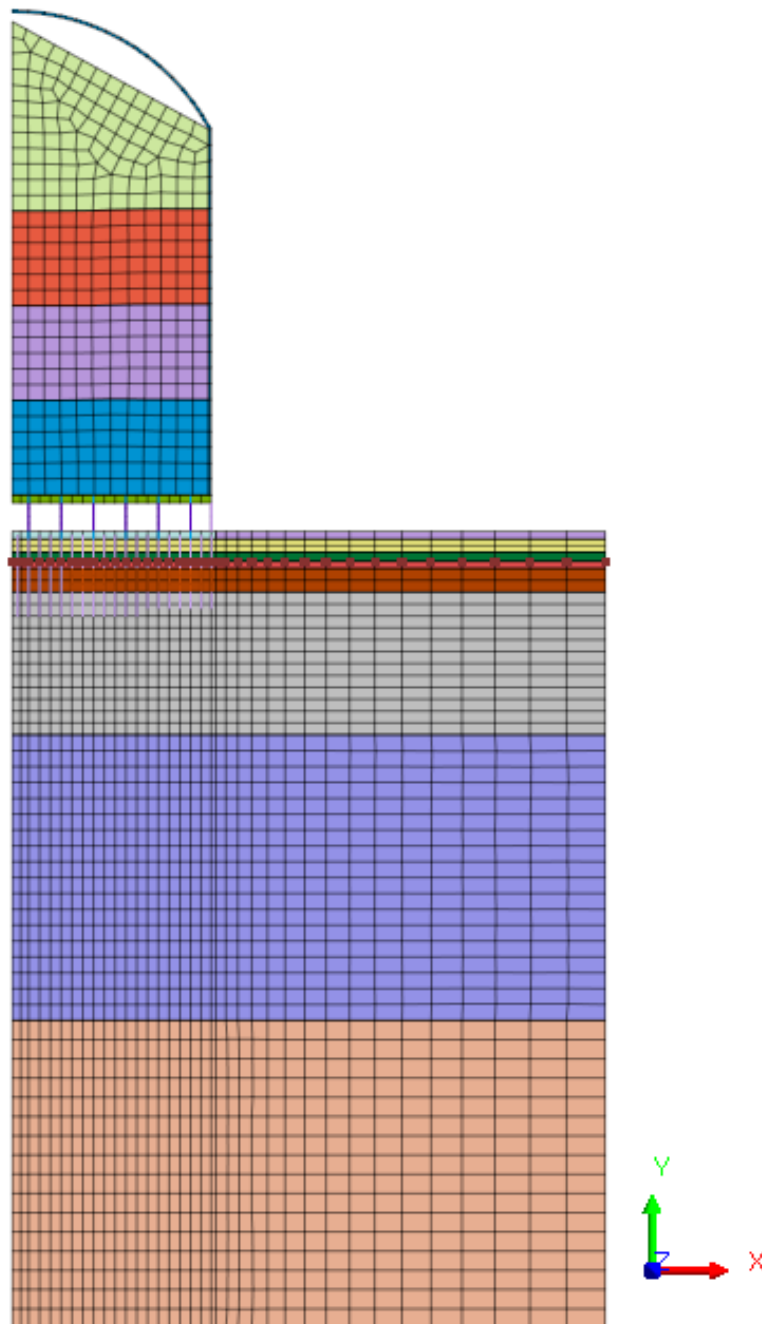
Przeliczenie przez program nieliniowej analizy naprężeń w modelu osiosymetrycznym zajmuje ok. 10 sekund, natomiast ta sama analiza w dużo bardziej złożonym trójwymiarowym modelu ok. 3 godziny. Sprzężona analiza przepływów i naprężeń (*fully coupled seepage stress*) w modelu osiosymetrycznym zajmuje około 5 razy więcej czasu. Analogicznie można założyć, że podobny przelicznik można by było przyjąć w modelu trójwymiarowym, co skutkowałoby 15 godzinnymi obliczeniami. Moce sprzętowe jednak nie pozwoliły tego zweryfikować, gdyż program po kilku godzinach obliczeń pokazywał brak zbieżności i kończył obliczenia. Dla kolejnych faz konstrukcyjnych, wraz kolejnymi iteracjami, błąd w oszacowaniu stanu naprężeń i odkształceń rósł, do momentu aż poziom rozbieżności z założeniami analizy nie pozwalał na dalszą kontynuację obliczeń.

Analizę pracy silosu w czasie, wykonano zatem na modelu osiosymetrycznym. Weryfikacja zbieżności z pomiarami geodezyjnymi, została przeprowadzona w oparciu o wykresy przemieszczeń reperów w czasie, przedstawionych na rysunku 5.7. Jak pisano we wstępie niniejszego rozdziału, częstotliwość pomiarów geodezyjnych była zmienna w czasie, a biorąc pod uwagę ciągłą pracę obiektu, część cykli obciążenia nie została na nich uwzględniona, co wyraźnie widać na wykresach. Badania zbieżności są zatem skupione na pomiarze różnicy osiadań maksymalnych do minimalnych, zakresu sprężystych odkształceń związanych z odciążeniem silosu oraz wpasowania wartości maksymalnych osiadań, w danym punkcie na osi czasu.

5.6.1 Budowa modelu numerycznego

Osiosymetryczny model, został stworzony na podstawie przekroju silosu z projektu wykonawczego oraz przekroju trójwymiarowego numerycznego modelu, opisanego w niniejszym rozdziale. Model ma zatem 75 m szerokości i łącznie z kopułą, 167 m wysokości. Warstwy poszczególnych pakietów gruntu zostały wygładzone, a stropy i spągi warstw zamodelowano w bardziej horyzontalny sposób. Model ten został stworzony z 2694 elementów skończonych i posiada 2676 węzłów. Model trójwymiarowy posiadał odpowiednio

- 225627 elementów skończonych oraz 223229 węzłów. Na rysunku 5.30, przedstawiono widok modelu osiowosymetrycznego. Pionowy wymiar siatki elementów skończonych gruntu maleje wraz z wysokością modelu (od 2,44 m na spodzie modelu do 1 m przy powierzchni terenu), zaś poziome zagęszczenie siatki zwiększa się do osi modelu (minimalna szerokość to 1 m w osi i rośnie do 4,90 m na brzegu modelu).



RYSUNEK 5.30: Widok modelu osiowosymetrycznego w programie

Konstrukcja silosu została zamodelowana na podstawie jedno- oraz dwuwymiarowych elementów elementów kontinuum. Pale oraz słupy, zostały zamodelowane przy użyciu jednowymiarowych elementów prętowych z nadaniem im charakterystyk przekrojowych,

zgodnych z rzeczywistą geometrią oraz rozstawem. Płaszcz oraz kopułę, jak również wieżę technologiczną, zamodelowano za pomocą dwuwymiarowej siatki elementów skończonych, o wymiarach odpowiadających rzeczywistym. Do każdego elementu zostały przypisane właściwości bryły osiosymetrycznej, by program podczas obliczeń pozornie płaski model interpretował w sposób trójwymiarowy właśnie jako bryłę obrotową.

Do wszystkich elementów konstrukcyjnych, został przypisany izotropowy, sprężysty model konstytutywny bazujący na prawie Hooke'a (*elastic - structure*), o parametrach charakterystycznych dla danego materiału konstrukcyjnego. Parametry materiałowe przedstawiono we wcześniejszej części niniejszego rozdziału, w tabeli 5.1.

5.6.2 Parametryzacja podłoża gruntowego

Podział podłoża gruntowego na warstwy, został dokonany w sposób analogiczny do modelu trójwymiarowego. Jak już wspomniano, uproszczono stropy i spągi warstw, do linii horyzontalnych. Do opisu materiału gruntowego w modelu, na potrzeby poszczególnych analiz, zastosowano te same modele konstytutywne, co w analizach na modelu trójwymiarowym:

1. Nieliniowe modele zasadnicze drugiej generacji - Modified Mohr Coulomb (MMC) oraz Hardening Soil Small Strain Stiffness (HSs). Modele opisujące nieliniowe zachowanie sprężyste oraz plastyczne z eliptycznym ograniczeniem powierzchni plastyczności (*cap*), z opcjonalnym wzmocnieniem (*hardening*). Model Hardening Soil Small Strain Stiffness uwzględnia dodatkowo zmianę sztywności w zakresie małych odkształceń gruntu. Modele te nie uwzględniają zmian gruntu w czasie.
2. Nieliniowy model stanu krytycznego (drugiej generacji) - Modified Cam-Clay, będący jednym z najstarszych i najszerszej stosowanych modeli do opisu gruntów spoistych. Model bazuje na teorii stanu krytycznego, odwzorowując w sposób przestrzenny zachowanie gruntu podczas jednoosiowego testu edometrycznego. Model uwzględnia "pamięć" gruntu w kwestii historii obciążenia, jednak nie uwzględnia zmian właściwości gruntów w czasie.
3. Zaawansowany model do opisu iłu SCLAY1S, opisany w rozdziale 2 i 4. Model posiadający 3 wzmocnienia - wzmocnienie związane z plastycznymi odkształceniami objętościowymi tożsamy z modelem Modified Mohr Coulomb, wzmocnienie opisujące zmianę nachylenia krzywej plastyczności określonej przez odkształcenia plastyczne (objętościowe i ścinania), a także wzmocnienie związane z destrukuryzacją, czyli degradacją wiązań wynikłych z odkształceń plastycznych. Model również uwzględnia pełzanie oraz dostosowanie do prędkości zmian objętościowych w czasie, co w gruntach o bardzo powolnym czasie reakcji, gdzie udział odkształceń reologicznych ma duże znaczenie, jest niezwykle istotne.
4. Model będący zbliżoną, starszą wersją modelu SCLAY1S, opartą na tych samych założeniach - Soft Soil Creep. Jest to model uwzględniający część wzmocnień SCLAY1S,

jak również anizotropię gruntu oraz lepko-plastyczne odwzorowanie zjawiska pełzania. Model uwzględnia, podobnie jak SCLAY1S, czynnik czasu oraz prędkość zmian zachodzących w gruncie oraz dostosowuje zakres nasadki *cap*.

Wartości parametrów poszczególnych warstw gruntu, dla każdego modelu konstytutywnego, są identyczne jak te użyte w modelu trójwymiarowym. Wartości poszczególnych parametrów modelu MMC zestawiono na rysunku 5.11, modelu HSS na rysunku 5.13, modelu SCLAY1S w tabeli 4.17, modelu MCC w tabeli 5.2, zaś modelu SSC w tabeli 5.3.

Sprężona analiza przepływu oraz naprężeń jest związana ze wzajemnym wpływem zmian odkształcenia, związanych z przepływem wody w ośrodku gruntowym, jak również zmian stanu naprężenia. Niezbędne w tego typu analizie jest dokładniejsze opisanie parametrów i charakterystyk gruntu, związanych z wodoprzepuszczalnością. Parametry odpowiedzialne za charakter przepływu oraz konsolidacji to: współczynnik filtracji k gruntu, wyrażony w jednostce m/d lub cm/s oraz współczynnik wodopojemności sprężystej właściwej S_s , wyrażony w jednostce $1/m$. W tabeli 5.10 zestawiono wartości tych parametrów dla poszczególnych warstw gruntu.

warstwa	$k [m/d]$	$S_s [1/m]$
IA1	1,0	1e-005
IIA3	6	0.0001
IID2	0.01	2e-007
IIB2	2	1e-006
IIIA6	30	0.001
IIVA4	1e-008	1e-007

TABELA 5.10: Zestawienie parametrów związanych z przepływem wody i konsolidacją

Współczynnik filtracji, został określony za pomocą średniej geometrycznej z wartości minimalnej i maksymalnej tegoż parametru, zestawionego w tabeli parametrów pochodzącej z dokumentacji geologiczno-inżynierskiej przygotowanej dla inwestycji (GT Projekt, 2012). Tabela parametrów z dokumentacji, została przedstawiona na rysunku 4.28. Wartości współczynnika wodopojemności sprężystej właściwej, zostały określone i przedstawione dla różnych rodzajów gruntu w poszczególnych stanach plastyczności i zagęszczenia przez Batu (Batu, 1998). Tabelę przytoczono na rysunku 5.31. Ponadto, współczynnik ten możliwy jest do wyznaczenia wzorem 5.2.

$$S_s = \rho g (\alpha + n\beta) \quad (5.2)$$

Gdzie:

ρ - gęstość wody [1000 kg/m^3];

g - przyspieszenie ziemskie [$9,8 \text{ m/s}^2$];

α - ściśliwość porowatego ośrodka nasyconego [T^2L/M], według tabeli z rys. 5.32

n - porowatość gruntu [-]

β - ściśliwość wody ($4,4 \times 10^{-10} \text{ pa}^{-1}$) [T^2L/M]

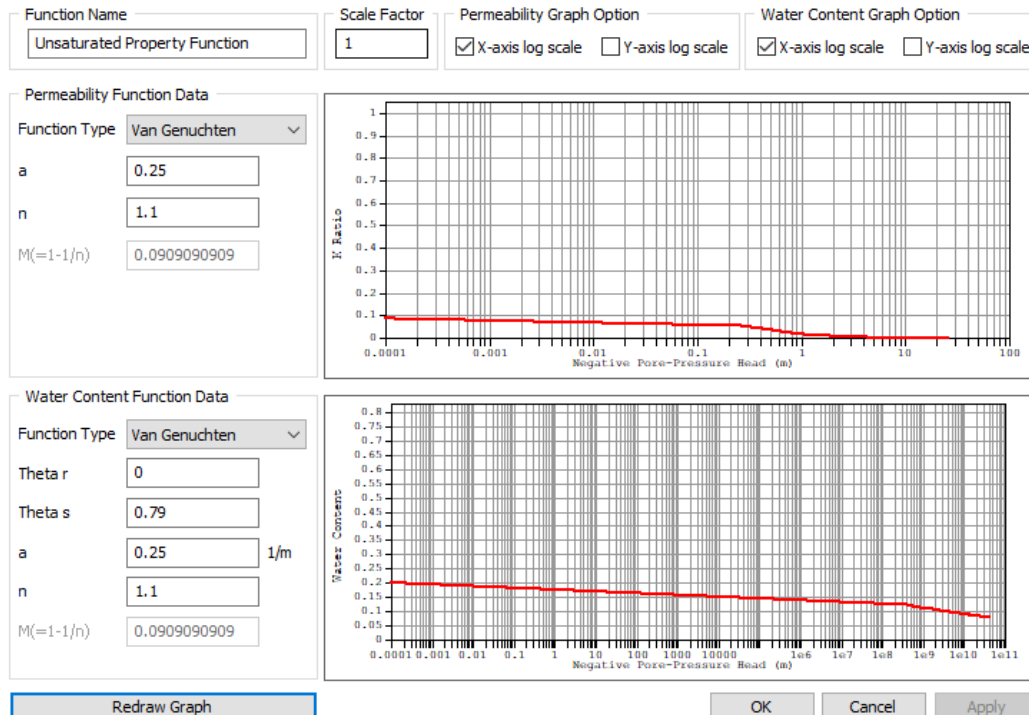
Material	S_s (ft^{-1})
Plastic clay	7.8×10^{-4} to 6.2×10^{-3}
Stiff clay	3.9×10^{-4} to 7.8×10^{-4}
Medium hard clay	2.8×10^{-4} to 3.9×10^{-4}
Loose sand	1.5×10^{-4} to 3.1×10^{-4}
Dense sand	3.9×10^{-5} to 6.2×10^{-5}
Dense sandy gravel	1.5×10^{-5} to 3.1×10^{-5}
Rock, fissured	1×10^{-6} to 2.1×10^{-5}
Rock, sound	$< 1 \times 10^{-6}$

RYSUNEK 5.31: Wartości współczynnika wodopojemności sprężystej właściwej S_s dla poszczególnych gruntów (157)

Material	Compressibility, α (m^2/N or Pa^{-1})
Clay	10^{-8} to 10^{-6}
Sand	10^{-9} to 10^{-7}
Gravel	10^{-10} to 10^{-8}
Jointed rock	10^{-10} to 10^{-8}
Sound rock	10^{-11} to 10^{-9}

RYSUNEK 5.32: Ściśliwości α poszczególnych gruntów (157)

Iłom, charakteryzującym się bardzo niską wodoprzepuszczalnością, przypisano właściwości gruntu nienasyconego. Charakterystyka została określona metodą Van Genuchtena, w zależności od parametrów krzywej retencji wodnej (Van Genuchten i Leij, 1989; Szymkiewicz et al., 2014). Rysunek 5.33, przedstawia wartości parametrów krzywej retencji wprowadzonych do programu.



RYSUNEK 5.33: Zaimplementowane do programu parametry krzywych retencji osrodka nienasyconego

Gdzie:

α - współczynnik zależny od ciśnienia wejścia powietrza [cm^{-1}];

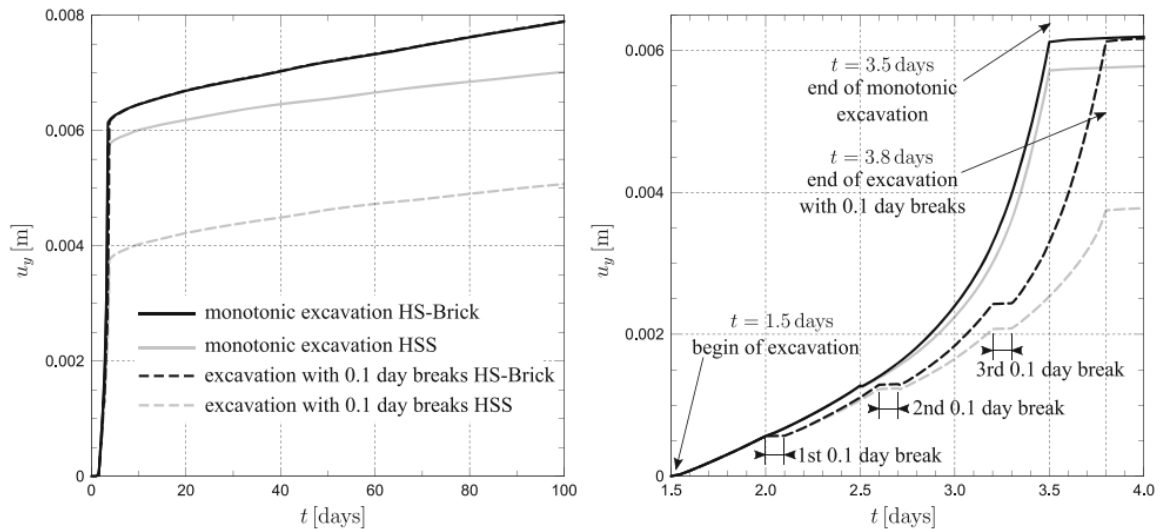
n - bezwymiarowy współczynnik będący miarą rozkładu wielkości porów [-] (Szymkiewicz et al., 2014)

θ_s - zawartość wody w nasyconym profilu gruntu [$cm^3 \cdot cm^{-3}$];

θ_r - tzw. resztkowa zawartość wody [$cm^3 \cdot cm^{-3}$].

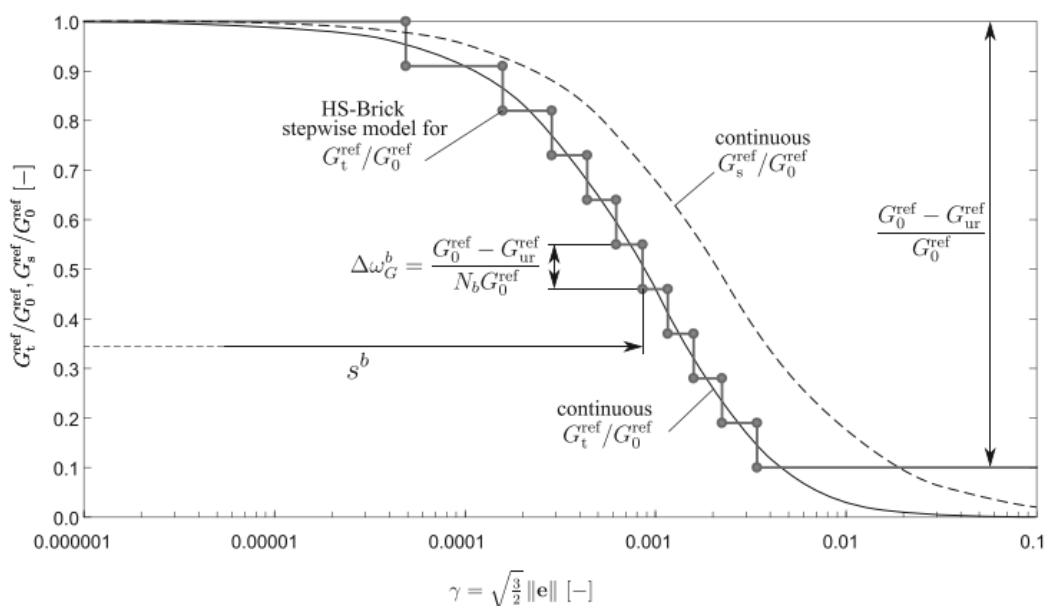
W marcu 2020, badacze Cudny oraz Truty opublikowali istotny artykuł (Cudny i Truty, 2020), który w ocenie autora, istotnie może wpłynąć na podejście do modelowania konstytutywnego. Model Hardening Soil, z rozszerzeniem w postaci uwzględnienia zmian sztywności, w zakresie małych odkształceń, został zaproponowany przez Benz w jego dysertacji (Benz, 2006). Od czasu wprowadzenia do użycia komercyjnego, model ten stał się niejako standardem w analizach numerycznych i z powodzeniem był wykorzystywany przez ponad dekadę. Cudny oraz Truty w swojej pracy (Cudny i Truty, 2020), stwierdzili istotny błąd w algorytmie modelu HSS, związany właśnie z małymi odkształceniami, polegający na niekontrolowanym resecie historii obciążenia, po cyklu obciążenie-odciążenie w zakresie małych odkształceń. To, nawet w przypadku analiz z monotonicznym obciążeniem konstrukcji, ma swoje poważne implikacje, gdyż chociażby w sytuacji wykonania głębokiego wykopu, a następnie budowy obiektu, podłoże jest poddane obciążeniu w fazie 0 (aktywacji elementów skończonych), odciążeniu w fazie wykopu oraz powtórny obciążeniu powstałym wraz z budową obiektu. Mimo, iż zakres małych odkształceń jest przekroczony w przypadku wykopu dla warstw przypowierzchniowych, to na pewnej głębokości występują mniejsze naprężenia, powodujące zmiany odkształcenia właśnie w tym

zakresie. Innymi przykładami realizacji błędu algorytmu, z tzw. małymi cyklami obciążenia, są sprzężone analizy *fully coupled* z konsolidacją, analizy przepływu wód gruntowych przez podłoże oraz analizy z oddziaływaniem sił dynamicznych w takich przypadkach jak trzęsienie ziemi oraz stateczność konstrukcji nabrzeża (Cudny i Truty, 2020).



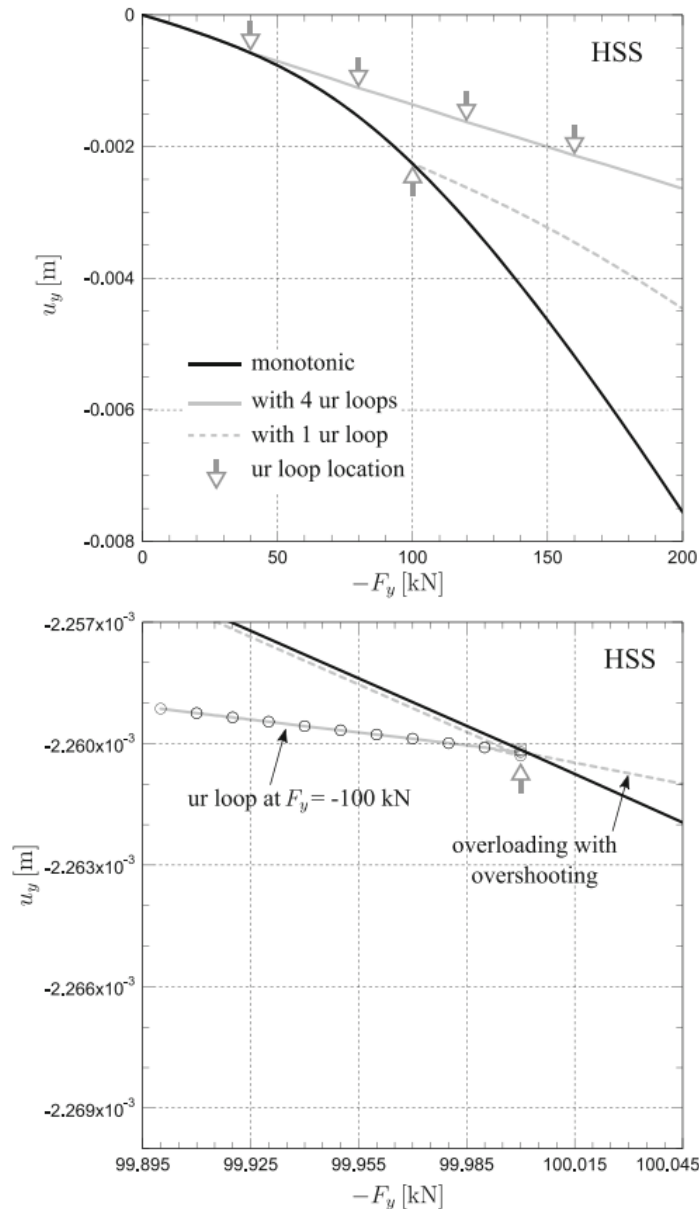
RYSUNEK 5.34: Porównanie modeli i możliwości weryfikacji poszczególnych stanów granicznych (Cudny i Truty, 2020)

Autorzy zaproponowali rewizję modelu HSs nazwaną HS-Brick bazującą na tym samym zbiorze stałych materiałowych co model HSs - zależność chwilowego modułu ścinania G_t od naprężenia z równoległą degradacją referencyjnego modułu ścinania G_0^{ref} (Cudny i Truty, 2020). Główną różnicą jest odzwierciedlenie ciągłej krzywej $G - \gamma$ w zakresie małych odkształceń za pomocą stopni, co zostało przedstawione na rysunku 5.35.



RYSUNEK 5.35: Odzworowanie stopniowej degradacji (Cudny i Truty, 2020)

Należy przy tym zauważyć, że zjawisko tzw. *overshootingu* w modelu HSs związane z błędem algorytmu w gruncie rzeczy dotyczy małych odkształceń i przy dużych amplitudach zmian obciążeń może mieć zjawisko marginalne. W zakresie małych odkształceń różnica pomiędzy osiadaniami przedstawionymi na rysunku 5.36 autorzy wskazują ok. 40 % zmniejszenie osiadań przy obciążeniu cyklicznym, natomiast przy obciążeniu monotonicznym różnice te są pomijalnie małe (Cudny i Truty, 2020).



RYSUNEK 5.36: Porównanie modeli i możliwości weryfikacji poszczególnych stanów granicznych (Cudny i Truty, 2020)

Warto wspomnieć, że zamodelowana siła F_y , charakteryzuje się bardzo niewielką amplitudą. Również czas, w przypadku analizy konsolidacyjnej przedstawionej na rysunku 5.34, jest bardzo krótki, tak by konsolidacja spowodowała zmiany w zakresie małych odkształceń.

Dodatkowym pobocznym zadaniem analizy, jest zatem weryfikacja występowania i istotności tegoż błędu, przy znacznej amplitudzie zmian obciążenia, która towarzyszy napełnianiu i opróżnianiu silosu na cukier, rozłożonego w długookresowych interwałach.

5.6.3 Fazy konstrukcyjne

W ramach przeprowadzonych analiz, zamodelowano również fazy konstrukcyjne, związane z technologicznym uwzględnieniem etapowania budowy i obciążenia konstrukcji. Fazy konstrukcyjne, do momentu obciążenia, są tożsame z tymi zamodelowanymi w trójwymiarowym modelu. Do warunków każdej fazy dodano czynnik czasu oraz zamodelowano zmiany wypełnienia silosu w czasie.

Fazy konstrukcyjne w analizie mają następującą kolejność i charakterystykę:

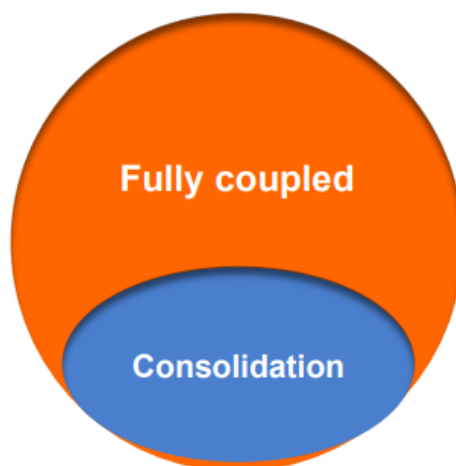
1. Faza "0". W tej fazie w modelu aktywowane są elementy skończone podłoża gruntowego, zaaplikowane są warunki brzegowe oraz siła grawitacji, a także ustanowiony poziom zwierciadła wody gruntowej oraz warunki filtracji. Następuje tutaj generacja naprężeń pierwotnych, powstałych od ciężaru własnego podłoża gruntowego oraz inicjalizacja przemieszczeń - wyzerowanie osiadań od ciężaru własnego podłoża, by nie zaburzały wyników dalszej analizy. W tej fazie zamodelowano przepływ jako ustalony, o czasie równym zero;
2. Faza konstrukcji płyty fundamentowej oraz pali. Elementy skończone płyty fundamentowej za pomocą funkcji *change property* zmieniają przypisany im materiał z gruntu na żelbet. Pale zostają zamodelowane za pomocą jednowymiarowych elementów prętowych typu *beam*. Czas fazy ustalono na 60 dni.
3. Faza konstrukcji kondygnacji technologicznej. W tej fazie aktywowane zostają elementy skończone słupów kondygnacji technologicznej, strop nad kondygnacją technologiczną oraz płaszcz silosu w obrębie tej kondygnacji. Czas fazy ustalono na 60 dni.
4. Faza konstrukcji silosu. Aktywowane zostają elementy powłoki (płaszcz) oraz kopuły. Czas fazy ustalono na 90 dni.
5. Pierwszy cykl obciążenia trwający 180 dni, napełnienie cukrem od 0 do 50 % pojemności silosu;
6. Pierwszy cykl odciążenia trwający 180 dni, zmniejszenie wypełnienia cukrem z 50 do 25 % pojemności silosu;
7. Drugi cykl obciążenia trwający 180 dni, zwiększenie wypełnienia cukrem z 25 do 75 % pojemności silosu;
8. Drugi cykl odciążenia trwający 180 dni, zmniejszenie wypełnienia cukrem z 75 do 50 % pojemności silosu;
9. Trzeci cykl obciążenia trwający 180 dni, zwiększenie wypełnienia cukrem z 50 do 100 % pojemności silosu;

10. Trzeci cykl obciążenia trwający 180 dni, zmniejszenie wypełnienia cukrem ze 100 do 50 % pojemności silosu;
11. Czwarty cykl obciążenia trwający 180 dni, zwiększenie wypełnienia cukrem z 50 do 100 % pojemności silosu;
12. Czwarty cykl odciążenia trwający 180 dni, zmniejszenie wypełnienia cukrem ze 100 do 50 % pojemności silosu;
13. Piąty cykl obciążenia trwający 180 dni, zwiększenie wypełnienia cukrem z 50 do 100 % pojemności silosu;
14. Piąty cykl odciążenia trwający 180 dni, zmniejszenie wypełnienia cukrem ze 100 do 50 % pojemności silosu;
15. Szósty cykl obciążenia trwający 180 dni, zwiększenie wypełnienia cukrem z 50 do 100 % pojemności silosu;
16. Szósty cykl odciążenia trwający 180 dni, zmniejszenie wypełnienia cukrem ze 100 do 50 % pojemności silosu;
17. Siódmy cykl obciążenia trwający 180 dni, zwiększenie wypełnienia cukrem z 50 do 100 % pojemności silosu;
18. Siódmy cykl odciążenia trwający 180 dni, zmniejszenie wypełnienia cukrem ze 100 do 50 % pojemności silosu;

Łączny czas wszystkich cykli obciążenie-odciążenie to 2520 dni, czyli ok. 7 lat. Według otrzymanych informacji, wypełnienie silosu w półrocznym interwale ulega zmianie i jest dostosowane do cyklu produkcyjnego. Raz do roku, jest on krótkotrwale opróżniany na czynności serwisowe, co z uwagi na krótkookresowość, nie zostało ujęte w analizie. Wypełnienie silosu w pierwszych trzech cyklach obciążenia, jest uwarunkowane procedurami rozruchowymi obiektu, do momentu osiągnięcia pełnej wydajności. Dokładne dane o poziomach wypełnienia silosu nie są dostępne, dlatego zostały one ustalone w sposób przybliżony, na podstawie konsultacji z autorami projektu.

5.6.4 Warianty analizy

W oparciu o model osiowosymetryczny, przeprowadzono szereg sprzężonych analiz przepływu i naprężeń (*Fully Coupled Stress Seepage Analysis*). Ten typ analizy polega na symulacji zjawiska migracji wody w porach gruntowych oraz uwzględnienia zmian ciśnienia porowego (analiza przepływu), jednocześnie będący sprzężonym z nieliniową analizą naprężeń. Istotnym odróżnieniem tego typu analizy od innych, jest istotny wpływ czasu, dzięki któremu możliwe jest odzwierciedlenie pracy układu, w poszczególnej fazie cyklu obciążenia.



RYSUNEK 5.37: Relacja pomiędzy analizą w pełni sprzężoną, a analizą konsolidacji (Midas LTD, 2016)

Jest to analiza, w pewnym sensie zbliżona do analizy konsolidacji, jednak różniąc się od niej w kilku istotnych aspektach. Analiza konsolidacji, opiera się na symulacji dysypacji nadmiaru ciśnienia wody w porach, wraz ze zmianami obciążenia lub warunków brzegowych, co w konsekwencji pozwala na wytworzenie deformacji w ośrodku gruntowym. W pełni sprzężonej analizie całkowite ciśnienie w porach (a nie tylko nadwyżka), wraz z odkształceniami wynikającymi ze zmiany stanu naprężeń są obliczane, oddziałując na siebie w tym samym czasie.

Ten typ analizy wykonano, w celu sprawdzenia poziomu zbieżności z wynikami maksymalnych oraz minimalnych przemieszczeń pionowych oraz różnicy pomiędzy maksymalnymi, a minimalnymi przemieszczeniami, z wynikami analiz typu *nonlinear stress* wykonanymi na modelu trójwymiarowym. Ponadto, zbadano również poziom zbieżności, z wykresem przemieszczeń pionowych w czasie, przedstawionym na rysunku 5.7.

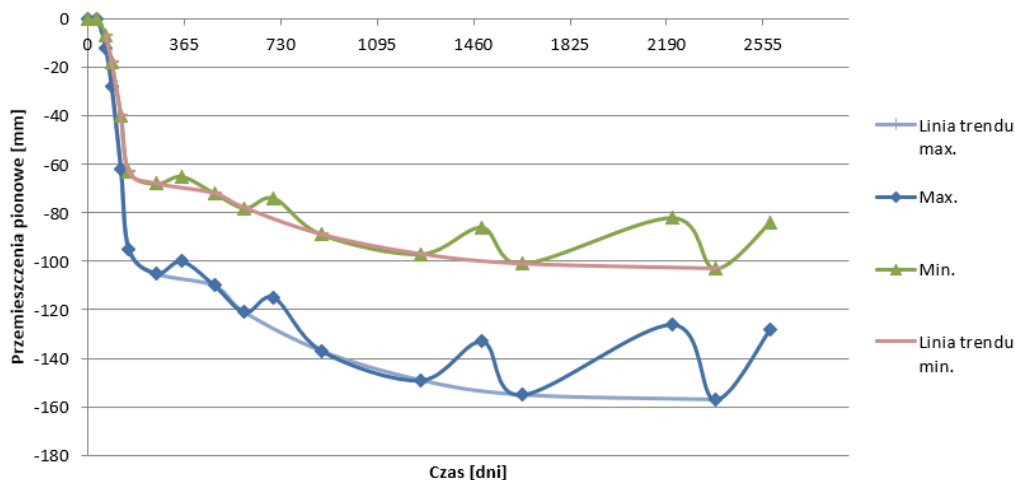
Wykonano 5 wariantów analizy odróżniających się od siebie zastosowanymi modelami konstytutywnymi:

1. Analiza z opisem całego podłoża gruntowego modelem Modified Mohr Coulomb;
2. Analiza z opisem całego podłoża gruntowego modelem Hardening Soil Small Strain Stiffness;
3. Analiza z opisem podłoża gruntowego modelem Modified Mohr Coulomb, za wyjątkiem warstwy iłu poznańskiego opisanego modelem SCLAY-1S;
4. Analiza z opisem podłoża gruntowego modelem Hardening Soil Small Strain Stiffness, za wyjątkiem warstwy iłu poznańskiego opisanego modelem SCLAY-1S;
5. Analiza z opisem podłoża gruntowego modelem Hardening Soil Small Strain Stiffness, za wyjątkiem warstwy iłu poznańskiego opisanego modelem Modified Cam-Clay;
6. Analiza z opisem podłoża gruntowego modelem Hardening Soil Small Strain Stiffness, za wyjątkiem warstwy iłu poznańskiego opisanego modelem Soft Soil Creep.

5.7 Wyniki sprzężonej analizy przepływu i naprężeń oraz weryfikacja z danymi monitoringu

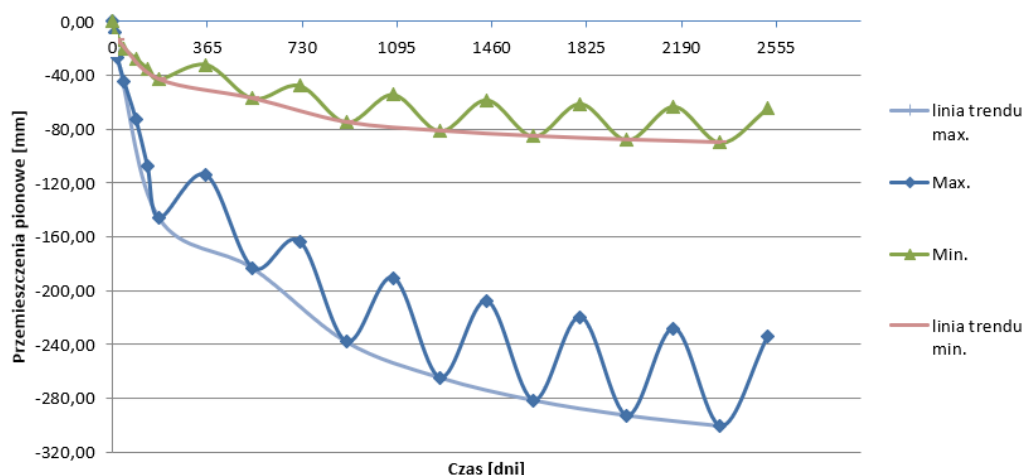
Na podstawie wyników analizy, wyeksportowanych do arkusza kalkulacyjnego, stworzono wykresy przemieszczenia pionowego węzłów płyty fundamentowej w czasie, wykazujących największe oraz najmniejsze osiadania. Wyniki przemieszczeń poszczególnych reperów, zostały przedstawione na rysunku 5.7. By dopasować wykres do wyników analizy, wyodrębniono repery wykazujące największe i najmniejsze przemieszczenia oraz wskazano linię trendu największych przemieszczeń, zgodnie z kolejnymi cyklami obciążenia. Na podstawie tego wykresu, została przeprowadzona analiza weryfikacyjna. Model osiowosymetryczny jest pewnym świadomym uproszczeniem rzeczywistości. Zaprezentowane wyniki można zatem weryfikować pod kątem zbieżności w następujących aspektach:

- zbieżności linii trendu osiadania minimalnego;
- zbieżności linii trendu osiadania maksymalnego;
- zbieżności reakcji gruntu na cykle odciążenia w czasie;
- zbieżności reakcji gruntu na cykle obciążenia w czasie.



RYSUNEK 5.38: Przemieszczenia reperów wykazujących największe oraz najmniejsze przemieszczenia w czasie

Powodem weryfikacji za pomocą linii trendu, a nie poszczególnych wartości przemieszczeń w konkretnych punktach w czasie, jest niewykonanie części odczytów geodezyjnych, w interwałach określonych początkowo w projekcie. To w konsekwencji, nie pozwoliło na stworzenie wykresu, który zawierałby dane o pracy silosu w ramach każdego cyklu obciążenia i odciążenia. Stąd, w ocenie autora, najstuszniejszą formą weryfikacji zbieżności jest dopasowanie linii trendu osiadania z każdym cyklem obciążenia. Wykres osiadań maksymalnych zaznaczono w przypadku wszystkich wykresów niebieskim kolorem, natomiast minimalnych kolorem zielonym.

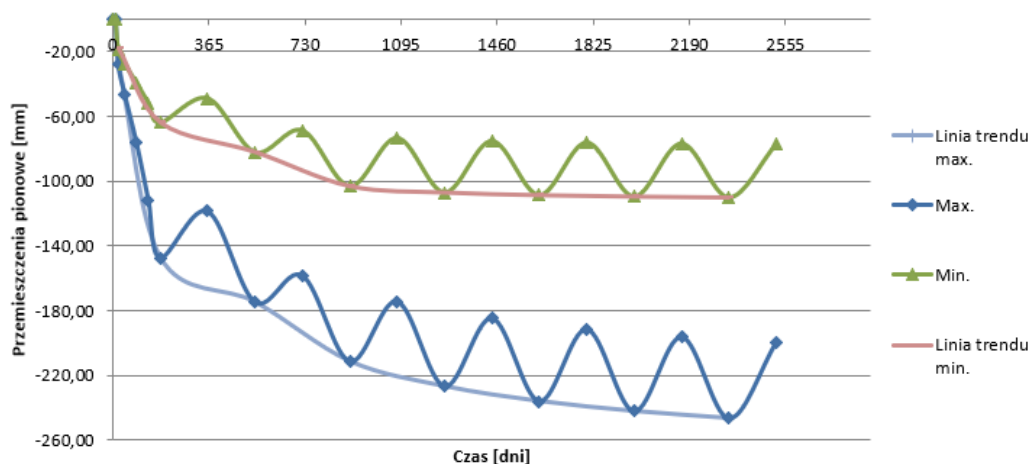


RYSUNEK 5.39: Przemieszczenia węzłów w czasie - całe podłoże gruntowe opisane modelem MMC

Pierwszy wariant analizy zakładał zamodelowanie całego podłoża gruntowego, przy użyciu modelu konstytutywnego Modified Mohr Coulomb. Wyniki przemieszczeń w czasie przedstawiono na rysunku 5.39. Porównywalnie z analizą 3D, rezultaty przemieszczeń, są dalekie od rzeczywistości. Model 3D wykazał maksymalne przemieszczenia około 240 mm, a minimalne 190 mm. Wyniki modelu osiowosymetrycznego są jeszcze bardziej rozbieżne z wynikami pomiarów i maksymalnie wykazały 300 mm przemieszczeń maksymalnych i 90 mm przemieszczeń minimalnych. Również linia trendu przemieszczeń maksymalnych węzła nie ulega wypłaszczeniu w czasie, tylko wraz z kolejnymi cyklami prognozowane osiadania dalej by wzrastały. Ponadto, przemieszczenia pionowe w cyklach odciążenia, dla analizowanych węzłów wykazały rozbieżne wartości, co do odprężenia zarówno pod kątem wartości, jak i udziału procentowego do całych przemieszczeń.

Warto zauważyć, iż biorąc pod uwagę osiadanie w fazie obciążenia, a następnie odprężenie w następnej fazie odciążenia, to różnica pomiędzy procentowym udziałem odprężenia w całości odkształceń, w pierwszym i ostatnim cyklu jest znikoma (poniżej 5%). To istotna różnica z pomiarami geodezyjnymi, gdyż pomiędzy pierwszym, a ostatnim cyklem (dla niebieskiego wykresu) jest ona wyraźnie zauważalna. Ostatni cykl obciążenie-odciążenie to zmiana przemieszczenia pionowego ze 157 mm na 128 mm, natomiast w pierwszym cyklu ze 105 mm na 100 mm. W analizie, ostatni cykl odciążenia to różnica w osiadaniu z 300 mm na 234 mm, a w pierwszym cyklu 146 mm na 114 mm.

Jedynym aspektem zbieżności obu wykresów, są osiadania minimalne. Tu w punkcie ostatniego pomiaru geodezyjnego, gdzie silos był w cyklu obciążenia, zanotowano 103 mm przemieszczenia, natomiast wyniki analizy wykazały w tym czasie ok. 90 mm. Jest to zadowalająca zbieżność, jednak biorąc pod uwagę brak zbieżności innych czynników należy traktować ten aspekt jako wyjątek.

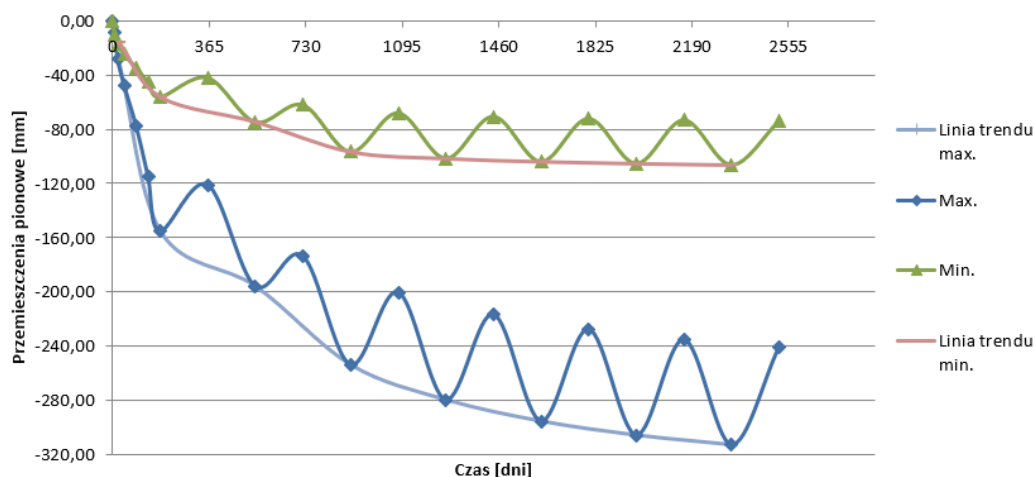


RYSUNEK 5.40: Przemieszczenia węzłów w czasie - całe podłoże gruntowe opisane modelem HSs

Drugi wariant analizy, zakładał zamodelowanie całego podłoża gruntowego przy użyciu modelu konstytutywnego Hardening soil small strain stiffness. Wyniki przemieszczeń w czasie przedstawiono na rysunku 5.40. Nieliniowa analiza naprężeń wykonana na modelu trójwymiarowym wykazała największą zbieżność z pomiarami geodezyjnymi, czego nie można powiedzieć o analizie sprężonej w modelu osiowosymetrycznym. Model 3D wykazał maksymalne przemieszczenia równe około 175 mm, a minimalne 130 mm. Wyniki przemieszczeń modelu osiowosymetrycznego wynoszą odpowiednio 246 mm i 110 mm.

Wyplaszczanie linii trendu jest dużo bliższe rzeczywistości, niż w przypadku pierwszego wariantu i abstrahując od wartości samych przemieszczeń, ich kształty są niemal tożsame na obu wykresach. Podobną rozbieżnością, jak w pierwszym wariantcie, cechuje się wartość odprężenia w kolejnych cyklach obciążenie-odkształcenie, co jest widoczne na niebieskich wykresach. Wartości przemieszczenia w ostatnim cyklu ulegają zmianie z 246 mm na 200 mm, natomiast w pierwszym cyklu z 147 mm na 118 mm. Różnica w udziale procentowym odprężenia do całości przemieszczenia jest niemal identyczna dla ostatniego cyklu, jednak rozbieżność wzrasta wraz z malejącą liczbą cykli. Dla wartości minimalnych (zielony wykres) uzyskano niemal całkowitą zbieżność pod kątem wyplaszczania linii trendu w czasie oraz wartości osiadania. Jedyłą rozbieżnością, są wartości odprężenia i ich udział w całkowitych odkształceniach gruntu. Na wykresie przemieszczeń geodezyjnych w pierwszym cyklu, jest niemal niezauważalne odbicie, natomiast w przypadku wyników analizy numerycznej odprężenie jest dużo wyraźniejsze.

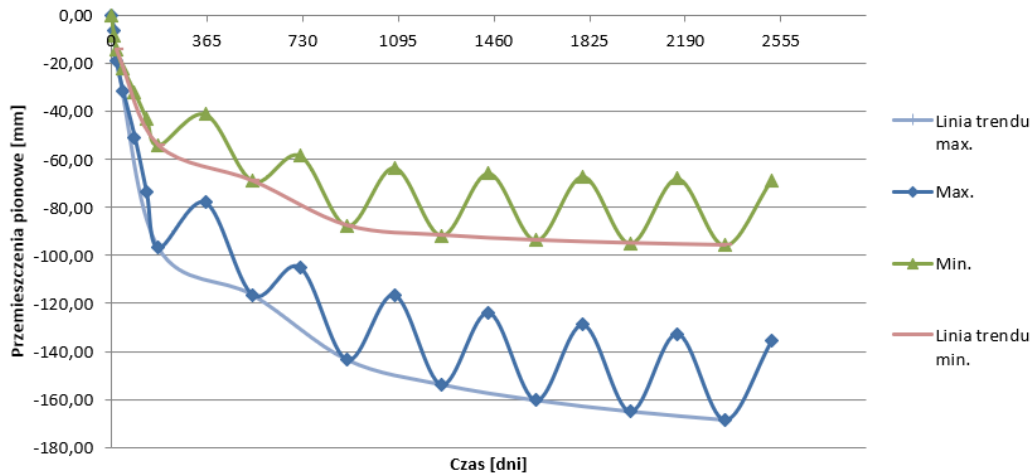
Z całą pewnością, można stwierdzić, że opis podłoża modelem HSs, pozwala osiągnąć zarówno w nieliniowej analizie naprężeń, jak i analizie sprężonej wyniki bliższe rzeczywistej pracy układu. Istotnie jednak zostały przeszacowane osiadania maksymalne. Przemieszczenia maksymalne, określone w wyniku przeprowadzonej analizy są o ok. 90 mm wyższe, niż te wynikające z pomiarów geodezyjnych, co jest w ocenie autora zbyt daleko idącą rozbieżnością.



RYSUNEK 5.41: Przemieszczenia węzłów w czasie - podłoże gruntowe opisane modelem MMC za wyjątkiem iltu opisanego modelem SCLAY-1S

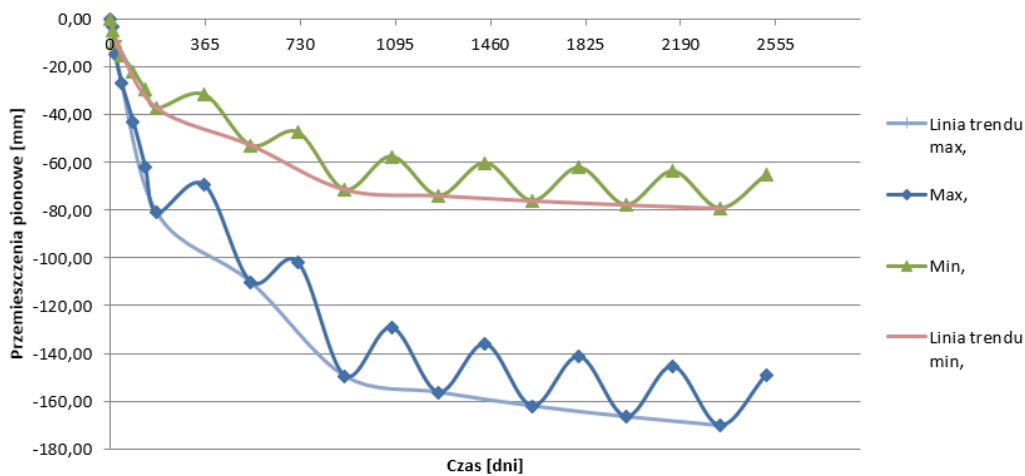
Trzeci i czwarty wariant to modyfikacja pierwszego i drugiego, za wyjątkiem warstwy iltów poznańskich pakietu IV, opisanych modelem konstytutywnym SCLAY-1S. Wyniki wariantu trzeciego są bardzo zbliżone do tych z pierwszego. Jedynie linia trendu, wraz z wartościami przemieszczeń minimalnych wykazują większą zbieżność z wykresem przemieszczeń rzeczywistych. Jednakże, wartości maksymalne w dalszym ciągu są niemal dwukrotnie przeszacowane.

Zupełnie odmienna sytuacja dotyczy wyników wariantu czwartego. W tym przypadku przemieszczenia minimalne, maksymalne jak i linie trendu, cechuje wysoki poziom zbieżności. Maksymalne i minimalne osiadania w tym wariantcie analizy, wynoszą odpowiednio 169 mm oraz 96 mm, podczas gdy pomiary geodezyjne reperów odpowiednio 157 mm i 103 mm. W dalszym ciągu zmiana przemieszczeń pionowych w kolejnych cyklach odciążenia, jest na zbliżonym poziomie i jest to jedyny aspekt, w którym w wyniku sprzężonej analizy nie osiągnięto zadowalającej zbieżności. Dla ostatniego cyklu odciążenia, udział procentowy odprężenia do całkowitego osiadania dla obu wykresów (rzeczywistego oraz numerycznego), jest zbliżony i wynosi ok. 20 %. Ponownie wraz z malejącą liczbą cykli, ta rozbieżność rośnie.

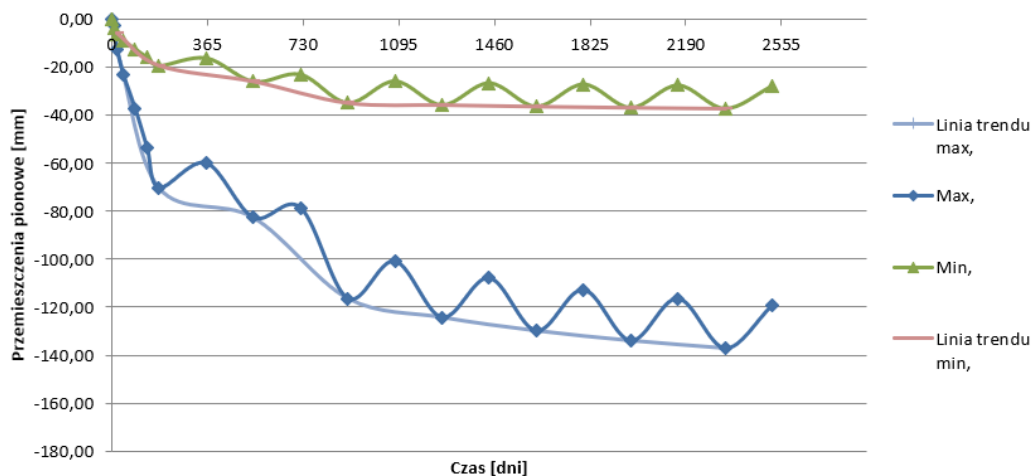


RYSUNEK 5.42: Przemieszczenia węzłów w czasie - podłoże gruntowe opisane modelem HSS za wyjątkiem łu opisanego modelem SCLAY-1S

Warianty piąty i szósty to warianty porównawcze do czwartego. Iły serii poznańskiej pakietu IV, zostały opisane w wariantcie piątym modelem Modified Cam-Clay, zaś w szóstym Soft Soil Creep. Wyniki przemieszczeń w czasie, dla wariantu piątego przedstawiono na rysunku 5.43, a dla wariantu szóstego na rysunku 5.44.



RYSUNEK 5.43: Przemieszczenia węzłów w czasie - podłoże gruntowe opisane modelem HSS za wyjątkiem łu opisanego modelem MCC



RYSUNEK 5.44: Przemieszczenia węzłów w czasie - podłoże gruntowe opisane modelem HSS za wyjątkiem iłu opisanego modelem SSC

Analizując dane dotyczące przemieszczeń, należy zwrócić uwagę na podobieństwo w zbieżności wyników analizy wariantu piątego (przy opisie iłów modelem MCC), z pomiarami geodezyjnymi, a także rozbieżność wyników wariantu szóstego, z pomiarami (przy opisie iłów modelem SSC). Modele SCLAY1S oraz MCC, wykazały bardzo zbliżone wartości w zakresie przemieszczeń maksymalnych (170 mm w MCC, 169 mm w SCLAY1S) oraz niewiele różniące się wartości przemieszczeń minimalnych (79 mm w MCC, 96 mm w SCLAY1S). Biorąc pod uwagę, że minimalne przemieszczenia silosu wynoszą 103 mm, należy stwierdzić uzyskanie większej zbieżności przy użyciu modelu SCLAY1S. W dalszym ciągu, opis iłów modelem MCC dał satysfakcjonujące wyniki przemieszczeń, które w niewielkim stopniu ustępują modelowi SCLAY1S. Różnice na korzyść SCLAY1S, można jeszcze zaobserwować w czasie pierwszego cyklu odciążenia i drugiego cyklu obciążenia. Linia trendu w wykresie rzeczywistym dla wartości maksymalnych i minimalnych, w tej ramie czasowej, jest niemal horyzontalna, co jest ujęte najlepiej w wariancie czwartym i szóstym. W przypadku opisu iłu modelem MCC, w tych fazach obciążenia, linia trendu jest dużo bardziej pionowa. Zbieżność kształtu linii trendu w wariancie szóstym jest niestety jedyną, którą osiągnięto za pomocą obliczeń numerycznych. Rozbieżność wyników wariantu szóstego z pomiarami geodezyjnymi jest znaczna, a zakres tej rozbieżności jest zbliżony do wyników z analizy przestrzennej. W wyniku przeprowadzonych obliczeń numerycznych uzyskano bardzo niewielkie przemieszczenia minimalne (37 mm), natomiast przemieszczenia maksymalne nie odbiegają tak dużo od rzeczywistości (137 mm).

Istotną kwestią w praktycznym zastosowaniu, jest bardzo ograniczona liczba parametrów potrzebna do opisu gruntu spoistego modelem Modified Cam-Clay, co prawdopodobnie nadal będzie z niego czynić szeroko stosowane narzędzie w analizach numerycznych, ze względu na wysoką wydajność i dobre odwzorowanie zachowania gruntów spoistych, przy zastosowaniu tego modelu.

Dodatkowo, po analizie przemieszczeń w wariantach z użyciem modelu HSs we wszystkich węzłach nie zaobserwowano zjawiska *overshooting'u* opisanego w pracy (Cudny i Truty, 2020). Jak już wspomniano w niniejszym rozdziale, zjawisko to występowało w sytuacji

niewielkich amplitud obciążenia i czasu. Nie wyklucza to jednak problemu występowania błędu, natomiast biorąc pod uwagę rozmiar obiektu, wartości obciążeń i interwały czasowe zmiany te były niezauważalne w analizowanej skali makro.

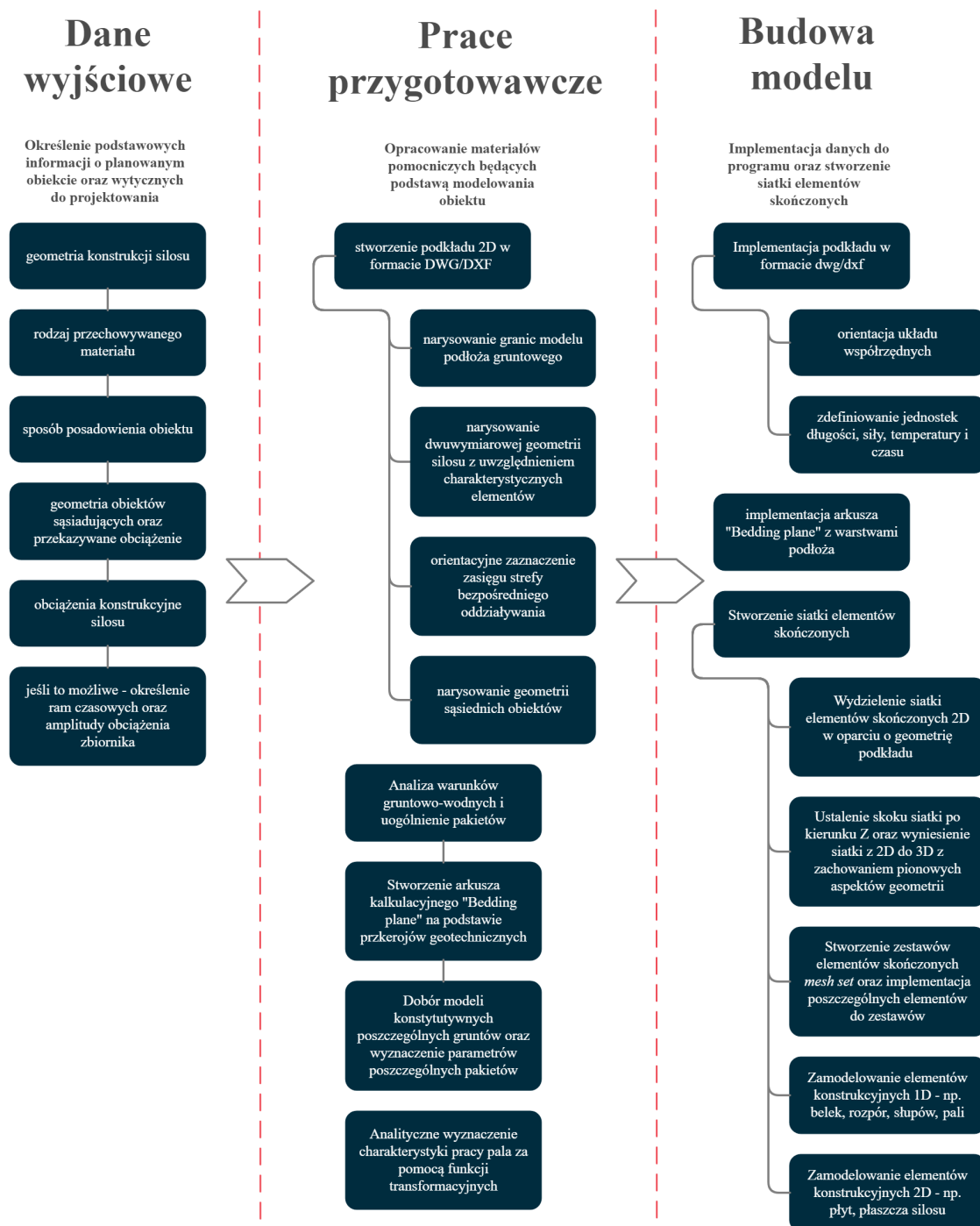
5.8 Algorytm wiarygodnej analizy numerycznej posadowienia silosów

Na podstawie wyników przeprowadzonych analiz, weryfikacji poprawności założeń, w oparciu o zebraną bazę wiedzy w dysertacji opracowano algorytm wiarygodnej analizy numerycznej silosów. Jest to propozycja pozwalająca na bezpieczne oszacowanie osiadań, optymalizację posadowienia, w oparciu o wyniki analizy oraz predykcję zachowania konstrukcji silosów w czasie.

Algorytm podzielono na trzy części. Część pierwsza, związana jest z opracowaniem danych wyjściowych oraz budową modelu dla każdego typu analizy w modelu przestrzennym. Część druga, dotyczy modelowania materiałów, warunków brzegowych oraz obciążeń. Część trzecia, dotyczy modelowania ustawienia warunków kontrolnych analizy i jest podzielona według typów analizy na nieliniową analizę naprężeń oraz w pełni sprzężoną analizę naprężeń i przepływu. Część pierwsza algorytmu silosu przedstawiona jest na rysunku 5.45, część druga na rysunku 5.46, zaś część trzecia na rysunku 5.47.

Poszczególne punkty w algorytmie są hasłami, które mają swoje rozwinięcie w dalszej części niniejszego rozdziału. Algorytm jest uniwersalny dla analiz także obiektów kubaturowych i nie ogranicza się tylko do silosów. Powstał on w oparciu o program Midas GTS NX, jednakże elementy algorytmu oraz metodyka postępowania są wspólne dla większości programów.

Algorytm modelowania numerycznego silosów cz. 1



RYSUNEK 5.45: Algorytm modelowania numerycznego silosów część pierwsza - określenie danych wyjściowych, przeprowadzenie niezbędnych prac przygotowawczych oraz budowa modelu

Początek modelowania numerycznego rozpoczyna się na długo przed uruchomieniem

programu. Należy uprzednio wykonać szereg niezwykle potrzebnych czynności, związanych z opracowaniem danych wyjściowych oraz stworzeniem plików pomocniczych, bezpośrednio aplikowanych do oprogramowania. Tworzą one podstawę, na której budowany jest w dalszej kolejności model numeryczny. Zamierzenie projektowe prowadzone jest w oparciu o dane wyjściowe, dostarczone przez podmioty współpracujące - inwestora, architekta, projektanta konstrukcji, geologa oraz innych.

Pierwsze rozeznanie, które należy dokonać po rozmowie z inwestorem, dotyczy przechowywanego materiału oraz sposobu użytkowania silosu. Inwestor powinien, przystępując do zamierzenia budowy takiego obiektu, określić co będzie w nim przechowywane, w jakiej ilości, oraz planowane duże zmiany wolumenu materiału, np. w celach konserwacyjnych. Im więcej będzie w stanie określić inwestor na początku rozmów, tym dokładniejsze będą wyniki analizy, gdyż pozwoli to ująć wielkość oraz zmiany obciążeń w rzeczywisty sposób.

Kolejne ustalenia należy dokonać z konstruktorem oraz architektem, na podstawie dokumentacji geologiczno-inżynierskiej. W sytuacji modelowania obiektu, dla którego gotowy jest projekt konstrukcji, wraz z posadowieniem, należy zweryfikować zasadność przyjętego sposobu posadowienia, zaś gdy projektant dokonujący analizy numerycznej jest równocześnie odpowiedzialny za zaprojektowanie posadowienia, należy dobrać sposób odpowiedni do wielkości obciążenia, warunków gruntowo-wodnych a także innych czynników unikalnych dla każdego przedsięwzięcia. Należy uzyskać rzuty oraz przekroje w wersji elektronicznej, a konstruktor powinien określić wielkości i charakter obciążenia.

Rysunki oraz model 3D, w przypadkach realizacji projektu przez architektra / konstruktora z wykorzystaniem BIM (*building information modeling*), pozwolą na narysowanie dwuwymiarowego podkładu oraz ustalenie charakterystycznych elementów zarówno konstrukcji silosu, jak i zabudowań sąsiednich na podstawie projektu zagospodarowania terenu i / lub wizji lokalnej. Pomocne jest również zaznaczenie orientacyjne strefy bezpośredniego oddziaływania obiektu zazwyczaj o promieniu kilku metrów od jego zewnętrznych krawędzi. Przy modelowaniu siatki elementów skończonych upraszcza to proces zagęszczenia jej w rejonie tej strefy. Dobrą praktyką jest również narysowanie odrębnego przekroju przez obiekt, z zaznaczonymi rzędnymi charakterystycznych punktów takich jak: spód pali, spód pogrubień płyty fundamentowej, rzędne płyty fundamentowej, czy rzędne wysokościowe poszczególnych elementów konstrukcji. Taki rysunek pozwoli w dalszych etapach modelowania na odpowiednie wyniesienie siatki elementów skończonych z 2D do 3D, z uchwyceniem tychże charakterystycznych rzędnych w modelu.

Dalszą częścią prac przygotowawczych, powinna być analiza podłoża gruntowego. W przypadku fundamentów płytowo-palowych lub palowych, na podstawie funkcji transferowych (transformacyjnych), sugeruje się wyznaczenie charakterystyki Q-s pracy pojedynczego pala, którą będzie można zaaplikować w programie. Opis zastosowania oraz metody obliczeń funkcji transferowych zostały przedstawione w rozdziale 3.

Prace nad modelowaniem podłoża gruntowego, należy rozpocząć od uogólnienia gruntów w poszczególnych pakietach. Grunty charakteryzujące się zbliżonymi parametrami,

mogą być zamodelowane w programie w postaci jednej warstwy, o uśrednionych parametrach fizycznych i mechanicznych. Należy jednak zachować umiar, a zbytne uproszczenie złożoności podłoża gruntowego w modelu, będzie skutkowało otrzymaniem wyników dalekich od rzeczywistości. Na podstawie wyznaczonych pakietów gruntów, sugeruje się stworzenie odrębnych arkuszy kalkulacyjnych, do obliczenia parametrów modeli konstytutywnych oraz do stworzenia płaszczyzn, wydzielających warstwy w programie (*bedding planes*).

W celu obliczenia parametrów modeli konstytutywnych, niezbędne są dane pochodzące z dokumentacji geotechnicznej. Podstawą jest tabela parametrów geotechnicznych, jednak przy niektórych modelach konstytutywnych, wykresy takie jak na przykład wykres ścisłości będą również bardzo użyteczne, a czasem niezbędne. Wyznaczanie wartości poszczególnych parametrów, które nie zostały określone w dokumentacji, sugeruje się robić w oparciu o badania *in situ*, jak na przykład: wyniki sondowań statycznych CPT/CPTu, badań dylatometrycznych DMT, lub za pomocą wzorów pochodzących z uznanych publikacji i literatury fachowej. Należy przy tym pamiętać, że im bardziej skomplikowany model gruntowy, tym więcej parametrów będzie niezbędnych do wyznaczenia. Zaowocuje to jednak bardziej rzeczywistym odzwierciedleniem zachowania gruntu, przy założeniu poprawności wyznaczonych wartości parametrów.

Arkusze kalkulacyjny, z płaszczyznami wydzielającymi poszczególne warstwy gruntu, należy stworzyć w oparciu o przekroje geotechniczne oraz podział dokonany wcześniej, w celu ujednoczenia gruntów o zbliżonych parametrach występujących na podobnej głębokości, w ramach tego samego pakietu. Niezbędne jest tutaj wyznaczenie punktów badawczych, w których były wykonywane wiercenia i/lub sondowania, tak by na podstawie podkładu rysunkowego, znać współrzędne x oraz y tych punktów w relacji do podkładu, a także rzędne wysokościowe rozgraniczające poszczególne warstwy gruntów. Nie jest to konieczny krok, jednak znacznie ułatwia dalszą pracę przy inkorporacji poszczególnych elementów skończonych do zestawów (*mesh sets*), zrzeszających elementy poszczególnych pakietów.

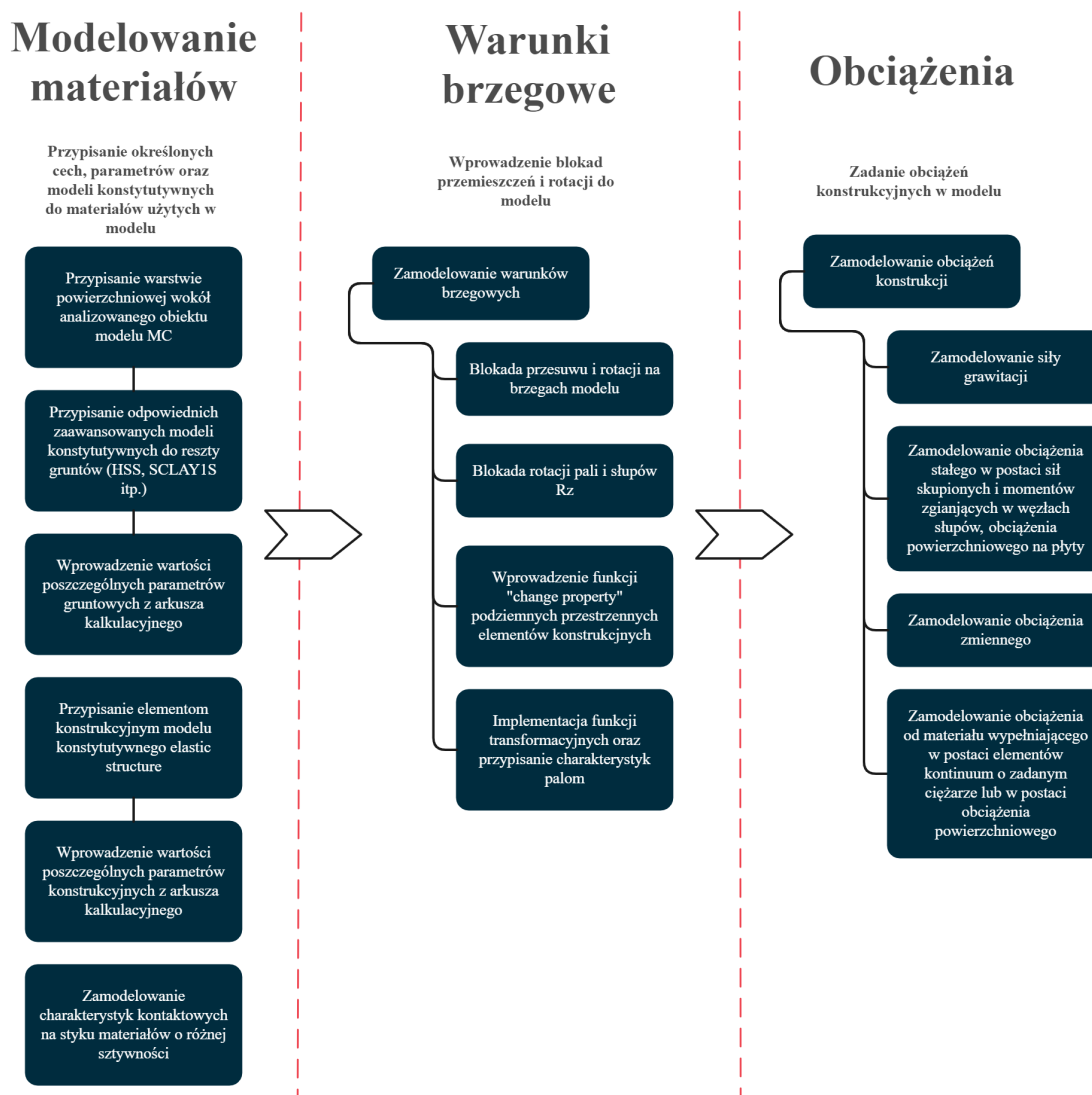
Po określeniu danych wyjściowych oraz przeprowadzeniu prac przygotowawczych kolejnym krokiem jest budowa modelu. Pierwszym krokiem w tym kierunku, jest zaimplementowanie danych ze stworzonych wcześniej arkuszy kalkulacyjnych oraz podkładu rysunkowego. Przy implementacji niezbędnym jest sprawdzenie jednostek długości, temperatury, siły oraz czasu, na podstawie których będzie wykonywana analiza. Kolejnym krokiem jest stworzenie siatki elementów skończonych. Można to zrobić w dwojaki sposób - od razu na podstawie trójwymiarowych brył (*solid*), które następnie są siatkowane, lub poprzez stworzenie siatki 2D, określenie kroków (po kierunku Z) i wyniesienia siatki z 2D do 3D. Drugie rozwiązanie ma niewątpliwie istotne zalety i jest rozwiązaniem sugerowanym, przedstawionym w algorytmie. Im bardziej regularna siatka elementów skończonych, tym mniejsza szansa na pojawienie się niechcianych błędów numerycznych podczas analizy. Siatka 2D jest prosta w skontrolowaniu, pod kątem jakości poszczególnych elementów, a dalsze wyniesienie jej nie zaburza regularności siatki. Ponadto, by uniknąć przesztynienia węzłów sugeruje się użycie czworościennych elementów, o możliwie zbliżonej geometrii

w rzucie do kwadratu. Zagęszczenie elementów siatki powinno być gradacyjnie zróżnicowane, z najgęstszą siatką w rejonie analizowanego obiektu, a najrzadszą na brzegach modelu. Ustalając skok przy wynoszeniu siatki z 2D do 3D, warto również zwrócić uwagę na gradację wysokości poszczególnych elementów. W najgłębszych częściach modelu elementy powinny mieć największą wysokość, a im bliżej powierzchni terenu tym wysokość powinna być mniejsza, oczywiście z dostosowaniem wysokości elementów do poszczególnych rzędnych, charakterystycznych punktów analizowanego obiektu. Taka gradacja zarówno w płaszczyźnie X - Y oraz na wysokość Z , pozwoli na uzyskanie najdokładniejszych wyników.

Następnym krokiem, jest stworzenie zestawów elementów (*mesh sets*), które będą zrzeszały elementy skończone poszczególnych warstw gruntu oraz komponentów konstrukcyjnych obiektu. Cała wyniesiona siatka trójwymiarowych elementów skończonych należy do jednego zestawu, z którego następnie trzeba poszczególne elementy ręcznie wydzielić i włączyć do konkretnych zestawów, do których będzie przypisana charakterystyka materiałowa. W tym celu pomogą płaszczyzny wydzielające poszczególne warstwy (*bedding planes*), wyznaczone na podstawie przekrojów geotechnicznych.

Po zamodelowanym podłożu gruntowym należy zamodelować analizowany obiekt - w tym przypadku silos. Na podstawie rysunków konstrukcyjnych - rzutów oraz przekrojów, należy stworzyć składowe konstrukcji takie jak na przykład stropy, słupy czy belki za pomocą elementów jedno- i dwuwymiarowych. Każdy model jest uproszczeniem rzeczywistości, jednak owych uproszczeń należy dokonywać z ostrożnością i cała konstrukcja nośna powinna zostać zamodelowana. W przypadku sąsiednich zabudowań można sobie pozwolić na większe uproszczenia, gdyż ich głównym zadaniem jest określenie wpływu obciążeń przekazywanych na grunt, oddziałujących na analizowany obiekt.

Algorytm analizy numerycznej silosów cz. 2



RYSUNEK 5.46: Algorytm modelowania numerycznego silosów część druga - modelowanie materiałów, warunki brzegowe oraz obciążenia

W dalszej kolejności, by kontynuować modelowanie należy skorzystać z drugiej części algorytmu, przedstawionej na rysunku 5.46. Mając arkusz kalkulacyjny z wyznaczonymi parametrami poszczególnych modeli konstytutywnych gruntu oraz konstrukcji, należy stworzyć te modele w programie. Następnie, zgodnie z poszczególnymi warstwami gruntu wprowadzić poszczególne parametry, co jest możliwe również poprzez zaimportowanie ich z arkusza.

Posiadając wprowadzone modele materiałowe należy je następnie przypisać odpowiednim elementom w modelu. Cennym zabiegiem, który często pozwala na uniknięcie błędów numerycznych, jest zamodelowanie warstwy powierzchniowej wokół analizowanego obiektu grubości 1 elementu siatki za pomocą modelu Mohra Coulomba. Ten zabieg nie wpływa istotnie na wyniki naprężeń i przemieszczeń, natomiast ułatwia osiągnięcie zbieżności i wyeliminowanie podczas obliczeń problemów natury numerycznej.

Istotną czynnością jest również wskazanie elementów konstrukcyjnych. Elementy nie wskazane jako konstrukcyjne, są w opisywanym programie traktowane jako materiał gruntowy. Niewskazanie programowi elementów konstrukcyjnych, a jedynie przypisanie im poszczególnych parametrów będzie wiązało się z poważnymi błędami analizy, lub zwyczajnie z brakiem osiągnięcia zbieżności.

Nie jest polecane przypisanie gruntowi modelu Modified Mohr Coulomb, gdyż jak pokazała analiza w każdym przypadku będzie wiązało się to ze znacznym przeszacowaniem przemieszczeń. Wyniki pokazały również, że najlepszym modelem do opisu gruntów jest nadal Hardening Soil Small Strain Stiffness, jednak jak pokazała analiza model Modified Cam Clay oraz SCLAY1S są również warte uwagi. Dzięki badaniom na silosie, wykazano niezwykle istotny wpływ doboru modeli konstytutywnych do opisu materiału gruntowego i w ocenie autora jest to najbardziej kluczowa kwestia w całej analizie.

By lepiej oddać warunki kontaktowe (poślizgu), na styku materiałów różnej sztywności, dla węzłów sugeruje się przypisanie węzłom na styku tych materiałów funkcji *interface*. Ponadto, możliwe jest dodatkowe rozgraniczenie sztywności połączenia w przypadku analizy fazy konstrukcyjnej, gdzie dany element jest jeszcze gruntem. W kolejnej fazie, gdy danym elementom kontinuum zostaje przypisany materiał konstrukcyjny zamiast gruntowego, sztywne połączenie zostaje zastąpione przez elementy kontaktowe. Zabieg ten pozwala również na uniknięcie problemów natury numerycznej, w których program ma trudności z obliczeniami wykonywanymi dla węzłów, z dużą dysproporcją sztywności materiału po obu stronach.

Kolejnym krokiem, jest zamodelowanie warunków brzegowych. Wiele programów numerycznych posiada funkcję automatycznego wykrywania brzegu modelu i przypisywania odpowiednim węzłom blokad przesuwu i rotacji. Jeżeli używany program nie posiada takiej funkcji, niezbędne jest wykonanie tej operacji ręcznie. Należy wtedy, dla każdego boku oraz dna modelu zablokować możliwość przesunięcia oraz rotacji po kierunkach X, Y, Z. Dodatkowo, do wertykalnych elementów prętowych, jak słupy i pale, sugeruje się przypisanie blokady rotacji po kierunku Z (Rz). Niewykonanie tej czynności, będzie najczęściej wiązało się w najlepszym przypadku z wykazaniem błędów podczas obliczeń, natomiast najczęściej z informacją mówiącą o niewystarczających ograniczeniach modelu, podczas obliczeń równań macierzy naprężeń.

Analiza zakłada obliczenia zgodnie z kolejnymi fazami budowy oraz eksploatacji. W początkowej fazie przed rozpoczęciem budowy wszystkim elementom kontinuum są przypisane modele gruntowe, które wraz z kolejnymi fazami - wykopem, czy wykonaniem kolejnych elementów konstrukcyjnych muszą być zamienione na elementy drewniane, stalowe, żelbetowe i inne. W tym celu, poprzez funkcję *change property*, możliwe jest ustalenie

zmiany modelu materiałowego dla określonych elementów, a następnie, w dalszej części modelowania przypisane w odpowiedniej fazie aktywacji tych zmian materiałowych.

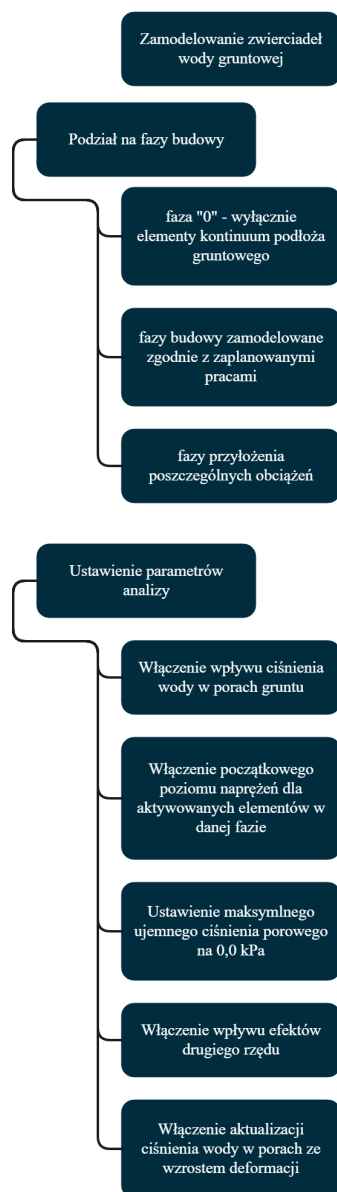
Ostatnim warunkiem brzegowym, w analizie silosu posadowionego na fundamencie płytowo-palowym, jest zaimplementowanie charakterystyk pala do programu. W tym celu, należy skorzystać z ówczesnie utworzonego arkusza kalkulacyjnego, dotyczącego funkcji transformacyjnych, z którego należy skorzystać wprowadzając do programu charakterystyki Q-s (siła osiowa - osiadanie). Program, dzięki temu otrzyma informację, w jaki sposób reaguje pal na obciążenie, a nadwyżkę przekaże płyta fundamentowa. Określenie charakterystyki Q-s pala, jest często czasochłonnym procesem i dodatkowo, nierzadko wiążącym się z wykonaniem próbnego palowania, jednakże pozwoli to również na uzyskanie bliższych rzeczywistości wyników, uniknięcie przesztymienia układu i ograniczenie problemów z osiągnięciem zbieżności.

Po określeniu warunków brzegowych, należy zdefiniować obciążenia konstrukcyjne. Pierwszą czynnością powinno być zdefiniowanie siły grawitacji. Następnie, zgodnie z danymi przekazanymi przez projektanta konstrukcji, należy obciążyć poszczególne elementy konstrukcyjne siłami oraz naprężeniami, w ramach obciążeń stałych i zmiennych. W przypadku wykonywania modelu na etapie koncepcji i braku tego typu danych, należy je możliwie dokładnie określić samodzielnie. Zamodelowana siła grawitacji oraz przypisanie elementom siatki modeli konstytutywnych z informacją o ciężarze, pozwoli programowi obliczyć naprężenia od ciężaru własnego konstrukcji. Jednakże, wpływ każdego niezamodelowanego elementu konstrukcyjnego, powinien zostać wprowadzony za pomocą obciążenia zamiennego. Wykonana analiza dowiodła, że w przypadku obiektów o znacznej wysokości niezamodelowanie części lub całości konstrukcji nadziemnej, będzie wiązało się z istotną rozbieżnością wyników z rzeczywistą pracą obiektu.

Algorytm analizy numerycznej silosów cz. 3

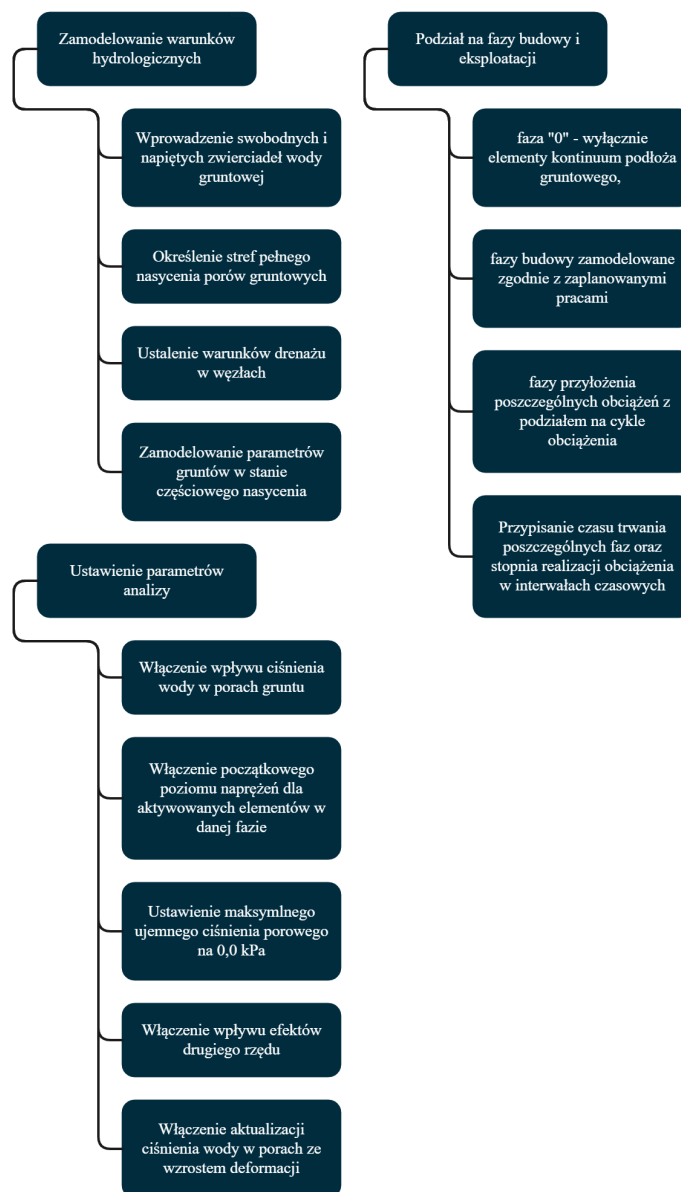
Nieliniowa analiza naprężeń

Podział na fazy budowy
oraz ustawienie
poszczególnych
parametrów nieliniowej
analizy naprężeń



W pełni sprzężona analiza naprężeń i przeływu

Podział na fazy budowy
oraz ustawienie
poszczególnych
parametrów nieliniowej
analizy naprężeń



RYSUNEK 5.47: Algorytm modelowania numerycznego silosów część trzecia
- Ustawienie warunków kontrolnych analiz

Po wprowadzeniu obciążeń pozostaje zdefiniowanie typu analizy, co będzie warunkowało dalsze kroki. Warunki poszczególnych analiz zostały przedstawione na rysunku 5.47.

W przypadku braku informacji o interwałach czasowych, uwarunkowaniach technologicznych związanych z wypełnieniem silosu w czasie, bezpieczniejsza i trafniejsza jest nieliniowa analiza naprężeń. Na korzyść analizy sprzężonej przemawia lepsza kontrola warunków przepływu wody i drenażu w modelu, co w złożonych warunkach hydrologicznych może okazać się niemożliwe do zamodelowania w nieliniowej analizie naprężeń.

Częścią wspólną obu analiz, jest podział na fazy budowy oraz część dotycząca parametrów samej analizy. Analiza sprzężona posiada dodatkowy aspekt czasu dla poszczególnych faz. Definicja poszczególnych faz budowy, jest niezbędna w celu poprawnego określenia stanu naprężeń najbliższego rzeczywistości. Należy zacząć od tak zwanej fazy "0", mającej na celu realizację naprężeń pierwotnych w podłożu gruntowym oraz inicjalizację mechanizmów związanych z mechaniką gruntów. Do fazy tej nie jest przypisany czas ($t = 0$), a przepływ wody odbywa się w stanie ustalonym. Dodatkowo, by oddać stan przed rozpoczęciem budowy, należy wyzerować po realizacji naprężeń tej fazy wszystkie przemieszczenia. To pozwoli na realne oddanie pracy podłoża podczas i po wykonaniu analizowanego obiektu. Kolejne fazy należy podzielić, zgodnie z zaplanowanym ciągiem prac konstrukcyjnych, począwszy od konstrukcji pali, skończywszy na najwyższej położonych elementach obiektu. Wraz z kolejnymi fazami, dotyczącymi konstrukcji pod poziomem terenu, należy wprowadzać również do danych faz warunki brzegowe związane ze zmianą materiału z gruntu na element konstrukcyjny, wprowadzeniem elementów kontaktowych i usunięciem sztywnego połączenia pomiędzy węzłami. Po fazach związanych z budową, należy wprowadzić fazy, w których zostaną przyłożone w modelu obciążenia. Zaleca się zrobienie tego stopniowo, na przykład rozdzielając na osobne fazy obciążenie stałe i zmienne. Dodatkowo, by ułatwić programowi obliczenia i osiągnięcie zbieżności, warto podzielić przykładanie obciążeń na inkreментy, czyli sterowanie przyrostami obciążenia dodając je stopniowo.

Silosy są obiektami najczęściej obciążonymi niewielką liczbą cykli, o wysokiej amplitudzie, co możliwe jest do zamodelowania, przy użyciu w pełni sprzężonej analizy. Posiadając dane o charakterystyce oraz zakładanym czasie trwania poszczególnych cykli, możliwe jest w kolejnych fazach zamodelowanie, a w konsekwencji predykcja stanu naprężeń i odkształceń w czasie.

Ustawienie parametrów analizy również jest jednakowe w obu przypadkach. Ważne, by nie pominąć istotnych aspektów wpływających na poprawność analizy, takich jak włączenie wpływu ciśnienia wody w porach, czy poziomu naprężeń dla aktywowanych elementów w danej fazie, jak również ustawienie maksymalnego ujemnego ciśnienia porowego czy aktualizacji ciśnienia wody w porach wraz ze wzrostem deformacji. Istotne w obiektach cechujących się znaczną wysokością jest również włączenie wpływu efektów drugiego rzędu. Dzięki temu, program wraz z przechyłem smukłej konstrukcji wytworzy dodatkowe siły, dodatkowo wpływające na wyniki przemieszczeń i odkształceń w gruncie.

Istotną jednak różnicą pomiędzy poszczególnymi dwoma typami analizy, jest podejście do modelowania warunków wodnych. W nieliniowej analizie naprężeń, możliwe jest dla

konkretnego zbioru elementów lub konkretnej rzędnej zamodelowanie swobodnego zwierciadła wody gruntowej. W analizie sprzężonej, gdzie analizowany jest wzajemny wpływ naprężeń z przepływem wody i zmianą ciśnienia porowego, możliwe jest modelowanie przepływu w dużo bogatszy sposób. Należy, zgodnie z zapisami dokumentacji geotechnicznej zamodelować warunki hydrologiczne, uwzględniając ciśnienie sphywowe. Ponadto, należy ustalić warunki drenażu wyznaczając węzły, przez które woda może przepływać, a następnie dla gruntów nienawodnionych należy wprowadzić zamodelować zachowanie gruntów w stanie niepełnego nasycenia, na przykład za pomocą funkcji Van Genuchtena.

Po opracowaniu danych wyjściowych, wykonaniu czynności przygotowawczych, zbudowaniu modelu numerycznego, zamodelowaniu materiałów, przypisaniu warunków brzegowych oraz obciążeń, a finalnie ustawieniu parametrów analizy, możliwe jest wydanie polecenia rozpoczęcia obliczeń. Po przeprowadzeniu ich przez program, możliwe jest wyświetlenie wyników analizy oraz weryfikacja poprawności przyjętych założeń.

6 Zakończenie

6.1 Podsumowanie

Przedmiotem niniejszej rozprawy doktorskiej były zagadnienia związane z odkształcalnością iłów serii poznańskiej. Grunty te, należące do niezwykle złożonych, należy traktować w sposób indywidualny dla każdej inwestycji, w której podłożu stwierdzono ich występowanie.

Cechuje je znaczna zmienność głębokości występowania, wartości parametrów fizycznych i mechanicznych, składu mineralnego czy granulometrycznego. Co więcej, grunty ilaste cechuje wysoka ekspansywność, długi czas reakcji na obciążenia, a propagacja osiadań obiektu posadowionego na tych gruntach może postępować latami. Nie bez powodu, zgodnie z treścią rozporządzenia (Rozp. Min. TBiGM z dnia 27 kw. 2012 r.), warunki gruntowe, gdzie ily znajdują się w strefie aktywnej naprężeń należy uznać za "skomplikowane". Opisane uwarunkowania czynią z tychże gruntów niezwykle ciekawy przedmiot badań, którym autor zdecydował się zająć w ramach niniejszej rozprawy.

Badania były wykonywane z użyciem modeli opartych na metodzie elementów skończonych. Zamodelowanie środowiska gruntowo-wodnego oraz uwzględnienie mechanizmów w nim zachodzących, jak również jego współpraca z obiektem budowlanym, należą do zagadnień bardzo złożonych. Materiał gruntowy jest możliwy do opisanie modelami konstytutywnymi, które z różną skutecznością oddają charakter zachowania gruntu pod obciążeniem. Mnogość zjawisk zachodzących w gruncie, a w szczególności tak skomplikowanym jak ił poznański, sprawia, że opisanie jego zachowania nie należy do prostych zadań. Z tego względu, do opisanie tychże zależności, wpływu poszczególnych parametrów oraz charakterystyki modeli konstytutywnych poświęcono cały drugi rozdział niniejszej dysertacji. W ramach pracy, opisano również zmienność parametryczną analizowanych utworów spoistych, zestawiając zakresy parametrów fizycznych oraz mechanicznych różnych regionów ich występowania. To pozwoliło uwypuklić złożoność iłów poznańskich, jako gruntów bardzo spoistych, dla których w świetle niedawnych badań stwierdzono, iż relatywnie nowo wprowadzony do użytku model konstytutywny SCLAY1S najdokładniej opisuje ich zachowanie pod obciążeniem. Model ten jest rozwinięciem znanego od dziesięcioleci Cam-Clay uwzględniający dodatkowo takie charakterystyczne aspekty jak anizotropia, pełzanie czy destrukuryzacja.

W rozdziale czwartym autor wyznaczył na podstawie wyników badań laboratoryjnych, terenowych oraz formuł matematycznych wartości poszczególnych parametrów modelu SCLAY1S, który został wykorzystany do opisu iłów podczas analiz numerycznych opisanych w rozdziale piątym. Wartości te zostały skonfrontowane z zakresami podawanymi w

literaturze fachowej oraz publikacjach naukowych, co dało cenny pogląd na rząd wielkości wartości poszczególnych parametrów oraz potwierdziło poprawność przyjętych założeń.

Wielowariantowa analiza wsteczna, jest oparta na silosie cukrowniczym w Gostyniu. W trakcie budowy był to największy tego typu obiekt w kraju, a dzięki założonemu monitoringowi przemieszczeń, stanowi on niezwykle bogate źródło danych, dzięki którym możliwe było przeprowadzenie weryfikacji za pomocą analiz numerycznych. Obiekt ten, posadowiony jest na fundamencie płytowo-palowym, w skomplikowanych warunkach gruntowych. Poprawne zamodelowanie posadowienia obiektu, wraz z uwzględnieniem mechanizmów zachodzących na styku konstrukcji i gruntu, a także odzwierciedleniem mechanizmów zachodzących w gruncie pod obciążeniem przekazywanym przez pale i płytę, jest zagadnieniem z całą pewnością skomplikowanym. Z tego powodu, cały rozdział trzeci poświęcono na opisanie tych mechanizmów oraz przedstawienie niezbędnych w ocenie autora aspektów pracy tego typu fundamentu. Przedstawiono metody opisu pracy pala fundamentowego za pomocą funkcji transformacyjnych, opisujące mobilizację podstawy pala oraz pobocznicy, w zależności od siły osiowej oraz osiadania głowicy. Skorzystano z nich, by w analizowanym studium przypadku opisać pracę pali przemieszczeniowych i przeprowadzić analizę weryfikacyjną skuteczności zamodelowanej pracy pala, w oparciu o te funkcje.

Na podstawie danych o podłożu gruntowym oraz konstrukcji silosu, przeprowadzono numeryczne analizy wsteczne na modelu trójwymiarowym oraz osiowosymetrycznym. Przestrenny model numeryczny posłużył do przeprowadzenia nieliniowych, wielowariantowych analiz naprężeń, w ramach których wyniki osiadania płyty skonfrontowano z mapą utworzoną na podstawie pomiarów przemieszczeń reperów geodezyjnych. Osiowosymetryczny model numeryczny posłużył do przeprowadzenia w pełni sprzężonych, wielowariantowych analiz przepływu oraz naprężeń, w ramach których wyniki osiadania płyty skonfrontowano z wykresami przemieszczeń pionowych reperów w czasie. Czynnikiem czasu okazał się kluczową zmienną, dzięki której możliwe było szersze spojrzenie na pracę fundamentu, a także pozwolił na dodatkowe potwierdzenie poprawności założeń poczynionych na potrzeby analizy przestrzennej.

Niewątpliwym atutem niniejszej pracy, jest opracowany na końcu piątego rozdziału algorytm wiarygodnej analizy numerycznej posadowienia silosów. Jest to chronologiczny zbiór kolejnych czynności, pozwalających zamodelować podłoże gruntowe oraz obiekt tak, by uzyskać zbliżone do rzeczywistości wyniki przemieszczeń i naprężeń. Algorytm przedstawia szereg aspektów związanych z modelowaniem obiektu oraz posadowieniem budowli na fundamencie płytowo-palowym, jak również wskazuje praktyczne wytyczne opisu podłoża gruntowego, uwzględniające mnogość zjawisk zachodzących w tym ośrodku.

6.2 Wnioski

Wszystkie założone cele pracy zostały zrealizowane, a problematyka badań i analiza zastosowanych metod pozwoliły na sformułowanie następujących wniosków:

1. Pomimo znacznej głębokości stropu iłów serii poznańskiej, wpływ tych gruntów na

osiadania silosu jest znaczący i istotny, co potwierdziły wyniki wszystkich analiz, zarówno na modelu przestrzennym, jak i osiowosymetrycznym.

2. Zastosowanie w pełni sprzężonej analizy naprężeń i przepływu pozwala na uwzględnienie aspektu czasu, który jest kluczowy w modelowaniu reakcji gruntu na obciążenia cykliczne, charakteryzujące się długim okresem i znaczną amplitudą. Możliwe jest przy tym określenie przemieszczeń związanych z odkształceniami sprężystymi i plastycznymi w każdym cyklu obciążenia i odciążenia w czasie.
3. We wszystkich wariantach analizy wykazano istotnie zawyżone przemieszczenia przy zamodelowaniu podłoża gruntowego za pomocą modelu Modified Mohr Coulomb, stwierdzając brak zbieżności z mapą przemieszczeń rzeczywistych silosu.
4. Zmiana modelu gruntów spoistych z Modified Mohr Coulomb na SCLAY1S, przy opisanu reszty gruntów modelem Modified Mohr Coulomb, skutkuje uzyskaniem większej zbieżności przemieszczeń obliczonych z przemieszczeniami rzeczywistymi. Model Modified Mohr Coulomb nie uwzględnia wielu mechanizmów zachodzących w gruntach bardzo spoistych pod obciążeniem, przez co nie powinien być stosowany do opisu tych gruntów.
5. Opis całego podłoża gruntowego modelem konstytutywnym Hardening Soil Small Strain Stiffness, uwzględniającym charakterystykę zmian sztywności w zakresie małych odkształceń, w nieliniowych analizach naprężeń daje wyniki najbardziej zbieżne z rzeczywistymi przemieszczeniami fundamentu budowli.
6. W pełni sprzężonych analizach naprężeń i przepływu, gdzie czynnik czasu odgrywa kluczową rolę, zastosowanie modelu Hardening Soil Small Strain Stiffness do opisu wszystkich gruntów (za wyjątkiem utworów spoistych, opisanych modelem SCLAY1S), pozwala na otrzymanie wyników przemieszczeń najbardziej zbieżnych z rzeczywistymi.
7. Opis gruntów bardzo spoistych modelami SCLAY1S oraz Modified Cam-Clay pozwala na uzyskanie niemal tożsamyh rezultatów dla obu tych modeli.
8. Model Soft Soil Creep, mimo bazowania na zbliżonych założeniach do modelu SCLAY1S, nie pozwala na otrzymanie wiarygodnych wyników przemieszczeń i znacząco odstępuje w tej kwestii modelom Modified Cam-Clay i SCLAY1S.
9. W modelowaniu numerycznym fundamentów płytowo-palowych niezwykle istotne jest wyprowadzenie i zaimplementowanie do programu charakterystyk Q-s w zakresie mobilizacji podstawy i poboczniczy pala, na przykład stosując funkcje transformacyjne.
10. W budowlach wysokich i wysokościowych olbrzymi wpływ na wyniki przemieszczeń uzyskanych w wyniku przeprowadzonych analiz ma zamodelowanie pełnej geometrii obiektu. Zastąpienie w analizach geotechnicznych części nadziemnych obciążeniem

zamiennym skutkuje nieuwzględnieniem podczas analizy efektów drugiego rzędu, które istotnie wpływają zarówno na otrzymane wartości przemieszczeń, jak i ich rozkład.

11. W budowlach, których geometrię można wyrazić za pomocą bryły obrotowej, analiza oparta na modelu osiowosymetrycznym (zamiast trójwymiarowym) skutecznie ogranicza jego wielkość, przez co również liczbę równań niezbędnych do przeliczenia przez program do uzyskania wyników. Jednocześnie, na przykładzie silosu wykazano, iż wyniki uzyskane za pomocą analizy numerycznej na modelu osiowosymetrycznym, przy użyciu odpowiednich modeli konstytutywnych do opisu podłoża, nie wykazały istotnej rozbieżności w porównaniu z wynikami uzyskanymi na modelu przestrzennym.

6.3 Program dalszych badań

W ramach głównego studium przypadku niniejszej rozprawy doktorskiej poruszono wiele istotnych kwestii związanych między innymi z badaniami nad łałami serii poznańskiej, modelowaniem numerycznym, analizami wstecznymi oraz obciążeniami cyklicznymi, determinując przy tym wielotorowo kierunki dalszych badań.

Jak już wspomniano, badania przeprowadzono na danych pochodzących z jednego studium przypadku silosu w Gostyniu. To skłania do dalszej pracy, w celu potwierdzenia uzyskanych rezultatów w kontekście innych obiektów. Zestawienie szeregu wstecznych analiz weryfikacyjnych pozwoliłoby sprawdzić opisane w pracy wyniki oraz przedstawiłoby szerszą perspektywę, z której możliwa byłaby ich interpretacja w odniesieniu do szerszej gamy zmiennych. Kwestią, której wyjaśnienie możliwe byłoby w toku dalszych badań jest również brak zbieżności w kontekście zmienności odkształceń sprężystych w analizach uwzględniających aspekt czasu i cykliczność obciążenia. Kolejne analizy pomogłyby zweryfikować, czy pomiary przemieszczeń reperów były obarczone błędem, a jeśli nie to otworzyłyby nową perspektywę badań w tym zakresie. Badania na większej ilości obiektów, mając do dyspozycji dane o przemieszczeniach i naprężeniach pozwoliłyby również na weryfikację założeń algorytmu i sprawdzenie w praktyce jego zastosowanie.

Opisywany silos należy do obiektów obciążonych cyklicznie, o długookresowej i wysokiej amplitudzie obciążenia. Charakter tegoż obciążenia budowli jest unikatowy, co skłania do weryfikacji poczynionych założeń w niniejszej pracy, na innych budowlach obciążonych cyklicznie. To daje perspektywiczny obraz kolejnych badań, ponieważ w kontekście obciążeń cyklicznych dotychczas skupiono się na obciążeniach dynamicznych o krótkim i bardzo krótkim okresie. Z dużą dokładnością nauka umie odpowiedzieć, jak zachowa się grunt we współpracy z obiektem budowlanym poddanym na przykład trzęsieniu ziemi, a mechanizmy zachodzące w gruncie w ramach tego fenomenu są znane i szeroko bogato opisane. Co innego w przypadku długich, wielomiesięcznych lub wieloletnich okresów obciążenie-odciążenie, cechujących się potężną amplitudą. Jest to sfera, która dotyczy przede wszystkim wszelkich obiektów magazynujących materiał, których wypełnienie jest związane z cykliczną działalnością produkcyjną.

Zagadnieniem, które w ocenie autora jest możliwe do rozwinięcia w toku dalszych badań, jest optymalizacja w zakresie wyznaczania wartości poszczególnych parametrów modeli konstytutywnych gruntu. Wiele z nich jest możliwych do określenia na podstawie jednego lub dwóch badań laboratoryjnych, badań terenowych z użyciem sondy statycznej oraz szeregu formuł. Cennym osiągnięciem byłaby zatem implementacja wyników badań laboratoryjnych oraz sondowań statycznych i otrzymanie bezpośrednio za pomocą skryptu wartości parametrów modeli konstytutywnych. To zwiększyłoby dostępność modelowania numerycznego dla większej części inżynierów, co w efekcie pozwoliłoby na uzyskanie jeszcze większej ilości wyników do dalszych analiz naukowych.

Z powodu ograniczeń sprzętowych, niemożliwe było przeprowadzenie obliczeń w pełni sprzężonej analizy przepływu oraz naprężeń na modelu przestrzennym. W toku dalszych badań, cennym byłoby przeprowadzenie analiz tego typu z wykorzystaniem złożonych, wielkogabarytowych modeli trójwymiarowych. Model osiowosymetryczny jest jednak w dużym stopniu ograniczeniem, stanowiącym istotną barierę w modelowaniu złożonych procesów migracji wody w ośrodku gruntowym oraz szeregu zjawisk zachodzących w ich wyniku. Obliczenia w ramach analiz wstecznych przy użyciu takich modeli stanowiłyby ważne oraz wielowymiarowe zagadnienia badawcze.

Do opisu pracy pali zastosowano w analizie studium przypadku funkcje transformacyjne opisane przez Gwizdałę (Gwizdała, 2011), natomiast literatura oraz normy w zróżnicowany sposób definiują owe funkcje. Istotnym naukowo aspektem, możliwym w ocenie autora do zbadania, z zastosowaniem analiz numerycznych, jest kryterium zbieżności poszczególnych technologii pali przy zastosowaniu różnych funkcji transformacyjnych. Zadanie wiązałoby się z potrzebą wykonania dużej liczby próbnych palowań, użyciem wielu technologii, w różnorodnych warunkach gruntowych. W kontekście zarówno nauki, jak i praktyki projektowej byłoby istotne w perspektywie jeszcze lepszego modelowania zarówno samej pracy pali, jak i gruntu w bezpośrednim otoczeniu, na który również wpływa technologia palowania.

Bibliografia

- [1] Abed A. *Numerical modeling of expansive soil behavior* Rozprawa doktorska, Universitat Stuttgart, 2008
- [2] Anandarajah A., N. Kuganenthira N., Zhao D. *Variation of fabric anisotropy of kaolinite in triaxial loading*, Journal of geotechnical engineering, 122(8), s. 633-640, 1996
- [3] Andersen K. H. *Behaviour of clay subjected to undrained cyclic loading*, Proc. BOSS76, 1, s. 392-403, 1976
- [4] Andersen K. H., Pool J. H., Brown S. F., Rosenbrand W. F. *Cyclic and static laboratory tests on Drammen clay*, J. of Geotech. Eng. Div., 106(5), s. 499-529, 1980
- [5] Andersen K. H. *Bearing capacity for foundations with cyclic loads*, Proc. ASCE J. Geot. Eng., 114(5), s. 540-555, 1988
- [6] Areń B. *Atlas geologiczny Polski, zeszyt 11 – Trzeciorzęd*, Ist. Geol., 1957
- [7] Arthur J. R. F., Chua K. S., Dunstan T. *Induced anisotropy in a sand*, Geotechnique, 27(1), s. 13-30, 1977
- [8] Atkinson J., Sallfors G. *Experimental determination of soil properties*, In. Pr. 10th ECSM-FE, 3, s. 915-956, 1991
- [9] Badura J., Przybylski B. *Evolution of the late Neogene and Eopleistocene fluvial system in the foreland of the Sudetes mountains, SW Poland*, Annales Societatis Geologorum Poloniae, 74, s. 43-61, 2004
- [10] Batu V. *Aquifer Hydraulics: A Comprehensive Guide to Hydrogeologic Data Analysis*, Wiley and Sons, 1998
- [11] Bauer J. and Strzelecki T. and Szcześniak K. *Methodes de determination des parametres pour certains modeles de milieu monophasique et biphasique. Metody określania parametrów dla niektórych modeli ośrodka monofazowego i bifazowego*, Compte - rendus du 2 colloque franco-polonais de mecanique des soils appliquee, s. 285-303, 1981
- [12] Bednarek R. *Zmiany parametrów konsolidowanego podłoża organicznego*, Rozprawa doktorska, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny, 2019
- [13] Benz T. *Small-strain stiffness of soil and its numerical consequences*, Rozprawa doktorska, Universitat Stuttgart, 2006

- [14] Biały M. *Przestrzenna analiza współdziałania fundamentu chłodni kominowej z nieliniowo odkształcalnym podłożem przy uwzględnieniu sztywności nadbudowy*, Rozprawa doktorska, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego, 2008
- [15] Biot M. *Theory of deformation of a porous viscoelastic anisotropic solid*, Journal of Applied Physics, 27, s. 459-467, 1956
- [16] Bjerrum L. *Engineering geology of Norwegian Normally-Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings*, Geotechnique, 17(2), s. 83-118, 1967
- [17] Bond A., Harris A. *Decoding Eurocode 7*, Taylor and Francis Group, 2010
- [18] Borel S. *Comportement et dimensionnement des fondations mixtes*, Laboratoire central des ponts et chaussées, 2001
- [19] Burland J. *Deformation of soft clay*, Rozprawa doktorska, University of Cambridge, 1967
- [20] Bustamante M., Gianceselli L. *Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT*, Pr. 2nd European Symposium on Penetration Testing, 1982
- [21] Clancy P., Randolph M. F. *An approximate analysis procedure for piled raft foundation*, Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 17, s. 849-869, 1993
- [22] Clancy P., Randolph M. F. *Simple design tools for piled raft foundations*, Geotechnique, 46(2), s. 313-328, 1996
- [23] Cudny M., Vermeer P. A. *On the modelling of anisotropy and destructuration of soft clays within the multi-laminate framework*, Computers and Geotechnics, 31(1), s. 1-22, 2004
- [24] Cudny M., Binder K. *Kryteria Wytrzymałości gruntu na ścinanie w zagadnieniach geotechniki*, Inżyniersia Morska i Geotechnika, s. 456-465, 5/2005
- [25] Cudny M. *Some aspects of the constitutive modelling of natural fine grained soils*, Wydawnictwo IMOGEOR, 2013
- [26] Cudny M., Partyka E. *Wpływ anizotropii w modelowaniu odkształcenia podłoża wywołanego drążeniem tunelu*, Inżyniersia Morska i Geotechnika, s. 705-715, 5/2015
- [27] Cudny M., Truty A. *Refinement of the Hardening Soil model within the small strain range*, Acta Geotechnica, 15, s. 2031-2051, 2020
- [28] Czapkowski J., Badura J., Przybylski B. *Profil utworów formacji poznańskiej w rejonie Wrocławia*, Przegląd geologiczny, 50(3), 2002
- [29] Czapkowski J., Krasieński R. *Facje i warunki depozycji utworów formacji poznańskiej*, Przegląd geologiczny, 50(3), 2002
- [30] Degtyareva O. G., Vasiliev S. M. *The results of determining the structural elements' displacements when using various soil models and software systems*, IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng., 913, s. 22-51, 2020

- [31] Desai C. S., Zaman M. M., Lightner J. G., Siriwardane H. J. *Thin-layer element for interfaces and joints*, Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech., 8, s. 19-43, 1984
- [32] Dożyk-Szypcio K. *Naturalny Parametr Stanu*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Białostockiej, 2021
- [33] Duczmal-Czerniewicz A. *Mineralogia i geochemia iłłów poznańskich z wybranych złóż Wielkopolski*, Przegląd geologiczny, 55, 2007
- [34] Duncan J. M. *The role of advanced constitutive relations in practical applications*, Proc. 13th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engr., 5, s. 31-48, 1994
- [35] Dyjor S. *Poziomy morskie w obrębie iłłów serii poznańskiej*, Kwartalnik Geologiczny, t. 25(2), s. 941-955, 1967
- [36] Dyjor S. *Seria poznańska w Polsce zachodniej*, Kwartalnik Geologiczny, t. 14(4), s. 819-835, 1970
- [37] Dziubiński M., Kiljański T., Sęk J. *Podstawy teoretyczne i metody pomiarowe reologii*, Wydawnictwo Politechniki Łódzkiej, 2014
- [38] Fedorowicz L., Fedorowicz J. *Rola współczynnika parcia geostatycznego K_0 w analizach geotechnicznych i sposoby jego oceny*, Zeszyty Naukowe Wyższej Szkoły Technicznej w Katowicach, 6, s. 35-54, 2004
- [39] Fedorowicz L. *Zagadnienia kontaktowe budowla – podłoże gruntowe. Cz I: Kryteria modelowania i analiz podstawowych zagadnień kontaktowych konstrukcja budowlana – podłoże gruntowe*, Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, 1729, 2006
- [40] Fioravante V., Capoferri R. *On the use of multi-directional piezoelectric transducers in triaxial testing*, Geotechnical Testing Journal, 24(3), s. 243-255, 2001
- [41] Ghasemi P. *Application of inverse analysis to geotechnical problems, from soil behaviour to large deformation modeling*, Rozprawa doktorska, Università degli studi di Salerno, 2019
- [42] Gibson R. E., Lo K. Y. *A theory consolidation for soil exhibiting secondary compression*, Acta Polit. Scandinavica, 41, s. 1-15, 1961
- [43] Gibson R. E., Lo K. Y. *A theory consolidation for soil exhibiting secondary compression*, Acta Polit. Scandinavica, 41, s. 1-15, 1961
- [44] Goodman R. E., Taylor R. L., Brekke T. L. *A model for the mechanics of jointed rock*, J. Soil Mech. Found. Div. ASCE, 94, 1968
- [45] Grabowska-Olszewska B. *Właściwości gruntów nienasyconych*, PWN, 1998
- [46] Graham J., Houlsby G. T. *Anisotropic elasticity of a natural clay*, Geotechnique, 33(2), s. 165-180, 1983

- [47] Graham J., Yin J. *Elastic visco-plastic modelling of one-dimensional consolidation*, Geotechnique, 46(3), s. 515-527, 1996
- [48] Gras J. P., Sivasithamparam N., Karstunen M., Dijkstra J. *Permissible range of model parameters for natural fine-grained materials*, Acta Geotechnica, 13, s. 387-398, 2017
- [49] Grimstad G., Karstunen M., Jostad H. P., Sivasi T., Mehli M., Zwanenburg C., Haan E., Amiri S. A. G., Boumezerane D., Kadivar M., Ashrafi M., Ronningen J. A. *Creep of geomaterials - some finding from the EU project CREEP*, Europ. J. Environ. Civil Eng., s.1-16, 2017
- [50] Gryczmański M. *O konstytutywnych modelach gruntów*, Inż. i Bud., 2, 1985
- [51] Gryczmański M. *Próba klasyfikacji modeli konstytutywnych*, Zeszyty naukowe Politechniki Śląskiej, 81, s. 443-446, 1995
- [52] Gwizdała K. *Fundamenty palowe. Technologie i obliczenia (Tom 1)*, Wydawnictwo Naukowe PWN, 2011
- [53] Gwizdała K., Stęczniewski M. *Wykorzystanie metody funkcji transformacyjnych do analizy nośności i osiadań pali CFA*, Inżynieria Morska i Geotechnik, 3, s. 433-437, 2015
- [54] Głuchowski A. *Reakcja gruntu spoistego na obciążenia cykliczne w warunkach bez odpływu*, Rozprawa doktorska, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego, 2018
- [55] Głuchowski A. *Reakcja gruntu spoistego na obciążenia cykliczne w warunkach bez odpływu*, Rozprawa doktorska, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego, 2018
- [56] Hanish J., Katzenbach R., König G. *Kombinierte Pfahl-Plattengrundungen*, Ernst und Sohn, 2002
- [57] Hersey M. D. *Future problems of theoretical rheology*, Journal of Rheology, 3, s. 196-204, 1932
- [58] Holubec I., Finn P. J. *A lateral deformation transducer for triaxial testing*, Canadian Geotechnical Journal, 6, s. 353-356, 1969
- [59] Jaky J. *Pressure in silos*, Proc. 2nd I. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng., 1, s. 103-107, 1948
- [60] Janbu N. *The resistance concept applied to deformation of soils*, 7th International Conference Soil Mechanics Foundation Engineering, 1969
- [61] Jardine R. J. *Some observations on the kinematic nature of soil stiffness*, Soils and Foundations, 32(2), s. 111-124, 1992
- [62] Jastrzębska M. *Badania zachowania się gruntów spoistych poddanych obciążeniom cyklicznym w zakresie małych odkształceń*, Rozprawa habilitacyjna, Politechnika Śląska, 2010

- [63] Jeż J. *Zmiana wytrzymałości ilów poznańskich w czasie - po naruszeniu struktury*, Rozprawa doktorska, Politechnika Poznańska, 1977
- [64] Jeż J. *Przyrodnicze aspekty bezpiecznego budownictwa*, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, 2001
- [65] Józefiak K. *Modelowanie konstytutywnych właściwości gruntów jako podłoża betonowych nawierzchni drogowych*, Rozprawa doktorska, Politechnika Warszawska, 2021
- [66] Kacprzak G. M. *Współpraca fundamentu płytowo-palowego z podłożem gruntowym*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, 2018
- [67] Kadela M. *Kryteria modelowania i analiz konstrukcji warstwowych współpracujących z podłożem gruntowym*, Rozprawa doktorska, Politechnika Śląska, 2012
- [68] Kishida H., Meyerhof G. G. *Bearing capacity of pile groups under eccentric loads in sands*, Pr. 6th I. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., 2, s. 270-274, 1965
- [69] Kisiel I., Dmitruk S., Lysik B. *Zarys reologii gruntów*, Wydawnictwo Arkady, 1969
- [70] Kliszczewicz B. *Zastosowanie modelu hardening soil small w analizach numerycznych rurociąg-grunt*, Czasopismo inżynierii lądowej, środowiska i architektury, 63(2), s. 197-208, 2018
- [71] Kok S. T., Huat B. B. K., Noorzaei J., Jaafar M. S. *A review of basic soil constitutive models for geotechnical application*, Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 14, s. 1-18, 2009
- [72] Kołakowski Z. *Podstawy wytrzymałości i stateczności płytowych konstrukcji kompozytowych*, Wydawnictwo Politechniki Łódzkiej, 2008
- [73] Kowalska M. *Identyfikacja parametryczna modeli gruntów w zagadnieniach geotechniki*, Rozprawa doktorska, Politechnika Śląska, 2009
- [74] Krasiński A. *Przestrzenna zm. wsp. przekonsolidowania (OCR) wybr. t. litologenetycznych i litostratygraficznych gr. sp. Śr. Nadodrza*, Wydawnictwo Uniwersytetu Zielonogórski, 2005
- [75] Krasiński A., Sieńko R. *Wykorzystywanie pomiaru pionowego rozkładu siły w palu w interpretacji testów statycznych*, Magazyn Autostrady, 11, s. 24-28, 2010
- [76] Krasiński A. *Prognozowanie krzywej osiadania pala wierconego z iniekcją ciśnieniową pod podstawą*, Acta Sci. Pol. Architectura, 17(2), s. 65-76, 2018
- [77] Kuczyński J. *Miejskie budowle sanitarne i podziemne*, PWN Warszawa, 1980
- [78] Kumor M. K. *Selected geotechnical problems of expansive clays in the area of Poland*, Arch. Civ. Eng. Environment, 1(4), s. 75-92, 2008

- [79] Kunkel A. *Osady ilowe neogenu młodszego Wielkopolski środkowej w świetle bibulowej chromatografii rozdzielczej*, Pr. Komis. Geogr.-Geol. T. 14., 1975
- [80] Larsson R. *Consolidation of soft clays*, Raport techniczny, Swedish Geotechnical Institute, 1986
- [81] Lee J., Kyung D., Kim B., Prezzi M. *Estimation of the small-strain stiffness of clean and silty sands using stress-strain curves and CPT cone resistance*, Soils and Foundations, 49(4), s. 545-556, 2009
- [82] Leoni M., Karstunen M., Vermeer P. *Anisotropic creep model for soft soils*, Geotechnique, 58(3), s. 215-226, 2008
- [83] Lune T., Robertson P., Powell J. *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*, CRC Press, 1997
- [84] Matasovic N., Vucetic M. *Generalized cyclic-degradation-pore-pressure generation model for clays*, J. of Geotech. Eng., 121(1), s. 33-42, 1995
- [85] Mayne P. W., Kemper J. B. *Profiling OCR in Stiff Clays by CPT and SPT*, Geotechnical Testing Journal, 11(2), s. 139-147, 1988
- [86] Mesri G., Castro A. *The concept c_{α} / c_c and k_{z0} during secondary consolidation*, J. Geotechn. Engineering Division, 112(3), 1987
- [87] Modliński H. *Poradnik projektanta przemysłowego*, COBPBP BISTYP, 1979
- [88] Mojski J. E. *Ziemia Polskie w Czwartorzędzie*, Państwowy Instytut Geologiczny, 2005
- [89] Mojski J. E. *Ziemia Polskie w Czwartorzędzie*, Państwowy Instytut Geologiczny, 2005
- [90] Murthy V. N. S. *Geotechnical Engineering*, CRC Press, 2014
- [91] Negussey D., Wijewickreme W. K. D., Vaid Y. P. *Constant-volume friction angle of granular materials*, Canadian Geotechnical Journal, 25, s. 50-55, 1988
- [92] Nepelski K. *Numeryczne modelowanie pracy konstrukcji posadowionej na lessowym podłożu gruntowym*, Rozprawa doktorska, Politechnika Lubelska, 2020
- [93] Niemunis A., Cudny M. *O teorii sprężystości w modelowaniu gruntów spoistych*, Geotechnika w Bud. i I. Śr., poświęconej 47- p. n. i 70-l. ur. Prof. Eugeniusza Dembickiego, Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, s. 49-60, 2000
- [94] Olek B. *Identyfikacja fazy konsolidacji quasi-filtracyjnej z zastosowaniem nowych technik interpretacji badań konsolidometrycznych*, Rozprawa doktorska, Akademia Górniczo-Hutnicza, 2017
- [95] Orzechowski J., Kostrzewski W. *Cechy fizyko-mechaniczne oraz skład mineralogiczny i chemiczny ilów plioceńskich Poznania*, Zesz. Nauk. Polit. Pozn., 27(6), 1964

- [96] Owen D., Hinton E. *Finite Elements in Plasticity- Theory and Practice*, Pineridge Press Limited, 1980
- [97] Perzyna P. *On the constitutive equations in the viscoplasticity. Mechanics of Continuum*, Proc. Int. Conf., s. 105-122, 1966
- [98] Peteris S., Bondars K. *Applicability of small strain stiffness parameters for pile settlement calculation*, Procedia Engineering, 172, s. 999-1006, 2016
- [99] Pędziwiatr J. *Metody obliczeń efektów drugiego rzędu - uwagi i porównania*, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, 64(3), s. 351-360, 2017
- [100] Phemister T. C., Simpson S. *Sensitivity of Clays to Remoulding*, Nature, 164, 319, 1949
- [101] Piechnik S. *Mechanika techniczna ciała stałego*, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, 2007
- [102] Pietruszczak S. *Fundamentals of Plasticity in Geomechanics*, CRC Press, 2010
- [103] Piwocki M. *Geologia trzeciorzędowych złóż węgla brunatnego w rowach tektonicznych Wielkopolski*, Materiały 62 Zjazdu PTG, 1991
- [104] Piwocki M. *Ewolucja poglądów na stratyografię utworów formacji poznańskiej na Niziu Polskim*, Przegląd geologiczny, 50(3), 2002
- [105] Poulos H. G. *Practical design procedures for piled raft foundations*, Thomas Telford Publishing, 2000
- [106] Przysański J., Jeż J., Borowczak P., Łęcki P. *Właściwości fizyko-mechaniczne ilów poznańskich okolic poznania*, Opracowanie Politechniki Poznańskiej na zlecenie ITB, 1990
- [107] Brinkgreve R., Yamamuro J., Kaliakin V. *Selection of soil models and parameters for geotechnical engineering application*, Geotechnical Special Publication, 128, s. 69-98, 2005
- [108] Rad N. S., Lunne T. *Direct correlations between piezocone tests results and undrained shear strength of clay*, Proc. First I. Symp. on Penetration Testing, 128, 1988
- [109] Randolph M. F. *Design of piled raft foundation*, Proc. Int. Symp. On Recent Dev. in Lab. and Field Test and A. of Geotechnical Problems, s. 525-537, 1983
- [110] Randolph M. F. *Design methods for pile groups and piled rafts*, Pr. 13th I. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., 6, s. 61-82, 1994
- [111] Roscoe K. H., Schofield A. N., Wroth C. P. *On the yielding of soils*, Geotechnique, 8(1), s. 22-53, 1958
- [112] Roscoe K. H., Burland J. *On the generalized stress-strain behaviour of wet clay*, Eng. Plast. Cambridge Univ., s. 535-609, 1968
- [113] Rybak J. *Metody obliczania nośności granicznej pali fundamentowych*, Górnictwo i Geoinżynieria, 32(2), s. 267-276, 2008

- [114] Santos J. A., Correia A. G. *Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain a unique strain-dependent shear modulus curve for soil*, In. Pr. 15th I. Conf. SMGE, 1, s. 267-270, 2001
- [115] Sawicki A. *Mechanika gruntów dla obciążeń cyklicznych*, IBW PAN, 1991
- [116] Sawicki A. *Elasto-plastic interpretation of oedometric test*, Arch. Hydro-Eng. Environ. Mech., 41, 1994
- [117] Sawicki A., Świdziński W. *Problem obciążenia i odciążenia w mechanice gruntów*, Czasopismo Techniczne Politechniki Krakowskiej, 3, 2008
- [118] Schanz T. *Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien*, Institut für Geotechnik Universität Stuttgart, 1998
- [119] Seed H., Chan C. K., Monismith C. L. *Effects of repeated loading on the strength and deformation of compacted clay*, Pr. of the Thirty-Fourth Ann. M. of the Highway Research Board, 34, s. 541-558, 1955
- [120] Seed H., Lee K. *Liquefaction of saturated sands during cyclic loading*, ASCE Soil Mechanics and Foundation Division, 92(6), 1966
- [121] Song Z., Jiang A., Jiang Z. *Back analysis of Geomechanical Parameters Using Hybrid Algorithm Based on Difference Evolution and Extreme Learning Machine*, Mathematical problems in engineering, 1, s. 1-11, 2015
- [122] Stolle D., Vermeer P., Bonnier P. *A consolidation model for a creeping soil*, Canadian Geotechnical Journal, 36, s. 374-759, 1999
- [123] Strzelecki T. *Modelowanie przepływów przez ośrodki porowate*, DWE, 36, 2008
- [124] Stróżyk J. *Zastosowanie równań wskaźnika ściśliwości do oceny ściśliwości iłw serii poznańskiej*, Górnictwo i Geoinżynieria, 35(2), s. 549-556, 2011
- [125] Świniarski J. *Ocena podatności podłoża przy wymiarowaniu płyt fundamentowych*, Inżyniersia Morska i Geotechnika, 24(5), s. 314-319, 2003
- [126] Szymkiewicz A., Sikora Z., Ossowski R., Tisler W. *Właściwości retencyjne, przewodność hydrauliczna i naprężenia efektywne w gruntach nienasyconych*, Inżynieria Morska i Geotechnika, 5, s. 445-452, 2014
- [127] Takahashi M., Hight D. W., Vaughan P. R. *Effective stress changes observed during undrained cyclic triaxial tests on clay*, Pr. of the I. Sym. on Soils under Cyclic and Transient Loading, 1, s. 201-209, 1980
- [128] Timoshenko L. *History of strength of materials*, McGraw-Hill Book Co. Inc., 1953
- [129] Topoliński S., Gorączko A., Sztubecki J. *Monitoring Przemieszczeń pionowych słupów obiektu posadowionego na podłożu ekspansywnym*, Czasopismo Inżynierii Lądowej, środowiska i architektury, 64(4), s. 375-385, 2017

- [130] Troć M. *Warunki geośrodowiskowe na obszarze Starego Miasta w Poznaniu*, Rozprawa doktorska, Uniwersytet Adama Mickiewicza, 2006
- [131] Truty A., Obrzud R. *The Hardening Soil Model – a practical guidebook*, Zace Services Ltd, 2011
- [132] Van Genuchten M. T., Leij F. J. *Indirect methods for estimating the hydraulic properties of unsaturated soils*, Proc. I. W. Indirect Methods for Est. Hydraulic Prop. of Unsat. Soils, 1, s. 273-283, 1989
- [133] Walkiewicz Z. *Trzeciorzęd na obszarze Wielkopolski*, UAM Seria geologia, 10, 1984
- [134] Wheeler S. J., Naatanen A., Karstunen M., Lojander M. *An anisotropic elastoplastic model for soft clays*, Canadian Geotechnical Journal, 40(2), s. 403-418, 2003
- [135] Wichrowski Z. *Studium mineralogiczne ilów serii poznańskiej*, Archiwum mineralogiczne, 37(2), 1981
- [136] Widera M. *Geologia polskich złóż węgla brunatnego*, Bogucki Wydawnictwo Naukowe, 2021
- [137] Widodo S., Ibrahim A. *Estimation of Primary Compression Index (Cc) Using Physical Properties of Pontianak Soft Clay*, International Journal of Engineering Research and Applications, 2(5), s. 2232-2236, 2012
- [138] Wiłun Z. *Zarys Geotechniki*, WKŁ, 2013
- [139] Wojtasik A. T. *Ekspansywność ilów w świetle badań ssania gruntu*, Rozprawa doktorska, Politechnika Poznańska, 1994
- [140] Wyrwicki R., Maliszewska A. *Utwory węglowe w osadach ilastych serii poznańskiej (neogen)*, Biul. Inst. Geol., 298, 1977
- [141] Wyrwicki R., Maliszewska A. *Utwory węglowe w osadach ilastych serii poznańskiej (neogen)*, Biul. Inst. Geol., 298, 1977
- [142] PN-EN 1997:1:2008 Eurokod 7 - Projektowanie geotechniczne Część 1: Zasady Ogólne
- [143] PN-EN 1997:2:2009 Eurokod 7 - Projektowanie geotechniczne Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego
- [144] PN-81/B-03020 Grunty bud. Pos. bezp. budowli. Obl. statyczne i proj.
- [145] PN-83/B-02482 Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych
- [146] PN-88/B-04481 Grunty budowlane. Badania próbek gruntu
- [147] DIN 1054 - Subsoil - Verification of the safety of earthworks and foundations - Supplementary rules to DIN EN 1997-1

- [148] *NEN 6743:1991/A1:1997, Geotechniek - Berekeningsmethode voor funderingen op palen - Drukpalen*
- [149] *Rozp. Min. TBiGM z dnia 27 kw. 2012 r. w spr. ustalania kat. geotech. war. pos. ob. bud.*
- [150] *Instytut Techniki Budowlanej Instrukcja 296 - Posadowienie budowli na gruntach ekspansywnych, 1990*
- [151] *Plaxis bv Plaxis Material Models Manual 2014*
- [152] *Plaxis bv PLAXIS The Creep-SCLAY1S model 2018*
- [153] *Midas IT Ltd. Release Notes 2016*
- [154] *GT Projekt Dokumentacja geologiczno-inżynierska dla projektu i rozbudowy cukrowni, 2012*
- [155] *GT Projekt Dokumentacja geologiczno-inżynierska dla projektu i budowy budynku przy ul. na Podgórniku, 2016*
- [156] *GT Projekt Projekt wykonawczy wzm. podł. gr. palami przemieszczeniowymi nr projektu PL/337/12/B.04, 2012*
- [157] <http://www.aqtesolv.com/aquifer-tests/aquiferproperties.htm>
- [158] <http://fizyka.umk.pl/kroch/materialy/Podstawowe%20definicje.pdf>
- [159] <https://www.finesoftware.pl/pomoc/geo5/pl/modyfikowany-model-cam-clay-mcc-01/>