

Politechnika Śląska

Wydział Budownictwa

Katedra Geotechniki i Dróg

Rada dyscypliny Inżynieria Lądowa, Geodezja i Transport

**mgr inż. Tomasz Żyrek**

Rozprawa doktorska

**WERYFIKACJA METOD OBLICZANIA POZIOMYCH  
PRZEMIESZCZEŃ STALOWYCH ŚCIANEK SZCZELNYCH**

Verification of methods for calculating  
horizontal displacements of steel sheet pile walls

Promotor:

**dr hab. inż. Marian Łupieżowiec, prof. PŚ**

GLIWICE, październik 2024

*Pracę dedykuję Hannie  
oraz Karolowi i Alicji*

# Spis treści

|  |    |
|--|----|
| Streszczenie .....   | 7  |
| Abstract .....   | 8  |
| 1. Wprowadzenie.....   | 9  |
| 1.1. Ogólna charakterystyka ścianek szczelnych.....  | 9  |
| 1.2. Rodzaje zastosowań stalowych ścianek szczelnych.....  | 14 |
| 1.2.1. Ścianka szczelna jako obudowa tymczasowa głębokich wykopów .....  | 15 |
| 1.2.2. Ścianka z grodziec jako trwała konstrukcja oporowa .....  | 22 |
| 2. Cel i zakres pracy .....  | 29 |
| 2.1 Cel pracy.....   | 29 |
| 2.2. Zakres pracy .....  | 30 |
| 2.2.1. Przegląd literatury i metod obliczeniowych .....  | 30 |
| 2.2.2. Metody pomiarowe przemieszczeń ścianek szczelnych.....  | 30 |
| 2.2.3. Analiza obliczeniowa oraz modelowanie pracy ścianek szczelnych.....                                     | 31 |
| 2.2.4. Porównanie wyników obliczeń i pomiarów .....  | 31 |
| 2.2.5. Formułowanie rekomendacji oraz wnioski praktyczne i naukowe.....  | 31 |
| 2.3. Teza pracy .....  | 31 |
| 3. Metody analizy statyczno-wytrzymałościowej oraz obliczania przemieszczeń stalowych ścianek szczelnych. .... | 32 |
| 3.1. Metoda klasyczna, równowagi granicznej .....  | 32 |
| 3.2. Metoda parę zależnych, modułu reakcji (podatności) podłoża .....  | 37 |
| 3.2.1. Metody wyznaczania modułu podatności podłoża kh.....  | 40 |
| 3.2.1.1. Metoda Terzaghiego.....   | 40 |
| 3.2.1.2. Metoda Chadeisson'a .....   | 41 |
| 3.2.1.3. Metoda Menarda i Bourdona.....  | 42 |
| 3.2.1.4. Metoda Schmitt'a .....  | 42 |
| 3.2.1.5. Metoda CUR166.....  | 42 |
| 3.3. Metoda elementów skończonych (MES).....   | 45 |
| 3.3.1. Model Coulomb'a-Mohr'a .....  | 46 |
| 3.3.2. Model Druckera – Pragera.....   | 48 |
| 3.3.3. Model „CAP” .....   | 49 |
| 3.3.4. Model Hardening Soil Standard (HS-standard) / HS-small / HS-Brick .....                                 | 50 |
| 3.3.4.1. Mechanizmy plastyczne w modelach „HS” .....   | 54 |
| 3.3.4.2. Zależność parametrów sztywności od poziomu naprężenia.....  | 57 |
| 3.3.4.3. Dylatacja i prawa plastycznego płynięcia .....  | 57 |
| 3.3.4.4. Rozszerzenie modelu HS-Standard do wersji HS-small i HS-brick.....                                    | 58 |
| 3.4. Podsumowanie.....   | 64 |
| 4. Pomiar przemieszczeń stalowych ścianek szczelnych .....   | 66 |

|  |     |
|--|-----|
| 4.1. Metodologia pomiarów inklinometrycznych.....  | 66  |
| 4.1.1. Stanowisko badawcze do pomiarów inklinometrycznych na ściankach szczelnych.....   | 68  |
| 4.2. Pomiary geodezyjne .....  | 70  |
| 4.2.1. Metoda wykonywania pomiarów geodezyjnych badanych ścianek szczelnych .....  | 70  |
| 4.3. Poletka badawcze – charakterystyka badanych konstrukcji ścianek szczelnych oraz wyniki pomiarów.....                            | 72  |
| 4.3.1 Poletko nr 1 - ścianka wspornikowa – zabezpieczenie wykopu w Krakowie .....  | 72  |
| 4.3.2. Poletko nr 2 - ścianka jednokrotnie kotwiona – ściana oporowa w Jastrzębiu-Zdroju .....                                       | 73  |
| 4.3.3. Poletko nr 3A - ścianka dwukrotnie kotwiona oraz 3B – ścianka trzykrotnie kotwiona – ściana oporowa w południowej Polsce..... | 77  |
| 4.3.4. Poletko nr 4 - ścianka rozpięta w dwóch poziomach – zabezpieczenie wykopu dla przyczółka wiaduktu w Gliwicach .....           | 80  |
| 5. Analiza obliczeniowa oraz założenia modelowe dla prowadzonych obliczeń.....   | 85  |
| 5.1. Metody obliczania przemieszczeń stałych ścianek szczelnych wybrane do analiz porównawczych z wartościami pomierzonymi .....     | 85  |
| 5.2. Analiza numeryczna MES – założenia modelowe .....   | 86  |
| 5.2.1. Założenia modelu ośrodka gruntowego.....  | 87  |
| 5.2.2. Założenia dla modelowania elementów konstrukcyjnych.....  | 88  |
| 5.2.3. Założenia dla modelowania elementów kontaktowych.....   | 91  |
| 5.2.4. Założenia dla fazowania prac związanych z wykonaniem konstrukcji .....  | 92  |
| 5.3. Podstawowe parametry geotechniczne gruntu przyjęte w obliczeniach.....  | 94  |
| 5.3.1. Wyznaczanie parametrów modeli HSs i HS-Brick na bazie testów laboratoryjnych oraz polowych .....                              | 95  |
| 6. Analiza porównawcza wyników obliczeń z badaniami.....   | 109 |
| 6.1. Poletko badawcze nr 1 – Kraków.....   | 110 |
| 6.1.1. Model obliczeniowy .....  | 110 |
| 6.1.2. Parametry geotechniczne przyjęte do obliczeń statycznych.....   | 110 |
| 6.1.3. Wyniki obliczeń statycznych.....  | 112 |
| 6.1.3.1 Metoda klasyczna .....   | 112 |
| 6.1.3.2. Metoda parć zależnych.....  | 112 |
| 6.1.3.3. Metoda MES 2D.....  | 115 |
| 6.1.3.4. Podsumowanie wyników.....   | 116 |
| 6.1.4. Porównanie wyników obliczeń z przemieszczeniami pomierzonymi.....   | 117 |
| 6.1.4.1. Metoda klasyczna .....  | 117 |
| 6.1.4.2. Metoda parć zależnych.....  | 118 |
| 6.1.4.3. Metoda MES (2D).....  | 119 |
| 6.2. Poletko badawcze nr 2 – Jastrzębie - Zdrój.....   | 120 |
| 6.2.1. Model obliczeniowy .....  | 120 |
| 6.2.2. Parametry geotechniczne przyjęte do obliczeń statycznych.....   | 120 |

|   |     |
|---|-----|
| 6.2.3. Wyniki obliczeń statycznych.....   | 122 |
| 6.2.3.1 Metoda klasyczna .....  | 122 |
| 6.2.3.2 Metoda parę zależnych.....  | 122 |
| 6.2.3.3. Metoda MES 2D.....   | 124 |
| 6.2.3.4. Podsumowanie wyników.....  | 126 |
| 6.2.4. Porównanie wyników obliczeń z pomierzonymi przemieszczeniami .....                                       | 126 |
| 6.2.4.1. Porównanie wyników obliczeń z przemieszczeniami pomierzonymi w pośrednim schemacie pracy ścianki.....  | 127 |
| 6.2.4.2. Porównanie wyników obliczeń z przemieszczeniami pomierzonymi w schemacie docelowym pracy ścianki ..... | 128 |
| 6.2.4.2.1. Metoda klasyczna .....   | 128 |
| 6.2.4.2.2. Metoda parę zależnych.....   | 129 |
| 6.2.4.2.3. Metoda elementów skończonych 2D.....   | 130 |
| 6.2.4.3. Podsumowanie analizy porównawczej.....   | 131 |
| 6.3. Poletko badawcze nr 3 – południowa Polska .....  | 132 |
| 6.3.1. Model obliczeniowy .....   | 132 |
| 6.3.2. Parametry geotechniczne przyjęte do obliczeń statycznych.....  | 133 |
| 6.3.2.1. Ścianka kotwiona w dwóch poziomach .....   | 133 |
| 6.3.2.2. Ścianka kotwiona w trzech poziomach .....  | 135 |
| 6.3.3. Wyniki obliczeń statycznych.....   | 136 |
| 6.3.3.1. Metoda klasyczna .....   | 136 |
| 6.3.3.2 Metoda parę zależnych.....  | 137 |
| 6.3.3.3. Metoda MES 2D.....   | 141 |
| 6.3.3.4. Podsumowanie wyników.....  | 144 |
| 6.3.4. Porównanie wyników obliczeń z przemieszczeniami pomierzonymi .....                                       | 145 |
| 6.3.4.1. Porównanie wyników obliczeń z przemieszczeniami pomierzonymi w schemacie pośrednim pracy ścianki.....  | 145 |
| 6.3.4.2. Porównanie wyników obliczeń z przemieszczeniami pomierzonymi w schemacie docelowym pracy ścianki ..... | 148 |
| 6.3.4.2.1. Metoda klasyczna .....   | 148 |
| 6.3.4.2.2. Metoda parę zależnych.....   | 150 |
| 6.3.4.2.3. Metoda Elementów Skończonych (2D).....   | 153 |
| 6.3.4.3. Podsumowanie analizy porównawczej.....   | 155 |
| 6.4. Poletko badawcze nr 4 – Gliwice .....  | 156 |
| 6.4.1. Model obliczeniowy .....   | 156 |
| 6.4.2. Parametry geotechniczne przyjęte do obliczeń statycznych.....  | 157 |
| 6.4.3. Wyniki obliczeń statycznych dla poletka nr 4.....  | 158 |
| 6.4.3.1. Metoda klasyczna .....   | 158 |

|   |     |
|---|-----|
| 6.4.3.2 Metoda parę zależnych.....  | 159 |
| 6.4.3.3. Metoda MES 2D.....   | 161 |
| 6.4.4. Podsumowanie wyników.....  | 163 |
| 6.4.5. Analiza porównawcza wyników obliczeń z wartościami pomierzonymi..... | 163 |
| 6.4.6. Model przestrzenny dla ścianki dwukrotnie podpartej.....             | 167 |
| 7. Wnioski .....  | 174 |
| BIBLIOGRAFIA.....   | 177 |

## Streszczenie

Niniejsza praca obejmuje weryfikację metod obliczania przemieszczeń poziomych stalowych ścianek szczelnych, opartą na porównaniu wyników analiz prowadzonych wybranymi metodami obliczeniowymi z wynikami pomiarów terenowych. Praca została podzielona na kilka rozdziałów.

Pierwszy z nich, wprowadzający, zawiera ogólną charakterystykę stalowych ścianek szczelnych.

W drugim rozdziale przedstawiono cel i zakres oraz sformułowano tezę pracy.

W trzecim rozdziale analizie poddano różne metody obliczeniowe stosowane w inżynierii. Przegląd obejmował zarówno metody klasyczne, jak i metodę parć zależnych. Omówiono różnice między tymi metodami, ich zalety, wady oraz przydatność w praktyce projektowej. Szczególną uwagę zwrócono na metodę elementów skończonych (MES), która pozwala dobrze odwzorować interakcję konstrukcji z podłożem gruntowym. W pracy szeroko omówiono model „*HS-Brick*”, będący najnowszą wersją modelu „*Hardening Soil*”, który uwzględnia zmiany sztywności gruntu przy małych odkształceniach.

W czwartym rozdziale omówiono metody pomiarowe przemieszczeń poziomych ścianek szczelnych. Opisano techniki geodezyjne oraz pomiary inklinometryczne, które pozwalają na monitorowanie przemieszczeń konstrukcji. Dokonano także charakterystyki czterech poletek badawczych, na których prowadzono pomiary przemieszczeń ścianek szczelnych w różnych schematach statycznych, takich jak ścianka wspornikowa, kotwiona na jednym lub kilku poziomach.

W piątym rozdziale scharakteryzowano analizę obliczeniową oraz modelowanie pracy ścianek szczelnych z wykorzystaniem metody elementów skończonych (MES). Przedstawiono założenia modelowe oraz sposób określania parametrów geotechnicznych na podstawie badań laboratoryjnych i terenowych. Omówiono również sposób uwzględnienia interakcji między ścianką a podłożem gruntowym.

Szósty rozdział jest kluczowym elementem pracy, który obejmuje porównanie wyników uzyskanych z obliczeń różnymi metodami z rzeczywistymi przemieszczeniami zmierzonymi „*in-situ*”. Analiza ta pozwoliła na identyfikację różnic między wynikami obliczeń a rzeczywistymi pomiarami, co z kolei umożliwiło ocenę przydatności poszczególnych metod obliczeniowych. Ostatnia część pracy stanowi przedstawienie wniosków na podstawie wyników analizy porównawczej obliczonych i zmierzonych przemieszczeń. W pracy uzyskano zgodność jakościową i ilościową wyników analiz MES 2D z wynikami pomiarów *in-situ*.

## **Abstract**

This thesis involves the verification of methods for calculating horizontal displacements of steel sheet pile walls, based on a comparison of results from analyses conducted using selected calculation methods with field measurement results. The thesis is divided into several chapters.

The first chapter, introductory in nature, provides a general overview of steel sheet pile walls.

The second chapter outlines the aim, scope, and the thesis statement of the work.

In the third chapter, various calculation methods used in engineering are analyzed. The review includes both classical methods and the dependent earth pressure method. The differences between these methods, their advantages, disadvantages, and practical usefulness in design are discussed. Special attention is given to the finite element method (FEM), which accurately represents the interaction between the structure and the ground. The thesis extensively discusses the "HS-Brick" model, the latest version of the "Hardening Soil" model, which accounts for changes in soil stiffness under small deformations.

The fourth chapter addresses the measurement methods for horizontal displacements of sheet pile walls. Geodetic techniques and inclinometer measurements, which allow for monitoring of structural displacements, are described. A characterization of four test sites, where displacement measurements of sheet pile walls were conducted in various static configurations (such as cantilever walls and walls anchored at one or several levels), is also provided.

The fifth chapter describes the computational analysis and modeling of sheet pile walls using the finite element method (FEM). The chapter presents the modeling assumptions and the method of determining geotechnical parameters based on laboratory and field tests. The interaction between the wall and the ground is also discussed.

The sixth chapter is the key part of the thesis, involving a comparison of results obtained from calculations using different methods with actual displacements measured "in-situ." This analysis allowed for identifying the differences between the calculation results and actual measurements, enabling an assessment of the usefulness of the various calculation methods.

The final part presents conclusions based on the comparative analysis of calculated and measured displacements. The study achieved qualitative and quantitative agreement between the results of 2D FEM analyses and in-situ measurements.



## 1. Wprowadzenie

Wznoszenie budynków w gęstej zabudowie miejskiej, jak również budowa lub rozbudowa dróg kołowych i szynowych w sąsiedztwie istniejących szlaków komunikacyjnych, związana jest często z wykonywaniem zabezpieczeń głębokich wykopów. Podobna sytuacja ma miejsce gdy chcemy zapewnić niezbędną liczbę miejsc parkingowych w budynkach mieszkalnych i użyteczności publicznej wykonując jedną lub kilka kondygnacji garaży podziemnych a także w sytuacji wymuszonego ograniczenia rozmiarów nasypów lub wykopów. W tych i podobnych przypadkach znajdują zastosowanie m.in. stalowe ścianki szczelne.

Ścianka szczelna może być wykonywana jako wspornikowo utwierdzona w gruncie, podparta pośrednio, jedno- lub kilkakrotnie stalowymi rozporami lub też zakotwiona przy pomocy kotew gruntowych, mikropali czy ściągów prętowych. Usytuowanie ścianki szczelnej w sąsiedztwie istniejącego budynku, podziemnej infrastruktury, drogowego pasa ruchu lub czynnej linii kolejowej, wymaga od projektanta sprawdzenia jej stanów granicznych nośności (ULS) oraz użyteczności (SLS) zgodnie z wymaganiami normy *PN-EN 1997-1:2008*. W zakresie tych wymagań mieści się również sprawdzenie wpływu realizowanego zabezpieczenia wykopu na osiadania sąsiedniej zabudowy, na przykład według instrukcji *ITB 376/2020* oraz kontrola dopuszczalnego poziomu drgań na otoczenie, na przykład na podstawie norm *PN-85/B-02170* oraz *PN-88/B-02171*.

Projektowanie ścianek szczelnych, pomimo coraz bogatszej literatury (m in.: *Jarominiak, 2000; Rybak Cz. i in., 2001; Siemińska-Lewandowska, 2010*) i norm *PN-EN 1993-5:2009* oraz *PN-EN 12063:2001* należy do trudniejszych zagadnień inżynierskich.

### 1.1. Ogólna charakterystyka ścianek szczelnych.

Ścianka szczelna to konstrukcja stosowana do przejmowania parcia gruntu i wody, składająca się z brusów (grodziec), zakotwień, podparć i kleszczy. W przypadku grodziec stalowych ciągłość ścianki zapewniona jest poprzez wzajemne połączenie zamków, dopasowanie podłużnych wypustów lub poprzez specjalne łączniki (*PN-EN 12063:2001*). Historycznie brusy drewniane łączone były na „pióro i wpust”. Z kolei norma *PN-EN 1993-5:2009* przytacza definicję, według której stalowa ścianka szczelna to ścianka z grodziec, której ciągłość i szczelność zapewniają połączenia w zamkach.

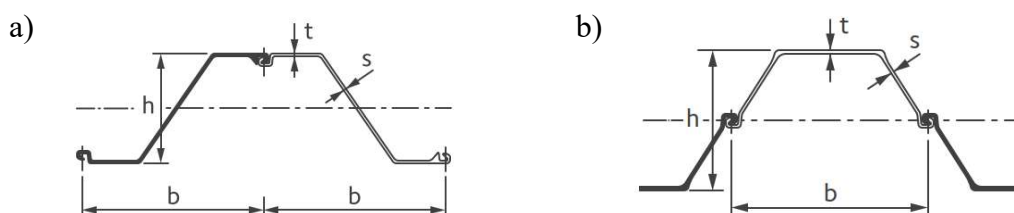
Technologia wykonania ścianek szczelnych polega na pograżeniu w gruncie zazębiających się arkuszy stalowych, winylowych lub drewnianych (wykorzystywane dawniej) w celu utworzenia struktury ściany. Ze względu na swoją wytrzymałość i trwałość najczęściej stosowana jest stalowa ścianka szczelna. Ścianki winylowe oraz drewniane nie będą przedmiotem analiz w niniejszej pracy. Na charakterystykę ścianek szczelnych składają się m. in. czynniki takie jak: rodzaj użytego materiału, kształt i wymiary bruzów, metoda pograżania oraz ich zastosowanie. Grodzice stalowe, walcowane na gorąco produkowane są w gatunkach stali niestopowych, które charakteryzuje norma *PN-EN 10248-1:1999*.

*Tablica 1*  
*Właściwości mechaniczne grodzic walcowanych na gorąco (PN-EN 10248-1:1999)*

| Oznaczenia według EN 10027 |             | Klasyfikacja według EN 10020 <sup>1)</sup> | Granica plastyczności, min.<br>$R_{eH}$ [N/mm <sup>2</sup> ]<br><sub>2)</sub> | Wytrzymałość na rozciąganie, min.<br>$R_m$ [N/mm <sup>2</sup> ]<br><sub>2)</sub> | Wydłużenie na długości pomiarowej, min.<br>$L_0 = 5,65\sqrt{S_0}$<br>A % |
|----------------------------|-------------|--|---|--|--|
| Znak stali                 | Numer stali |  |   |  |  |
| S240GP                     | 1.0021      | BS   | 240   | 340  | 26   |
| S270GP                     | 1.0023      | BS   | 270   | 410  | 24   |
| S320GP                     | 1.0046      | BS   | 320   | 440  | 23   |
| S355GP                     | 1.0083      | BS   | 355   | 480  | 22   |
| S390GP                     | 1.0522      | QS   | 390   | 490  | 20   |
| S430GP                     | 1.0523      | QS   | 430   | 510  | 19   |

1) BS (Stal podstawowa); QS (Stal jakościowa)  
2) Wartości w tabelicy dotyczą próbek wzdłużnych do próby rozciągania

Największy dostawca grodzic w Polsce – ArcelorMittal z siedzibą w Dąbrowie Górniczej ma w swojej ofercie również materiały o innych właściwościach - np.: stal o granicy plastyczności 460MPa - S 460GP, stale o podwyższonej odporności korozyjnej (690) lub z dodatkiem miedzi ([www.grodzice.pl](http://www.grodzice.pl)). Normatyw *PN-EN 10248-1:1999* określa ponadto wymagania dotyczące grodzic stalowych w zakresie składu chemicznego oraz warunków dostawy. Tolerancje dotyczące kształtu i wymiarów określone są w normie *PN-EN 10248-2:1999*. Jeżeli chodzi o kształt grodzic to najczęściej stosowane są profile „Z” i „U”.

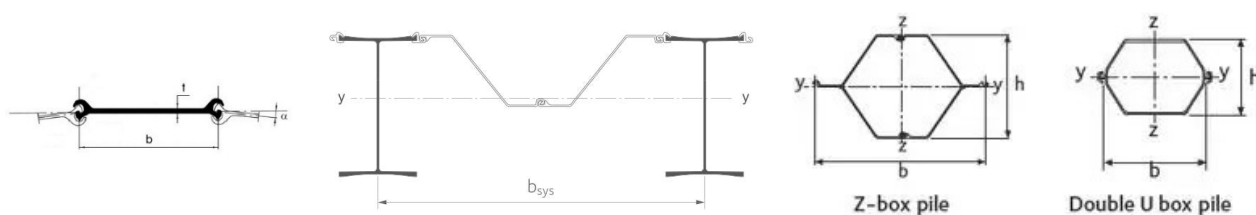


*Rys. 1.1. Kształt profili grodzic stalowych – a) „Z”; b) „U”*  
<https://constructalia.arcelormittal.com/pl/produkty/grodzice>

Do zasadniczych cech charakterystycznych przekrojów typu Z należy ciągły kształt środka oraz położenie zamka łączącego sąsiednie profile symetrycznie po obydwu stronach osi obojętnej. Dzięki temu profil ten cechuje wyższy stosunek momentu bezwładności oraz wskaźnika wytrzymałości do masy przekroju w porównaniu do profili typu U. W celu ułatwienia procesu pograżania grodzic typu Z stosuje się ich fabryczne „parowanie” – punktowe zaciskanie na zamkach łączących dwa pojedyncze profile.

Kształtowniki typu „U” charakteryzuje szeroki zakres przekroi tworzących kilka serii – AU, PU, GU o różnych własnościach geometrycznych, co pozwala na optymalny pod względem konstrukcyjnym wybór odpowiedniego profilu dla konkretnego projektu. Symetryczna forma pojedynczego elementu daje możliwość stosunkowo łatwego ponownego wykorzystania tego samego materiału. Również w przypadku tych profili jest możliwość łączenia i zaciskania pojedynczych profili w pary, co może poprawić jakość i wydajność instalacji w gruncie (<https://constructalia.arcelormittal.com/pl/produkty/grodzice>).

Profile o prostych środkach, ściany kombinowane czy pale skrzynkowe złożone z profili „Z” czy „U” mają zastosowanie głównie w budownictwie hydrotechnicznym jako ściany nabrzeży, groble, falochrony (Januszewski i in., 2018).



Rys. 1.2. Przykładowe profile grodzic stalowych: a) o prostych środkach typu AS, b) ściana kombinowana typu HZ / AZ c) przekrój skrzynkowy złożony z profili Z oraz U (<https://constructalia.arcelormittal.com/pl/produkty/grodzice>)

Profile o prostych środkach typu AS przeznaczone są do tworzenia zamkniętych konstrukcji cylindrycznych składających się z elementów rurowych lub membranowych. Przekroje skrzynkowe pełnią rolę konstrukcji obciążonych głównie pionowo, np.: jako elementy tymczasowe, które można wyciągnąć po spełnieniu swojej funkcji lub też w miejscach niedostępnych dla palownic wykonujących pale wiercone (np. na skarpie lub w wodzie). Ściany kombinowane spełniają zazwyczaj dwie funkcje konstrukcyjne: elementów oporowych dla parcia gruntu i wody gruntowej oraz elementów nośnych dla obciążeń pionowych.

Metody pograżania grodzic można podzielić na dynamiczne (wibrowanie, wbijanie) i statyczne (wciskanie). Historycznie o wyborze metody decydował rodzaj gruntu – w gruntach

niespoistych zalecano stosowanie młotów wibracyjnych, w spoistych młoty wolnospadowe - pracujące z mniejszymi częstotliwościami, ale z dużą energią uderzeń (*Jarominiak, 1982*).

Obecnie do pograżania dynamicznego grodzic najczęściej stosowane są wibromłoty – urządzenia, które dzięki mechanizmom mimośrodowym wprowadzane zostają w jednokierunkowe drgania pionowe. Poprzez zaciski hydrauliczne wibracja przenoszona jest na element pograżany, na który działa siła odpowiadająca masie samego wibromłota w połączeniu z siłą odśrodkową obracających się mechanizmów mimośrodowych (*soilmec.net.pl*).

Zaletą tej technologii są stosunkowo małe gabaryty i masa sprzętu, co ma znaczenie w trakcie transportu na miejsce budowy. Drgania generowane podczas pracy wibromłotów są najczęściej znaczne i mogą rozchodzić się na stosunkowo duże odległości. Z ośrodka gruntowego przekazywane są również na obiekty sąsiadujące z placem budowy i mogą powodować uszkodzenia obiektów podatnych (*Rybak Cz. i in., 2004*). Obecnie często stosowane są wibromłoty "bezzonansowe" (z ang. *resonance free*; używany jest skrót RF) o dużej częstotliwości drgań, co w sposób znaczący redukuje niekorzystny wpływ drań na otaczające podłoże i budynki. Konstrukcja tych urządzeń umożliwia ponadto uruchomienie i zatrzymanie wibromłota bez szkodliwych drgań powstających najczęściej przy rozruchu lub hamowaniu (*Jaroń, 2016*). Pograżanie wibracyjne grodzic może prowadzić do osiadania terenu w otoczeniu prowadzonych robót zarówno przy wbijaniu jak i wyciąganiu brusów. Przykładem mogą być obserwacje prowadzone przez (*Meijers i in., 2005*) w gruntach niespoistych luźnych i średnio zagęszczonych.

W przypadkach wystąpienia warstw bardzo zagęszczonych gruntów niespoistych lub półzwartych i zwartych spoistych stosowane są techniki wspomagające wibrowanie. Zalicza się do nich wplukiwanie nisko- lub wysokociśnieniową wodą, a także rozwiercanie gruntu poprzedzające wprowadzanie profilu w podłoże gruntowe (*Jaroń i in. 2015*).

Wplukiwanie niskociśnieniowe z małą ilością wody wprowadzanej pod ciśnieniem 1,5 – 2,0 MPa stosowane jest głównie w gruntach niespoistych. W połączeniu z wibrowaniem, pozwala na wprowadzanie grodzic w zagęszczone warstwy gruntu. Wplukiwanie niskociśnieniowe z małą ilością wody powoduje zwykle bardzo nieznaczne zmiany parametrów gruntów oraz nie wpływa znacząco na osiadania terenu otaczającego miejsce pograżania grodzic. Należy jednak zachować szczególną ostrożność w przypadkach, gdy grodzice mają przenosić obciążenia pionowe. Metoda jest skuteczna szczególnie przy pograżaniu wibromłotami o wysokiej częstotliwości drgań.

Wpłukiwanie wysokociśnieniowe wiąże się z podawaniem płuczki pod ciśnieniem 25 – 50 MPa i stosowane jest w bardzo zagęszczonych warstwach gruntu. Podczas modyfikacji podłoża tą metodą warunki gruntowe w obszarze wokół grodzic mogą ulegać pogorszeniu. Trzeba mieć na uwadze również negatywny wpływ jaki może mieć wykorzystanie tej metody na zabudowę sąsiednią. Stosowanie wpłukiwania w bezpośrednim sąsiedztwie istniejących obiektów budowlanych może powodować osiadania lub wypiętrzenia fundamentów.

Rozwiercanie gruntu wykonuje się przed pograżaniem grodzic w celu lokalnego rozluźnienia warstw podłoża gruntowego. W tym celu zazwyczaj używane są wiertła ślimakowe. Wstępne wiercenie wykonywane może być wzdłuż całej linii pograżania (bardzo trudne warunki gruntowe) lub tylko w miejscu zamków wolnych. Często w przypadku pograżania grodzic sparowanych rozwierca się grunt w miejscach połączenia zamków grodzicy podwójnej. Metoda ta jest skuteczna szczególnie w przypadku gruntów spoistych.

Metody wspomagające pograżanie grodzic stalowych polegające na podpłukiwaniu ciśnieniowym były przedmiotem prac badawczych i publikacji (*Jarominiak, 1982; Rybak J., 2009; Zeilinger, 2009; Jaroń 2016*)

Statyczne wciskanie grodzic stalowych odbywa się zazwyczaj przy pomocy urządzenia do wciskania grodzic stalowych – prasy hydraulicznej zamocowanej na palownicy lub jednostki zamocowanej na zagłębionych wcześniej profilach (*Rys. 1.3*). Instalacja grodzic odbywa się bezwibracyjnie i przy mniejszym niż przy wibrowaniu poziomie hałasu, co ma znaczenie w przypadku budów prowadzonych w zwartej zabudowie miejskiej (*Sobala i in., 2001; Sahajda i in., 2006*).

Z uwagi na warunki gruntowe młoty wolno-spadowe stosowane są sporadycznie w przypadkach wyczerpania możliwości pograżania profili wibracyjnie, nawet przy zastosowaniu wpłukiwania czy rozwiercania podłoża.

O wyborze techniki pograżania profili pomiędzy metodą dynamiczną a statyczną decydują głównie czynniki środowiskowe - zagospodarowanie terenu sąsiadującego z miejscem pograżania. Metody dynamiczne nie mogą być stosowane bezpośrednio przy istniejących budynkach czy wrażliwych na drgania sieciach uzbrojenia terenu, jak np. rurociągi. W takich przypadkach zaleca się stosowanie statycznego wciskania grodzic przy pomocy pras hydraulicznych.

Metody zagłębiania grodzic a także techniki wspomagające pograżanie sklasyfikowano w normie *PN-EN 12063:2001*.



Rys. 1.3. Prasa hydrauliczna do wciskania grodzic stalowych: a) zamocowana na palownicy ([www.fedrecht.pl](http://www.fedrecht.pl)); b) jednostka zamocowana na zagłębionych grodzicach ([https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Silent\\_piler.jpg](https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Silent_piler.jpg))

## 1.2. Rodzaje zastosowań stalowych ścianek szczelnych

Jedną z podstawowych zalet ścianek szczelnych jest ich zdolność do zapewnienia mocnej i trwałej bariery dla gruntu i wody. Ścianka szczelna jest wykorzystywana w wielu przypadkach w budownictwie – zarówno jako zabezpieczenie tymczasowe, jak i trwałe głębokich wykopów liniowych i szerokoprzestrzennych, czy też jako przesłona zapobiegająca przepływie wód gruntowych do wykopu. W hydrotechnice ścianka często stanowi konstrukcję ściany oporowej nabrzeża czy grodzy ziemnej. Grodzice stalowe znajdują również zastosowanie jako podpory fundamentów – ściany przyczółków mostowych. W tym przypadku poza przejmowaniem parć poziomych przez ściankę, wykorzystywana jest jej możliwość do przenoszenia obciążeń pionowych (Rybak i in., 2013). Zaletą stosowania ścianek szczelnych jest ich stosunkowa łatwość instalacji oraz usunięcia, a także możliwość ponownego wykorzystania tych samych elementów w przypadku tymczasowych rozwiązań.

Na charakterystykę stosowanej ścianki szczelnej ma wpływ jej przeznaczenie. Na przykład ścianka stanowiąca przyczółek mostowy będzie wymagała przyjęcia profilu grodzicy o odpowiednio większej nośności z uwagi na występujące obciążenia pionowe i parcie gruntu, niż ścianka wspornikowa zabezpieczająca wykop o głębokości około 4 m, dla wykonania jednej kondygnacji garażu podziemnego w budynku.

### 1.2.1. Ścianka szczelna jako obudowa tymczasowa głębokich wykopów

W zależności od głębokości wykopu oraz dopuszczalnych przemieszczeń poziomych, zabezpieczenia ścianką szczelną wykonuje się jako wspornikowe lub podparte bądź zakotwione w jednym lub kilku poziomach. Ścianki wspornikowe mogą być stosowane w celu zabezpieczenia wykopów o głębokości maksymalnej, zależnie od warunków gruntowych i obciążenia naziomu, wynoszącej 4m - 5m. Trzeba mieć na uwadze konieczność weryfikowania przemieszczeń poziomych obudowy wykopu oraz osiadań terenu, w aspekcie istniejącej zabudowy znajdującej się w strefie oddziaływania głębokiego wykopu (*np. Kotlicki i in., 2020*) oraz istniejących sieci uzbrojenia terenu. Zabezpieczenia tego rodzaju często znajdują zastosowanie przy budynkach z jedną kondygnacją garażu podziemnego, umocnieniach brzegów niewielkich zbiorników wodnych lub stabilizacji podstaw skarp.



*Rys.1.4. Zabezpieczenie wykopu ścianką wspornikową - dla 1-kondygnacji podziemnej budynku (www.priz.pl)*

W przypadku głębszych wykopów, w celu zapewnienia stateczności ścianki, stosowane są w jednym lub kilku poziomach dodatkowe konstrukcje podpierające: stalowe ściągi prętowe, rozpory stalowe (prostopadłe do ścianki, ukośne zastrzały) lub kotwy gruntowe. Wybór metody podparcia obudowy wykopu uzależniony jest od kilku czynników – takich jak: wymiary wykopu w planie, zagospodarowanie i ukształtowanie terenu na naziomie ścianki, obciążenia naziomu, uzbrojenie terenu w sieci instalacji podziemnych, warunki gruntowo – wodne, układu konstrukcyjnego obiektu powstającego w wykopie, dostępności terenu od strony naziomu, itp. W przypadku gdy na naziomie znajdują się obiekty wrażliwe na osiadania trzeba wziąć pod uwagę możliwość przemieszczenia obudowy wykopu. Na wielkość przemieszczeń będzie miała wpływ sztywność zastosowanego profilu grodzicy oraz sposób jej podparcia lub

zakotwienia. W takich przypadkach zalecane jest prowadzenie monitoringu geodezyjnego, czasem również inklinometrycznego, przemieszczeń konstrukcji zabezpieczających wykop oraz osiadań terenu i obiektów znajdujących się w strefie oddziaływania głębokiego wykopu. Przykłady tego rodzaju obserwacji oraz analiz prowadzonych w oparciu wykonane pomiary możemy znaleźć w literaturze (Gorska i in., 2013), (Puła W. i in., 2013), (Szwarkowski, 2017), (Rybak J. i in., 2018).

Stalowe ściągi prętowe mogą być wykorzystane w przypadku obudowy wykopu o załamanej kształcie w planie – wówczas istnieje możliwość wzajemnego podparcia ścianek prostopadłych lub równoległych, pod warunkiem dostępności terenu, na którym układany lub wiercony jest ściąg.



*Rys.1.5. Ścianka szczelna usztywniona ściąгами stalowymi - budowa łącznicy kolejowej Kraków Zabłocie – Kraków Krzemionki (www.chrobok.com.pl)*

Często konstrukcje te zapewniają stateczność tymczasowym zabezpieczeniom przy pracach modernizacyjnych obiektów kolejowych. Ich zaletą w tym przypadku jest stosunkowa łatwość i szybkość montażu z wykorzystaniem dodatkowych pograżanych po stronie naziomu ścianek kotwiących z grodziec (tzw. „kozłów oporowych”) lub istniejących ścian konstrukcji mostowych, na których opiera się ściągi prętowe.

Innym sposobem zapewnienia stateczności obudowy z grodziec stalowych są rozpory stalowe. W zależności od szerokości wykopu oraz sił w poziomie podparcia ścianki, wynikającym z analizy statycznej, stosowane są rozpory z kształtowników zwykle HEB lub



IPE o wysokości od 300 mm do 500 mm lub rur stalowych zazwyczaj o średnicach od 400 mm do 600 mm. Rozpory montowane są na belce oczepowej przyspawanej do ścianki z grodzic. Oczepy stalowe wykonane są zazwyczaj z jednego lub dwóch dwuteowników HEB, IPE lub dwóch ceowników C albo CE.



*Rys. 1.6. Ścianka szczelna podparta w trzech poziomach rozporami rurowymi  
(www.gollwitzer.pl)*

Rozpory stalowe bez dodatkowego podparcia zmniejszającego ich rozpiętość, stosowane są przy wykopach o szerokości do około 30 m. W przypadku większych odległości pomiędzy ścianami wykopu można wykonać dodatkowe podparcie rozpory, celem skrócenia jej rozpiętości obliczeniowej.

Alternatywnym sposobem podparcia ścian w takim przypadku może być rozparcie o wykonaną częściowo płytę fundamentową lub środkową część konstrukcji budynku. Poziomy rozstaw rozpór zazwyczaj mieści się w przedziale 4 m – 6 m, a przyjmowany jest na podstawie wyników analizy statycznej układu ramowego oczep – rozpory. W przypadku ścianek wielokrotnie podpartych rozpory kolejnych poziomów zwykle pokrywają się ze sobą w planie – ma to na celu umożliwienie bezpiecznego wprowadzania ramienia koparki głębiącej wykop w przestrzenie pomiędzy rozporami.

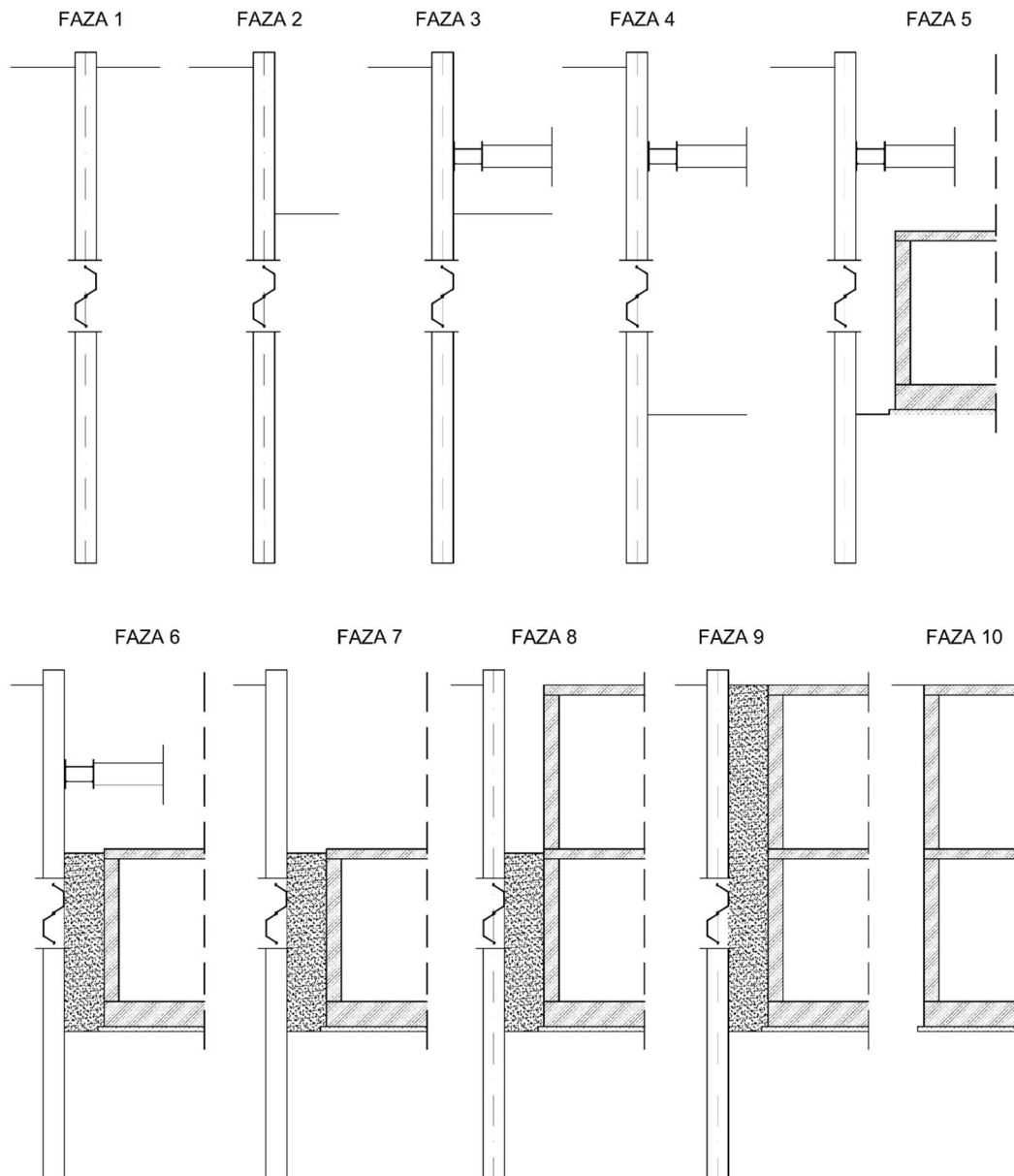
Rozstaw pionowy rozpór dostosowywany jest do poziomów projektowanych stropów tak, by uniknąć kolizji w fazowaniu prac przy wykonywaniu konstrukcji budynku. Zazwyczaj poziom rozpór sytuowany jest na wysokości od 50 cm do 100 cm powyżej stropu konstrukcji

podziemia. Ma to na celu umożliwienie demontażu rozpór w fazie po wykonaniu stropu i zasypaniu przestrzeni pomiędzy ścianką a docelową konstrukcją wewnętrzną (siły parcia gruntu od poziomu wykonanego stropu do poziomu posadowienia zostają przejęte przez konstrukcję żelbetową).



*Rys.1.7. Ścianka szczelna rozparta w dwóch poziomach rozporami z profili dwuteowych podpartych pośrednio na stalowych słupach (<https://trenchcontrol.ie>)*

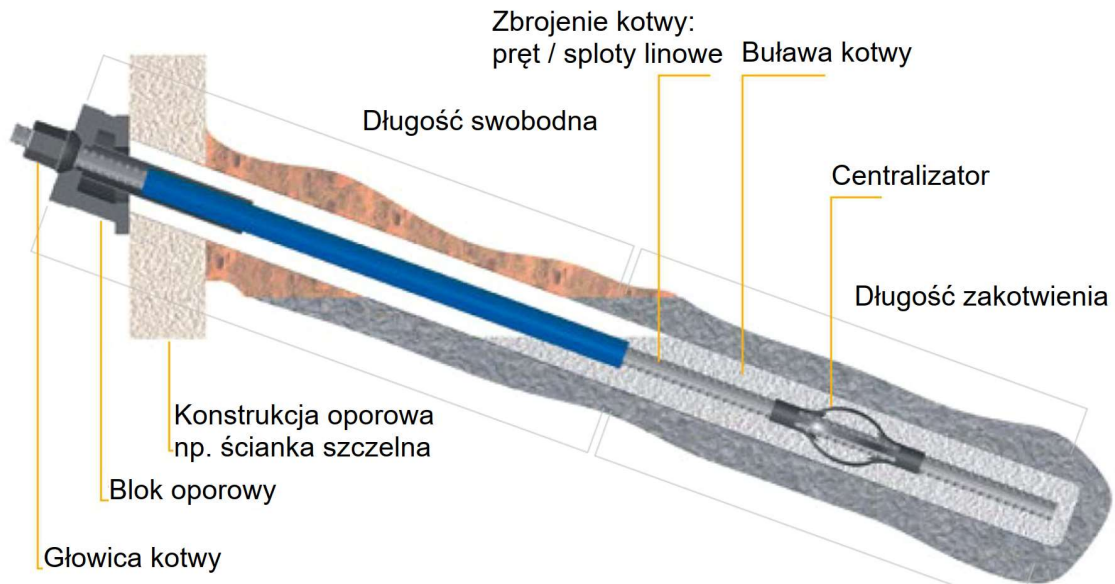
Etapowanie prac związanych z realizacją obudowy tymczasowej z wykorzystaniem jednego poziomu rozpór stalowych dla dwukondygnacyjnego garażu podziemnego może przebiegać w sposób przedstawiony na poniższym rysunku (Rys. 1.8).



*Rys.1.8. Etapowanie prac związanych z wykonaniem ścianki szczelnej dla dwukondygnacyjnego garażu podziemnego: Faza 1 – pogrążenie grodzic stalowych, Faza 2 – wykop wstępny do poziomu montażu rozpór stalowych, Faza 3 – montaż oczepu oraz rozpór stalowych, Faza 4 – wykop do poziomu posadowienia płyty fundamentowej, Faza 5 – wykonanie konstrukcji garażu podziemnego w zakresie: płyta fundamentowa, ściany kondygnacji „-2”, strop kondygnacji „-1”, Faza 6 – zasypanie z zagęszczeniem przestrzeni pomiędzy ścianką z grodzic a wykonaną konstrukcją żelbetową, Faza 7 – demontaż stalowej konstrukcji rozparcia ścianki (oczep, rozpory), Faza 8 – wykonanie pozostałej części konstrukcji garażu: ściany kondygnacji „-1”, strop „0”, Faza 9 – zasypanie z zagęszczeniem przestrzeni pomiędzy ścianką z grodzic a wykonaną konstrukcją, Faza 10 – wyciągnięcie grodzic stalowych.*

Dla wykopów szerokoprzestrzennych o dużych wymiarach w planie najkorzystniejszym rozwiązaniem podparcia ścianki ze względu na logistykę prowadzenia prac związanych z realizacją kondygnacji podziemnych są kotwy gruntowe. Warunkiem możliwości

zastosowania kotew jest dostępność przestrzeni na zewnątrz obudowy wykopu, co zazwyczaj wiąże się z uzyskaniem zgody właściciela działki sąsiedniej. Kotew gruntowa to konstrukcja przenosząca siły rozciągające na nośną warstwę gruntu; składa się z głowicy, swobodnej długości kotwy i buławy kotwiącej (PN-EN 1537:2013). Budowę kotwy schematycznie przedstawiono na poniższym rysunku (Rys. 1.9).



Rys. 1.9. Budowa kotwy gruntowej z buławą rozciąganą. (Katalog rozwiązań geotechnicznych - [www.dywidag.com](http://www.dywidag.com))

W normie PN-EN 1537 zawarte są głównie postanowienia związane z wykonywaniem kotew oraz wymaganiami technicznymi dotyczącymi poszczególnych elementów składowych systemu kotwienia. Zagadnienia dotyczące projektowania kotew znajdują się w normie PN-EN 1997-1:2008 w rozdziale 8. Procedury realizacji naciągu i badania kotew określone są w normie PN-EN ISO 22477-5:2018-10. Zawartość europejskich dokumentów normatywnych dotyczących kotew gruntowych została scharakteryzowana w publikacji (Kłosiński, 2015). Zagadnienia projektowe dotyczące kotew gruntowych zostały szeroko omówione w publikacjach (Jarominiak, 1982), (Siemińska-Lewandowska, 2005, 2010), (Kłosiński, 2016).

Częstym ograniczeniem eliminującym możliwość zastosowania kotew gruntowych jest brak zgody sąsiada na wiercenie i umieszczenie kotwy w obszarze gruntu znajdującego się pod terenem działki, której jest właścicielem. Zgodę uzyskuje się zdecydowanie łatwiej, kiedy chcemy wykonywać kotwy pod terenem administrowanym przez urzędy miast – pod ulicami, chodnikami, terenami zielonymi, itp.. Projektując kotwienie ścianki trzeba wziąć pod uwagę usytuowanie podziemnych urządzeń infrastruktury technicznej (przewodów lub rurociągów)

i tak zaplanować przebieg kotew gruntowych (poziom oparcia na ścianie, kąt wiercenia) by uniknąć kolizji z istniejącymi sieciami.



*Rys. 1.10. Badanie odbiorcze nośności kotwy gruntowej na ścianie szczelnej (metris.com.pl)*

Należy zwrócić również uwagę na poziom zwierciadła wody gruntowej, by otwór w ścianie wykonany dla wierzonej kotwy znajdował się powyżej poziomu wody, z uwzględnieniem prognozowanych wahań okresowych. W przeciwnym razie może dojść do niebezpiecznej sytuacji dla budowy oraz terenu sąsiedniego, w której woda gruntowa będzie wpływała spoza obszaru wygradzonego przez ściankę do wnętrza wykopu. Technicznie możliwe, jednak trudne i kosztowne jest wiercenie kotew przez ściankę poniżej zwierciadła wody gruntowej. Niezbędne jest wówczas wiercenie z wykorzystaniem specjalnych śluz, tzw. „prewenterów”, pozwalających na wiercenie kotew przy kontrolowanym wypływie wody gruntowej przez ściankę.

Kotwy gruntowe projektuje się jako oparte bezpośrednio na grodzicach lub za pośrednictwem stalowej belki oczepowej, tzw. kleszczy, które stanowią 2 profile typu HEB, IPE, CE lub C. Ścianki szczelne mogą być podpierane kotwami w jednym lub kilku poziomach (Rys. 1.11). Przyjęta liczba poziomów kotwienia, rozstawy kotew gruntowych są wynikiem analizy statycznej.



*Rys. 1.11. Tymczasowe zabezpieczenie wykopu ścianką szczelną kotwiona: w dwóch poziomach – dla wykonania 3-kondygnacyjnego garażu podziemnego, w trzech poziomach - dla wykonania wiaduktu kolejowego ([www.chrobok.com.pl](http://www.chrobok.com.pl))*

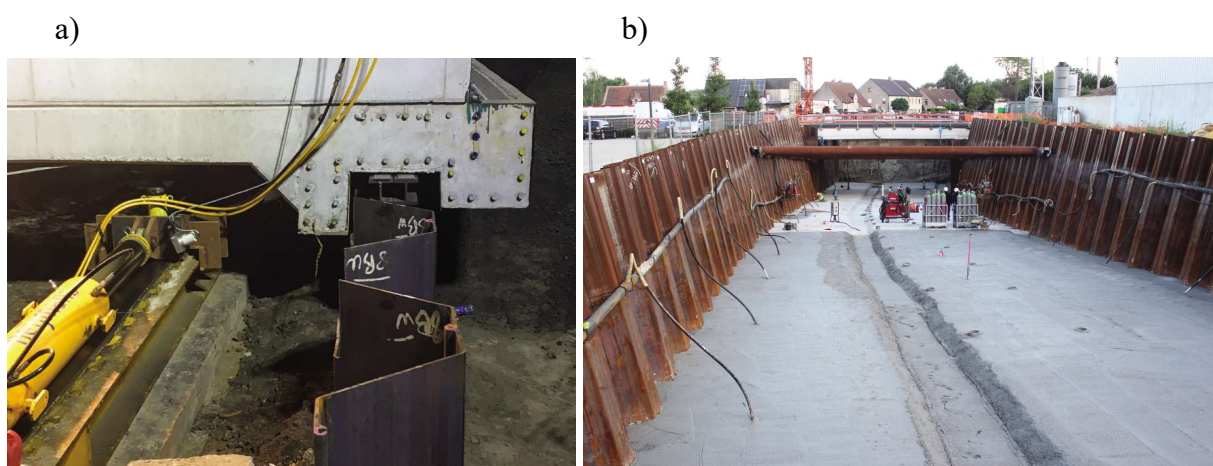
### **1.2.2. Ścianka z grodziec jako trwała konstrukcja oporowa**

Grodzice wykorzystywane są do budowy trwałych ścian oporowych budowanych nasypów czy też ograniczających rozmiary skarp wykopów. Przykładem mogą być tutaj ściany oporowe stanowiące najazd na wiadukt, wykonane w ramach budowy nowego układu drogowego przy ul. Kamińskiego w Krakowie (Rys. 1.12.). W tym przypadku profile typu GU16-400 zostały pograżone jako dwie równoległe ściany, połączone stalowymi ściągamy prętowymi o długości około 20 m (*Kapica i in., 2008*). Charakterystykę przykładów podobnych zastosowań ścianki znaleźć można w literaturze, np.: (*Gryksa i in., 2011*) (*Palka, 2004*), (*Ryż i in., 2004*).

Zastosowanie grodziec jako ścian przyczółków obiektów mostowych pozwala niejednokrotnie na skrócenie czasu realizacji inwestycji i ograniczenie uciążliwości związanych z pracami budowlanymi. Przy budowie wiaduktu kolejowego w Lokeren, w Belgii, wykorzystanie technologii ścianki szczelnej umożliwiło zamknięcie obciążonej ruchem pasażerskim linii kolejowej jedynie na dwa wolne od pracy dni (Rys. 1.13). Niezwłocznie po wstrzymaniu ruchu kolejowego zdemontowano tory i pograżono profile typu AZ, stanowiące konstrukcję docelowych ścian przyczółków wiaduktu. W następnej kolejności przygotowaną uprzednio konstrukcję żelbetowej płyty pomostowej nasunięto przy pomocy siłowników hydraulicznych na pograżone ściany z grodziec. W ramach tej inwestycji grodzice znalazły zastosowanie również jako ściany oporowe przejścia pod torami (<https://constructalia.arcelormittal.com>).



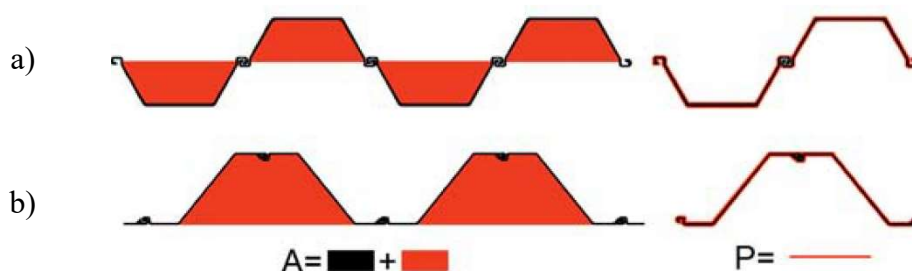
Rys. 1.12. Kraków, ul. Kamińskiego; a) montaż ściągnięć łączących równoległe pograżone ściany z grodzic typu GU16-400, b) oparcie ściągnięć na stalowej belce zamontowanej na grodzicach, c) ściana oporowa w trakcie realizacji; (Kapica i in., 2008).



Rys. 1.13. Lokeren, Belgia, budowa wiaduktu kolejowego oraz przejścia pod torami kolejowymi; a) nasuwanie płyty pomostowej na pograżone ściany przyczółków wiaduktu, b) zainstalowane pod kątem 11 stopni profile z grodzic stanowiące ściany oporowe przejścia pod torami (<https://constructalia.arcelormittal.com>)

Krajowe przykłady wykonania przyczółków z wykorzystaniem grodzic stalowych były wielokrotnie przedmiotem publikacji, jak np.: wiadukt w Lewinie Brzeskim (*Sakwerda, 2004*), wiadukty w Nowym Dworze Mazowieckim (*Rychlewski, 2014*), czy Rzeszowie (*Sobala i in., 2011*).

Opieranie płyt pomostowych obiektów na grodzicach możliwe jest dzięki nośności pionowej pograżanych ścianek, na którą składają się tarcie na pobocznicach, a także opór podstawy z uwzględnieniem powierzchni zawartej między środkami pograżanego profilu – „korka” gruntowego (*Rys. 1.14*). Propozycja sposobu wyznaczania nośności pionowej grodzic została przedstawiona we francuskim rozporządzeniu ministerialnym (*FASCICULE N° 62 - Titre V, Annexe C.2.*), a także omówiona szerzej w literaturze (*Bustamante i in., 1991*), (*Kwarciański, 2008*). Jako przykład zastosowania i weryfikacji tej metody można przytoczyć krajowe doświadczenia wyznaczania nośności pograżanych sparowanych grodzic AZ37 (*Sobala D. i in., 2017*) oraz pali skrzynkowych złożonych z czterech profili GU16-400, które następnie poddano próbnym obciążeniom statycznym (*Rybak J. i in., 2013*).

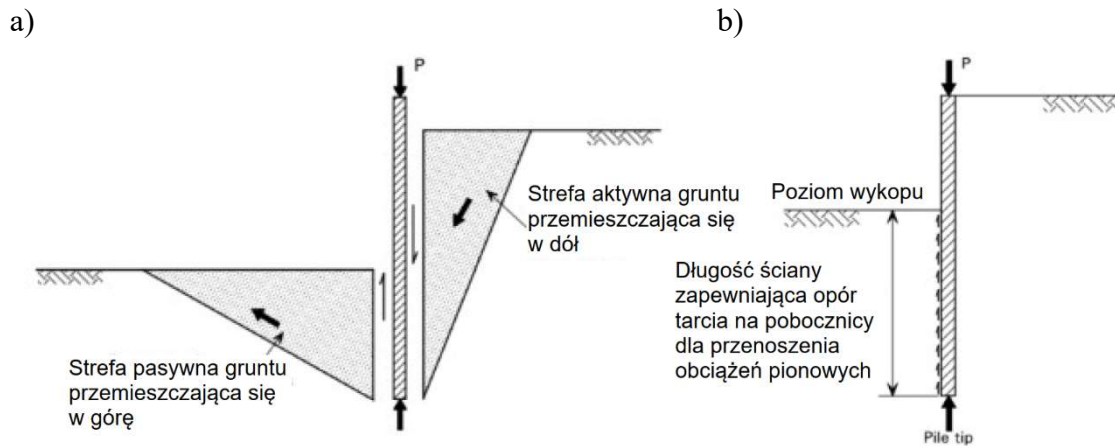


*Rys. 1.14. Pola powierzchni podstawy A oraz pobocznic P przyjmowane do obliczeń nośności pionowej grodzic: a) pograżanych pojedynczo grodzic typu „U”, b) pograżanych sparowanych grodzic typu „Z” (Kwarciański, 2008)*

Zalecenia brytyjskie do wyznaczania nośności pionowej grodzic co do zasady nie różnią się od wyżej przedstawionej metody – na sumaryczną nośność składa się tarcie na pobocznicach oraz opór podstawy. W wytycznych „The Steel Construction Institute” (*SCI P275 Steel Intensive Basements*) – dokumencie zalecanym do projektowania konstrukcji podziemnych w obudowie ze ścianek szczelnych, zawarto jednak bardziej ostrożne podejście w odniesieniu do przyjmowania wartości oporu podstawy pograżonej grodzicy. Dokument rekomenduje uwzględnianie nośności zmobilizowanego „korka” gruntowego jedynie dla przekroji zamkniętych – pali „H”, pali rurowych oraz skrzynkowych. Dla przekroji grodzic otwartych, jak np. „U” czy „Z” należy ograniczyć się jedynie do powierzchni przekroju stalowego. Wytyczne w tym zakresie zwracają również uwagę na przyjmowaną do obliczeń powierzchnię



tarcia na pobocznicy, w przypadku jednostronnego odkopywania ścianek niepodpartych. Tarcie pozytywne, które może być brane wówczas jako wartość składowa nośności pionowej, występuje jedynie po stronie mobilizowanego parcia biernego (Rys.1.15).



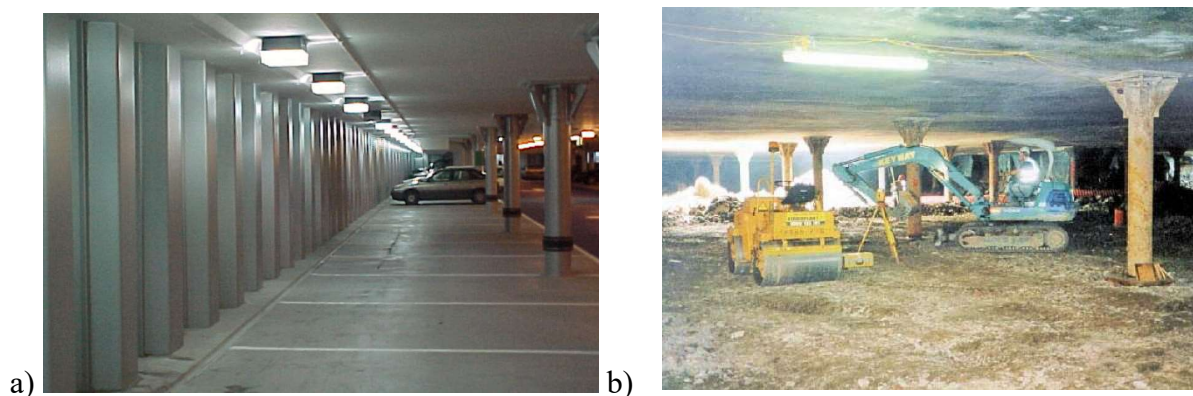
Rys.1.15. a) mobilizacja tarcia ściana-grunt przy jednostronnym odkopaniu ścianki niepodpartej, obciążonej pionowo, b) zakładana długość ściany zapewniająca pozytywny opór tarcia uwzględniany przy wyznaczaniu nośności pionowej (SCI P275 Steel Intensive Basements)

Nośność pionowa grodziec wykorzystywana jest również w przypadku konstrukcji tuneli i parkingów podziemnych. Przykładem może być tutaj tunel w Sao Paulo o długości 310m, którego ściany nośne wykonano z grodziec typu „U” pograżanych na głębokość 12m i 14m (<https://constructalia.arcelormittal.com>).



Rys. 1.16. Sao Paulo, Brazylia Belgia, Tunel Paulo Autran o długości 310m, którego ściany nośne wykonano z grodziec typu „U” (<https://constructalia.arcelormittal.com>)

Jako przykład realizacji parkingu podziemnego w ścianach z grodzic można przytoczyć Millenium Car Park w Bristolu, w Anglii. Zastosowane w tym przypadku profile Larsen LX32 pograżano na głębokości 14m do 17m przy założeniu zagłębienia podstawy ścianki na 2m w warstwie piaskowca (*SCI P275 Steel Intensive Basements*). Stropy parkingu o wymiarach 80m x 90m obwodowo zostały oparte na ścianie z grodzic oraz wewnątrz na prefabrykowanych słupach stalowych (Rys. 1.17 a).

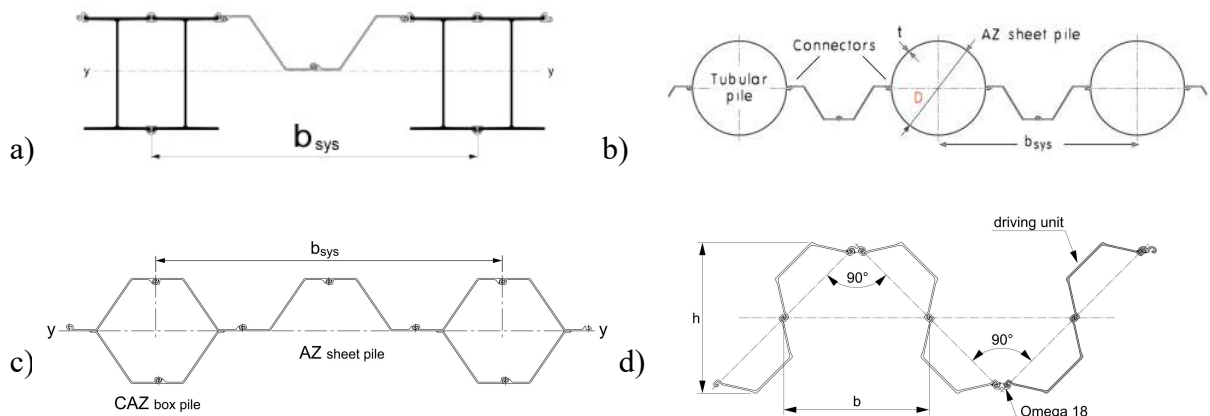


Rys. 1.17. a) parking podziemny Bristol Millenium w obudowie ze ścian z grodzic stalowych (*SCI P275 Steel Intensive Basements*) b) budowa parkingu w Bristolu metodą „podstropową”

Parking podziemny wykonano między dwoma istniejącymi budynkami metodą „podstropową” – spod wykonanego na gruncie stropu przez pozostawiony w nim otwór technologiczny wydobywano grunt (Rys. 1.17 b). Docelowy strop stanowił w fazie budowy parkingu rozparcie ścianki z grodzic (*Kwarciański, 2007*). Inne sposoby wykonania parkingów podziemnych w ściankach z grodzic, na przykładzie inwestycji realizowanych w europejskich miastach, opisano jako studium przypadku w wytycznych (*SCI P275 Steel Intensive Basements*). ArcelorMittal korzystając z holenderskich doświadczeń opublikował broszurę zawierającą wytyczne w zakresie projektowania i wykonawstwa ścian parkingów podziemnych z wykorzystaniem grodzic stalowych (*Undeground car parks, 2018*). Poza nośnością pionową również inne aspekty takie jak między innymi: bezpieczeństwo pożarowe, wodoszczelność, czy też wpływ na środowisko związane z zastosowaniem grodzic jako rozwiązań trwałych zostały ujęte w dostępnych publikacjach (*Kwarciański, 2006*), (*Martins i in., 2018*) oraz broszurach ArcelorMittal: (*Piling Handbook, 2022*), (*Impervious steel sheet pile walls*), (*Fire resistance, 2012*).

Ścianki szczelne stosowane są również w hydrotechnice - jako ściany nabrzeży w portach morskich lub śródlądowych, ściany grodz ziemnych, a także jako mola, umocnienia doków, falochrony, itp. Umocnienia nabrzeży morskich zazwyczaj wykonane są z tzw. ścian

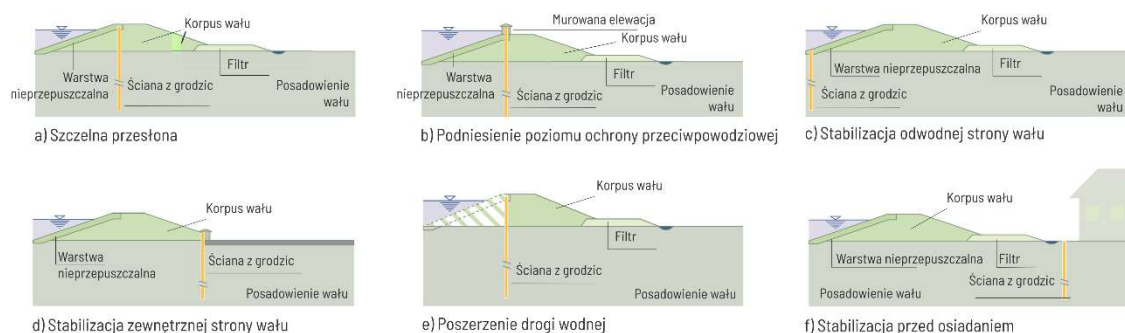
kombinowanych, wbijanych naprzemiennie typowych grodzic o przekroju „U” lub „Z” ze specjalnie przygotowanymi do tego celu profilami dwuteowymi „HZ”. Profile „HZ” cechują frezowane rowki na jednej z półek, mające na celu umożliwienie połączenia za pomocą systemowego zamka z sąsiednią grodzicą (Januszewski i in., 2018). Ściany kombinowane mogą być wykonywane w różnych konfiguracjach (<https://constructalia.arcelormittal.com>).



Rys. 1.18. Przykładowe przekroje ścian kombinowanych a) pal HZ / grodzica AZ, b) pal rurowy / grodzica AZ, c) pal skrzynkowy 2 AZ / grodzica AZ, d) grodzice typu „U” (<https://constructalia.arcelormittal.com>)

Charakterystykę krajowych rozwiązań konstrukcyjnych nabrzeży ze ścianami z grodzic możemy znaleźć w publikacjach (Januszewski, 2014), (Szmyt, 2020), (Drązkiewicz i in., 2021). Wytyczne dla projektowania nabrzeży możemy znaleźć w zagranicznych dokumentach normatywnych (BS 6349), (EAU 2012), (CUR 211).

Ścianki szczelne stosowane są również jako wzmocnienia wałów przeciwpowodziowych. Zależnie od funkcji, jaką mogą pełnić są instalowane w korpusie wału, czy też od strony odwodnej lub odpowietrznej (Rys. 1.19), sprawdzają się również jako rozwiązania w sytuacjach awaryjnych spowodowanych powodzią (Reiter i in., 2010).



Rys. 1.19. Możliwe sposoby wykorzystania ścianek szczelnych jako wzmocnienia konstrukcji wałów przeciwpowodziowych (Szmyt, 2020)

Zagadnieniem projektowym związanym z wyżej wymienionymi konstrukcjami jest trwałość grodzic przez cały przewidziany okres użytkowania obiektu. Wymagania w tym aspekcie podaje norma (*PN-EN 1993-5:2009*). Grodzice w środowisku gruntowym i wodnym poddane są działaniu korozji, której prędkość zależy głównie od: rodzaju gruntu, zmian poziomu wody gruntowej, obecności tlenu, występowania zanieczyszczeń i innych czynników. Wspomniana norma podaje następujące środki mające na celu przedłużenie żywotności konstrukcji:

- naddatki grubości stali ze względu na korozję,
- dodatkową rezerwę nośności,
- powłoki ochronne (farby, natrysk cementowy lub ocynkowanie),
- ochronę katodową z powłokami ochronnymi lub bez powłok,
- beton, zaprawę lub natrysk cementowy w strefie intensywnej korozji – np. w ścianach nabrzeży morskich będzie to strefa rozbryzgów lub wody niskiej.

Norma (*PN-EN 1993-5:2009*) podaje również zalecane do uwzględnienia w obliczeniach wartości ubytków grubości [mm] wskutek korozji pali lub grodzic w gruncie suchym i nawodnionym oraz w wodzie słodkiej i morskiej.

## 2. Cel i zakres pracy

### 2.1 Cel pracy

Celem niniejszej pracy jest weryfikacja metod obliczeniowych stosowanych do prognozowania poziomych przemieszczeń stalowych ścianek szczelnych, stanowiących konstrukcje ścian oporowych, zabezpieczających głębokie wykopy, będących elementem obiektów hydrotechnicznych czy zabezpieczeń przeciwpowodziowych. Prawidłowa analiza przemieszczeń ścianek szczelnych jest istotna z uwagi na bezpieczeństwo samej konstrukcji oporowej oraz sąsiednich obiektów znajdujących się w strefie oddziaływania głębokiego wykopu.

Stosowane dziś powszechnie metody obliczeniowe w projektowaniu ścianek szczelnych różnią się pod względem zaawansowania i podejścia teoretycznego. Stosowane są zarówno uproszczone metody analityczne, wykorzystywane w codziennej praktyce inżynierskiej, jak i bardziej złożone metody numeryczne, do których możemy zaliczyć metodę elementów skończonych (MES). Celem pracy jest szczegółowa analiza tych metod, ocena ich przydatności oraz weryfikacja w odniesieniu do rzeczywistych danych pomiarowych.

Najważniejszą część pracy stanowi analiza różnic między wynikami obliczeń prowadzonych wybranymi metodami a rzeczywistymi przemieszczeniami ścianek szczelnych zmierzonymi na kilku poletkach badawczych. Zostanie przeprowadzona weryfikacja, które z dostępnych metod obliczeniowych lepiej odwzorowują zachowanie ścianek w praktyce oraz jakie czynniki wpływają na rozbieżności między obliczeniami a wynikami pomiarów.

Praca ma również na celu dostarczenie wniosków praktycznych, które mogą być pomocne w procesie projektowania ścianek szczelnych, poprzez wskazanie skutecznych metod oceny ich przemieszczeń. Celem pracy będzie opracowanie rekomendacji, które mogą być wykorzystane przez inżynierów w praktyce projektowej by zapewnić bardziej zbliżone do rzeczywistości wyniki obliczeń przemieszczeń stalowych ścianek szczelnych.

## **2.2. Zakres pracy**

Zakres pracy obejmuje przegląd i analizę metod stosowanych do obliczania przemieszczeń stalowych ścianek szczelnych, a także pomiary na kilku poletkach badawczych, które posłużą do weryfikacji uzyskanych wyników obliczeń prowadzonych wybranymi metodami. W celu realizacji postawionego celu, zakres pracy został podzielony na kilka etapów:

### **2.2.1. Przegląd literatury i metod obliczeniowych**

Pierwszym krokiem w realizacji celu pracy jest szczegółowy przegląd literatury dotyczącej stalowych ścianek szczelnych. Przeanalizowane zostaną różne metody obliczeniowe stosowane w praktyce inżynierskiej, z uwzględnieniem ich teoretycznych podstaw oraz zakresu zastosowań. Zostaną omówione różnice między tymi metodami, ich zalety, wady oraz przydatność w praktyce projektowej. Omówione będą metody klasyczne oraz parę zależnych. Szczególna uwaga zostanie zwrócona na metody numeryczne, takie jak metoda elementów skończonych (MES), która stanowi skuteczne narzędzie do oceny interakcji konstrukcji z podłożem. Kluczowym aspektem wykorzystania tej metody jest wybór właściwego modelu opisującego podłoże gruntowe. W pracy wiele miejsca poświęcono charakterystyce modelu HS-Brick stanowiącego najnowszą wersję modelu z rodziny Hardening Soil. Model ten uwzględnia zmianę sztywności gruntu w zakresie małych odkształceń, w którym pracują konstrukcje oporowe, do których zalicza się ścianki szczelne. W literaturze model ten rekomendowany jest do zagadnień związanych z analizą przemieszczeń konstrukcji.

### **2.2.2. Metody pomiarowe przemieszczeń ścianek szczelnych**

Kolejnym elementem pracy będzie szczegółowe omówienie metod pomiarowych stosowanych do monitorowania rzeczywistych przemieszczeń stalowych ścianek szczelnych. Opisane zostaną techniki prowadzenia pomiarów geodezyjnych oraz inklinometrycznych. W tej części pracy dokonuje się również charakterystyki poletek badawczych, gdzie monitorowano rzeczywiste przemieszczenia ścianek szczelnych. Badania obejmują konstrukcje ścianek szczelnych pracujących w różnych schematach statycznych – ścianki wspornikowe oraz rozpięte, kotwione w jednym i w kilku poziomach. Przedstawione będą również wyniki prowadzonych pomiarów, które posłużą do porównania z wynikami uzyskanymi z obliczeń numerycznych i analitycznych.

### **2.2.3. Analiza obliczeniowa oraz modelowanie pracy ścianek szczelnych**

Ważnym elementem pracy będzie analiza obliczeniowa oraz modelowanie pracy ścianek szczelnych za pomocą metody elementów skończonych (MES). Zostaną opisane założenia modelowe, sposób określania parametrów geotechnicznych na podstawie badań laboratoryjnych i polowych gruntu oraz sposób uwzględnienia interakcji ścianki z podłożem gruntowym. Zostaną również przedstawione i omówione wyniki obliczeń ścianek prowadzonych wybranymi metodami: metodą klasyczną, parę zależnych oraz metodą elementów skończonych

### **2.2.4. Porównanie wyników obliczeń i pomiarów**

Kluczowym etapem pracy będzie porównanie wyników przemieszczeń ścianki, uzyskanych z prowadzonych obliczeń różnymi metodami, z wynikami pomiarów „*in-situ*”. Analiza będzie zawierała identyfikację różnic między wynikami obliczeń a pomiarami, co umożliwi wyciągnięcie wniosków o przydatności wybranych metod obliczeniowych do prognozowania przemieszczeń.

### **2.2.5. Formułowanie rekomendacji oraz wnioski praktyczne i naukowe**

Praca zakończy się opracowaniem wniosków stanowiących podsumowanie otrzymanego w wyniku analiz porównania wartości przemieszczeń ścianek szczelnych, obliczonych wybranymi metodami z pomierzonymi w terenie. Zostaną sformułowane rekomendacje dotyczące doboru metod obliczeniowych do obliczania przemieszczeń ścianek, które mogą zostać wykorzystane przez inżynierów projektujących tego rodzaju konstrukcje.

Podsumowując, praca ta obejmuje zagadnienia począwszy od analizy teoretycznej metod obliczeniowych, przez badania terenowe, po szczegółowe modelowanie numeryczne i weryfikację wyników. Dzięki temu możliwe będzie nie tylko pogłębienie wiedzy na temat stalowych ścianek szczelnych, ale także opracowanie konkretnych rekomendacji dla praktyki inżynierskiej.

## **2.3. Teza pracy**

Zaawansowany model HS-Brick jest w stanie bardzo dobrze opisać kształt odkształceń ścianki szczelnej zabezpieczającej wykop oraz realistycznie oszacować wartości sił wewnętrznych pozwalających na zaprojektowanie elementów obudowy.

### **3. Metody analizy statyczno-wytrzymałościowej oraz obliczania przemieszczeń stalowych ścianek szczelnych.**

Istniejące metody obliczeniowe konstrukcji ścianek szczelnych pozwalają na analizę ich stateczności, określanie sił wewnętrznych (momentów zginających, sił osiowych i tnących), sił w elementach zakotwienia bądź rozparcia ścianek a także przemieszczeń konstrukcji. Analizy numeryczne oparte na Metodzie Elementów Skończonych pozwalają również na wyznaczenie przemieszczeń terenu znajdującego się w obrębie oddziaływania zabezpieczonego głębokiego wykopu.

W tej części pracy przedstawia się kilka dostępnych metod analiz ścianek. Opisywane, wybrane metody obliczeniowe są obecnie szeroko wykorzystywane w praktyce inżynierskiej przy projektowaniu. Przedmiotem rozważań będą przede wszystkim metody pozwalające na ocenę przemieszczeń samej konstrukcji oporowej a także odkształceń terenu „za ścianką” - osiadania lub uniesienia naziomu, oraz „przed ścianką” – uniesienia dna wykopu spowodowanego odprężeniem gruntu.

Dostępne metody obliczeniowe możemy podzielić na:

- metoda klasyczna, równowagi granicznej,
- metoda parć zależnych, modułu reakcji (podatności) podłoża gruntowego,
- metody numeryczne – analiza Metodą Elementów Skończonych (MES).

Warto zaznaczyć, że opisywane tutaj metody analizowania ścianek szczelnych stosowane są również dla obliczeń ścian szczelinowych.

#### **3.1. Metoda klasyczna, równowagi granicznej**

W metodzie klasycznej, nazywanej również metodą równowagi granicznej ścianka szczelna stanowi statycznie wyznaczalny ustrój prętowy obciążony:

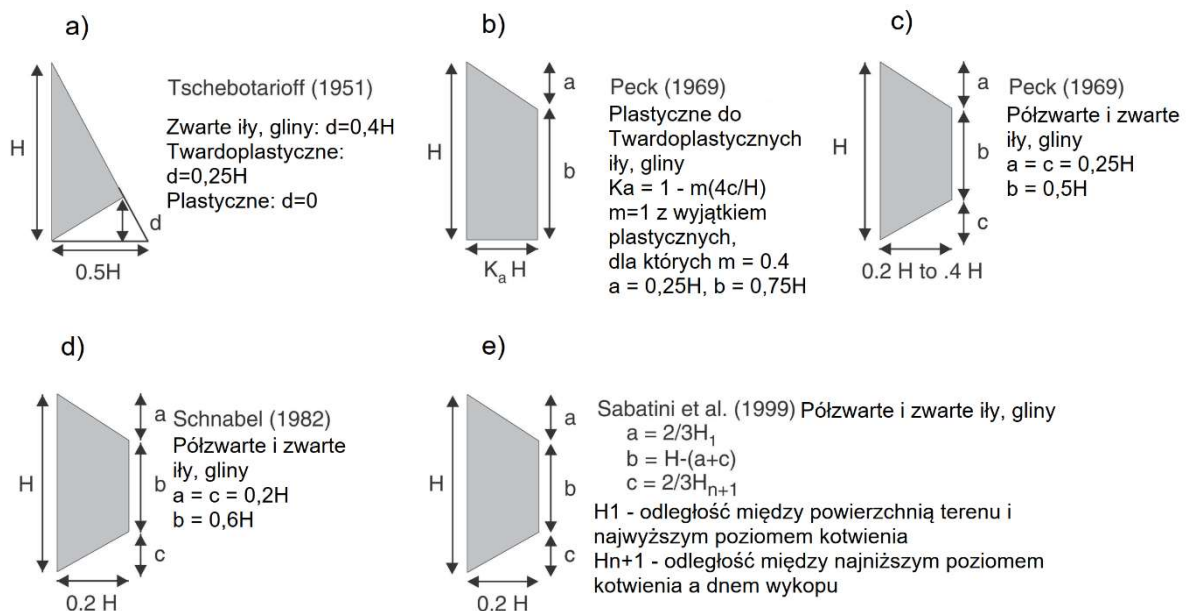
- parciem i odporem gruntu, z ewentualnymi obciążeniami dodatkowymi (obciążenie naziomu, parcie hydrostatyczne, itp.),
- siłami skupionymi modelującymi działanie kotew, ściągów, rozpór lub stropów.

Przyjmuje się linowy rozkład parcia i oporu gruntu na ściankę, który oblicza się według metody Coulomba, opartej na teorii równowagi granicznej klina odłamu (*Pisarczyk, 2005*). Wykres parcia czynnego może przyjmować różny kształt w zależności od schematu statycznego ścianki, która może być analizowana jako: wspornikowa, podparta bądź



zakotwiona w jednym lub kilku poziomach. Dla ścianki wspornikowej przyjmuje się rozkład trójkątny, niezależnie od rodzaju gruntu. W ściankach podpartych lub zakotwionych zakłada się rozkład trójkątny, prostokątny lub trapezowy, uwzględniający redystrybucję parcia w zależności od liczby podpór/kotew oraz rodzaju gruntu.

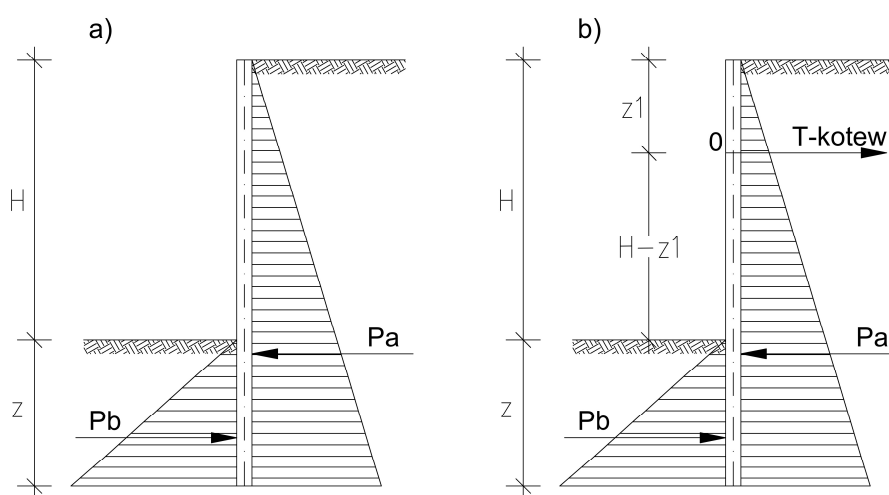
Przyjmowanie zdefiniowanych kształtów rozkładu parcia na ścianę zostało zapoczątkowane obserwacjami rozbieżności pomiędzy teoretycznym rozkładem wynikającym z teorii Coulomba, a rzeczywistą dystrybucją i koncentracją relatywnie dużego obciążenia w podparciach ścian. Z pomierzonych sił w rozporach wstecznie wyznaczano wartości parć i następnie rozkładano na pewnej umownej wysokości w strefie podparcia ściany. Definiowane w ten sposób kształty rozkładu parć nazwano „pozornymi parcami gruntu” (ang. „apparent earth pressures”) (Terzaghi, i in.: 1947). Liczne obserwacje prowadzone między innymi na budowach metra w dużych miastach takich jak np.: Berlin, Chicago, Nowy Jork, Oslo czy Toronto, pozwoliły na opracowanie wykresów parć dla różnych typów gruntu (rys. 3.1). W literaturze można znaleźć różne kształty rozkładów parć będące wynikiem wielu badań modelowych lub polowych parcia gruntu (Siemińska-Lewandowska, 2010), (Jarominiak, 1982), (Pisarczyk, 2005). Należy jednak brać pod uwagę fakt, że rozwiązania empiryczne dają poprawny wynik tylko w takich samych warunkach, w jakich je opracowano.



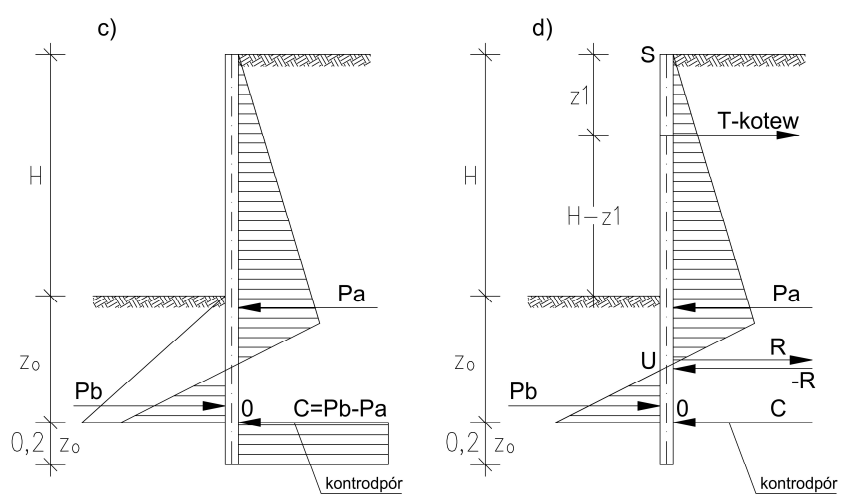
Rys. 3.1. Przykładowe wykresy „pozornych parć gruntu” (ang. „apparent earth pressures”) dla gruntów spoiwystych podane przez autorów: a) Tschebotarioff (1951r.) – rozkład trójkątny; b) i c) Peck (1969r.) – rozkłady trapezowe o zróżnicowanym kształcie, zależnie od stopnia plastyczności iłu lub gliny; d) Schnabel (1982r.) – rozkład trapezowy dla półzwardych i zwardych glin i ilów; e) Sabatini i in. (1999r.) - rozkład trapezowy dla półzwardych i zwardych glin i ilów, dla ścianek wielokrotnie podpartych / zakotwionych. (Boone i in., 2006)

Prowadzone badania pozwoliły również na obserwację koncentracji obciążeń w pobliżu podpór czy zakotwień ścian. Zauważono, że na wielkość sił w rozparciu lub zakotwieniu ma wpływ sztywność ściany stanowiącej obudowę wykopu. Im mniejsza sztywność konstrukcji zabezpieczenia tym większa koncentracja sił w rozporach czy kotwach stanowiących podpory ściany (Boone i in., 2006).

Kształt wykresu odporu (parcia biernego) zależy od przyjętego w obliczeniach ścianki schematu podparcia poniżej dna wykopu. W przypadku ścianki swobodnie podpartej na jej dolnej krawędzi wykres będzie jednostronny (Rys. 3.2a, 3.2b), z kolei dla ścianki utwierdzonej – dwustronny, z dodatkową siłą (tzw. „kontr–odporem”) będącą wynikiem wzrostu biernego parcia gruntu generowanego przez zamocowanie ścianki w gruncie (Rys. 3.2c, 3.2d).



Rys. 3.2. a) Rozkład parcia i odporu dla ścianki wspornikowej; b) Rozkład parcia i odporu dla ścianki podpartej / zakotwionej (Siemińska-Lewandowska, 2010a)



Rys. 3.2. c) Rozkład parcia, odporu i kontrodporu dla ścianki wspornikowej; d) Rozkład parcia, odporu i kontrodporu dla ścianki podpartej / zakotwionej (Siemińska-Lewandowska, 2010a)

W celu zapewnienia częściowego utwierdzenia w gruncie Blum zalecił zwiększenie głębokości pograżenia ścianki o 20%-25% (Hückel, 1966).

Według rozwiązania Rankina, wynikającego z zasad ogólnych teorii Coulomba, parcie czynne oraz bierne na głębokości  $z$  wyznacza się według wzorów (Dembicki i in., 1981):

- parcie czynne:

$$e_a(z) = q \cdot K_a + \gamma \cdot z \cdot K_a - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a} \quad (3.1)$$

- parcie bierne:

$$e_p(z) = q \cdot K_p + \gamma \cdot z \cdot K_p - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_p} \quad (3.2)$$

gdzie:

$z$  - głębokość poniżej naziomu,

$\gamma$  - ciężar objętościowy gruntu [ $\text{kN/m}^3$ ],

$c'$  - efektywna wartość spójności gruntu,

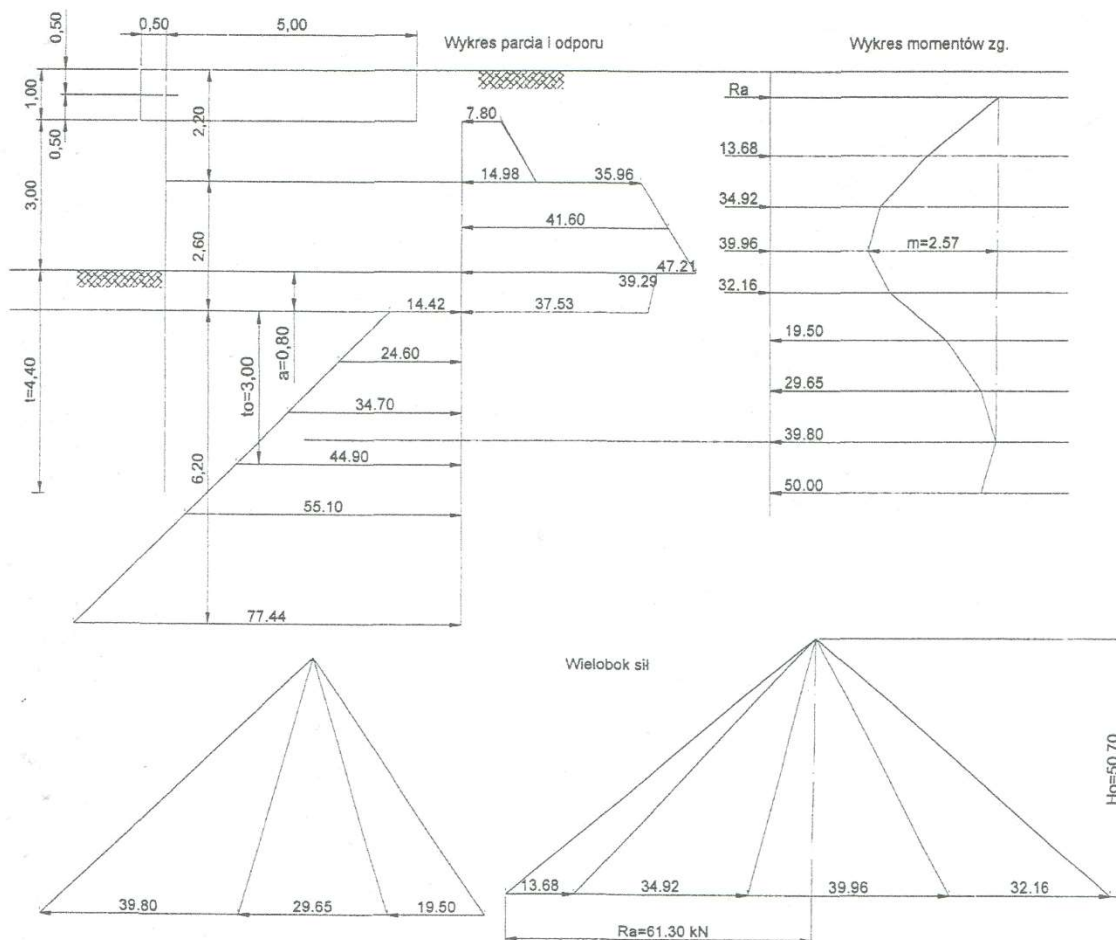
$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right), \quad (3.3)$$

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right), \quad (3.4)$$

$\phi'$  - efektywna wartość kąta tarcia wewnętrznego gruntu.

Wartości obliczonych parć i odporów są zatem zależne od następujących parametrów gruntu: ciężaru objętościowego  $\gamma$ , efektywnych wartości kąta tarcia wewnętrznego  $\phi'$  i spójności  $c'$ , współczynnika parcia czynnego  $K_a$  oraz współczynnika parcia biernego  $K_p$ .

Do metod analitycznych obliczania ścianek szczelnych, w oparciu o wyznaczenie rozkładu parć zgodnie z powyższymi zasadami zaliczana jest metoda Bluma, opisana w literaturze, np.: (Biernatowski i in., 1988), (Rybak Cz. i in., 2001). Zakłada ona przyjęcie odporu maksymalnego według Coulomba, pomniejszonego o parcie czynne oraz pewnego odporu skupionego na dolnym końcu ścianki. Obliczenia ścianki przeprowadza się w sposób wykreślny (Rys 3.3). Przykłady takich analiz przedstawiają m. in.: (Rybak Cz. i in., 2001), (Pozlewicz i in., 2002). Historycznie, metoda ta była szeroko wykorzystywana przez inżynierów w projektowaniu ścianek szczelnych.



(Rys 3.3) Przykładowa analiza obliczeniowa ścianki szczelnej wykonana graficznie – analityczną metodą Bluma (Pozlewicz i in., 2002)

Obecnie wiele programów komputerowych, jak np. „GEO5 - Ściana Projekt” ([www.finesoftware.pl](http://www.finesoftware.pl)), „Prosheet” ([www.sheetpiling.arcelormittal.com](http://www.sheetpiling.arcelormittal.com)), „GGU-Retain” ([www.ggu-software.com](http://www.ggu-software.com)) oraz „DeepEx” ([www.deepexcavation.com](http://www.deepexcavation.com)), pozwala na analizę statyczną ścianek metodą równowagi granicznej.

Warto zauważyć, że w metoda analizy ścianek pracujących wspornikowo polega na znalezieniu w sposób iteracyjny punktu poniżej dna wykopu, w którym spełnione jest równanie momentu równowagi, tzn. moment obracający jest równy momentowi utrzymującemu. Po wyznaczeniu tego punktu określane jest zagłębienie podstawy ściany, dla którego spełniona jest równowaga sił poprzecznych (ścinających) ([www.finesoftware.pl](http://www.finesoftware.pl)). Ostateczny rozkład sił wewnętrznych według takiego podejścia jest zatem daleki od rzeczywistego, ponieważ wyklucza jednoczesną równowagę momentów i sił poprzecznych w analizowanej konstrukcji.

W analizie według tej metody obliczane jest parcie graniczne, którego mobilizacja może mieć miejsce przy pewnym przemieszczeniu ściany. W normie *PN-EN 1997-1:2008* oraz innych pozycjach literaturowych, takich jak np.: (*Biernatowski i in., 1987*), (*Dembicki, 1981*)

podane są wartości względnych przemieszczeń ściany przy granicznych stanach parcia i odporu. W rzeczywistości przemieszczenie to jest mniejsze, a w przypadku sztywnych ścian rozpartych lub kotwionych prowadzi do uzyskania wartości parcia o wartości bliższej parciu spoczynkowemu. Siły działające na rozpory lub kotwy oblicza się traktując je jako podpory belki ciągłej, na którą działa obciążenie w postaci parcia o przyjętym rozkładzie. Oszacowane przemieszczenia w tej metodzie stanowią linię ugięcia belki o określonej sztywności, obciążonej wyznaczonymi siłami parcia, podpartej w miejscu rozpór/zakotwień oraz zależnie od przyjętego zagłębienia konstrukcji w gruncie swobodnie podpartej lub utwierdzonej. Tak wyznaczona linia ugięcia może znacznie różnić się od rzeczywistych przemieszczeń ścianki. W przypadku analizy wykopu fazowanego sumowane są przemieszczenia wyznaczone niezależnie dla każdej fazy. Brak jest zatem uwzględnienia wpływu historii przemieszczeń ściany oraz kształtu linii jej ugięcia w analizowanej fazie wykopu. Ponadto w metodzie tej zakłada się przemieszczenie spodu ściany równe zeru, co możliwe jest na znacznej głębokości, która w praktyce nie jest osiągnięta.

### 3.2. Metoda parć zależnych, modułu reakcji (podatności) podłoża

W metodzie parć zależnych, nazywanej również metodą modułu reakcji podłoża, ścianka szczelna jest ustrojem statecznie niewyznaczalnym, obciążonym parciem gruntu i reakcją podłoża sprężystego. W modelu obliczeniowym wykorzystywany jest jednoparametrowy model podłoża gruntowego zakładający liniową zależność między przemieszczeniem poziomym ścianki a parciem - reakcją gruntu w tym samym punkcie. Jest to podejście analogicznie do modelu Winklera (*Winkler, 1867*), w którym reakcja pionowa gruntu jest proporcjonalna do osiadań zależnych od sztywności podpory sprężystej „ $k$ ”. Schemat statyczny obudowy wykopu stanowi zatem belka na podporach sprężystych charakteryzowanych parametrem „ $k_h$ ”:

$$p_z = k_h \cdot y, \quad y = y(z) \quad (3.5)$$

gdzie:

$p_z$  – parcie/reakcja gruntu

$k_h$  – współczynnik podatności podłoża

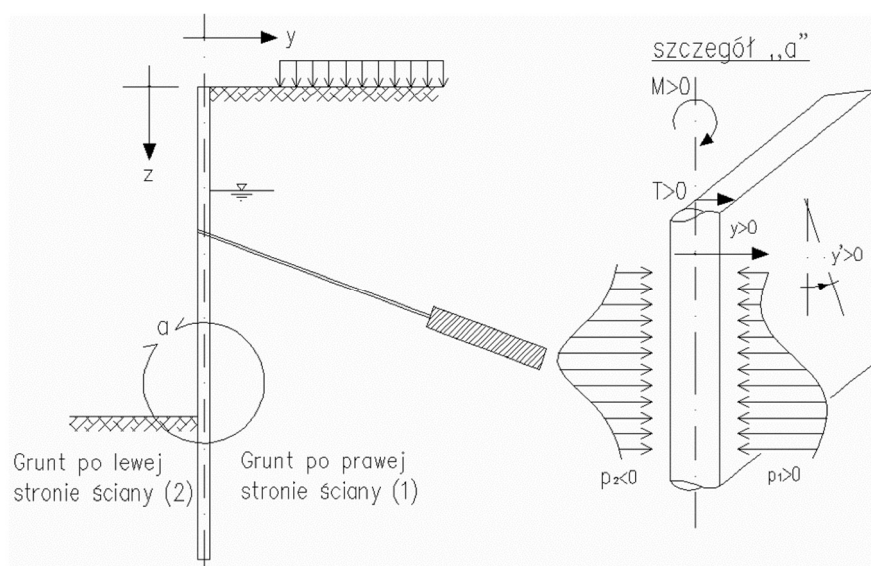
$y$  – przemieszczenie poziome ściany w danym punkcie

Metoda zakłada pracę konstrukcji w płaskim stanie odkształcenia – brak przemieszczeń w kierunku podłużnym (prostopadłym do analizowanego przekroju poprzecznego).

W obliczeniach przyjmuje się wycinek ścianki i gruntu o jednostkowej szerokości, który dzielony jest na głębokości (wzdłuż osi  $z$ ) na pewną liczbę elementów obciążonych parciem gruntu w funkcji przemieszczenia. Dla każdego wydzielonego elementu ścianki ośrodek gruntowy traktowany jest jako sprężysty lub w stanie parcia granicznego - czynnego lub biernego.

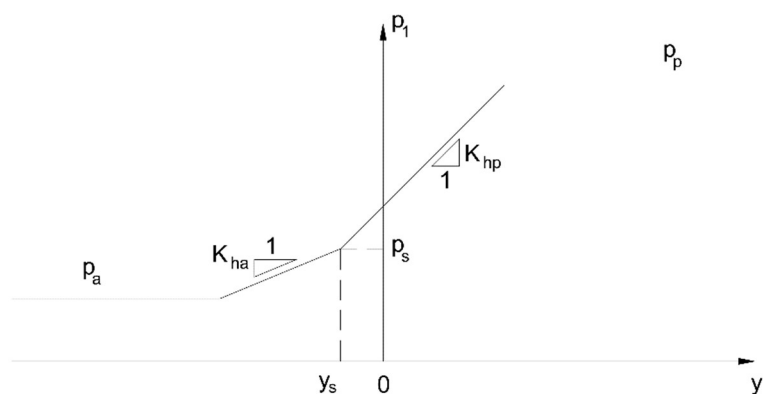
Równanie równowagi statycznej wycinka ściany o jednostkowej szerokości sformułował (Balay, 1985). Zgodnie z poniższym znakowaniem (Rys. 3.4) równanie to podaje (Siemińska-Lewandowska, 2010a):

$$\frac{d^2}{dz^2} (EI(z) \frac{d^2 y}{dz^2}) + p_2(z) = p_1(z) + p_h(z) \quad (3.6)$$



Rys. 3.4. Oznaczenia i kierunki działania sił dla równania równowagi statycznej wycinka ścianki (3.6) (Siemińska – Lewandowska, 2010a)

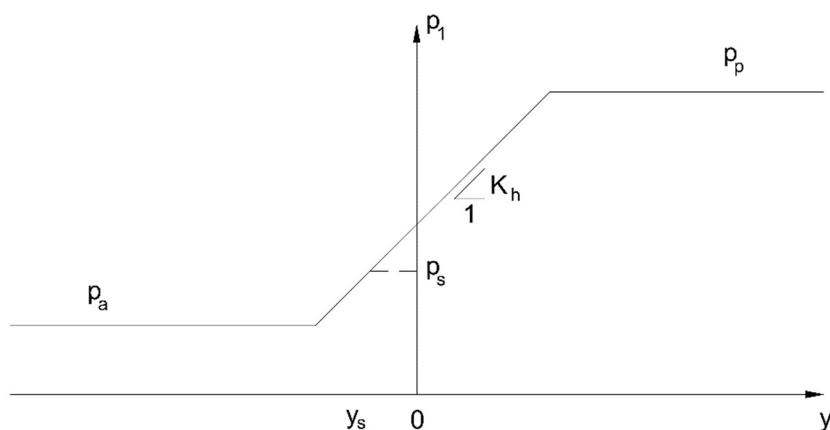
Podstawowym założeniem "prawa zachowania ośrodka gruntowego" (Mitew-Czajewska, 2005a) jest zdefiniowanie po obydwu stronach ścianki zależności pomiędzy parciem poziomym gruntu i przemieszczeniem konstrukcji. Model ten charakteryzuje liniowa zależność mobilizacji parcia poziomego gruntu w funkcji przemieszczenia ściany. Zależność tą ograniczają wartości czynnego -  $p_a$  i biernego  $p_p$  parcia granicznego.



Rys. 3.5. Schemat modelu gruntowego - sprężysto-idealnie plastycznego; prawo zachowania ośrodka gruntowego (Balay, 1985), w którym:  $K_{ha}$  – współczynnik poziomej reakcji podłoża w strefie parcia czynnego,  $K_{hp}$  – współczynnik poziomej reakcji podłoża w strefie parcia biernego,  $p_a$  – poziome, graniczne parcie czynne,  $p_p$  – poziome, graniczne parcie biernie,  $(y_s, p_s)$ : punkt graniczny pomiędzy strefami o różnych współczynnikach

Wartości parć granicznych  $p_a$  i  $p_p$  wyznacza się zgodnie z klasycznym ujęciem teorii Coulomba w rozwiązaniu Rankina – wzory 3.1., 3.2., analogicznie jak w wyżej omawianej metodzie klasycznej, nazywanej również metodą równowagi granicznej.

W programach obliczeniowych wykorzystujących metodę reakcji podłoża (np. „GEO5 Ściana analiza”, PARIS) często wprowadza się założenie upraszczające, polegające na przyjęciu w analizie jednakowej wartości współczynnika  $k_h$  po obydwu stronach ścianki (Mitew-Czajewska, 2005a).



Rys. 3.6.: Prawo zachowania ośrodka gruntowego przy uwzględnieniu założenia upraszczającego – przyjęcie jednakowej wartości współczynnika podatności  $k_h = k_{ha} = k_{hp}$  (Mitew-Czajewska, 2005a)

Obliczenia prowadzone są z wykorzystaniem wartości charakterystycznych parametrów fizycznych gruntu. Metoda uwzględnia współpracę ściany z gruntem - wzajemną zależność pomiędzy parciem na konstrukcję i jej przemieszczeniem. Pozwala na prowadzenie obliczeń z uwzględnieniem następujących po sobie faz realizacji wykopu. Mamy możliwość

wyznaczenia sił wewnętrznych i wartości przemieszczeń w poszczególnych etapach, np. w momencie sprężenia kotew, montażu rozpór, itp.. W literaturze możemy znaleźć przykłady prowadzonych analiz obliczeniowych ścian zabezpieczających wykopy z wykorzystaniem tej metody (*Monnet i in., 1994*), (*Bornarel i in., 2002*), (*Vanoudheusden, 2005*), (*Mitew-Czajewska, 2005b*), (*Siemińska-Lewandowska, 2010*), (*Siemińska-Lewandowska i in., 2013*).

### 3.2.1. Metody wyznaczania modułu podatności podłoża $k_h$

Współczynnik  $k_h$  jest parametrem obliczeniowym zależnym od występujących warunków gruntowych oraz sztywności obudowy wykopu, której miarą jest wielkość „ $EP$ ” ( $E$ -moduł Younga,  $I$  – moment bezwładności) i jej kształtu geometrycznego, a także zagłębienia ścianki poniżej dna wykopu.

W literaturze opisanych jest wiele metod na określanie współczynnika  $k_h$ , jak np.: (*Terzaghi, 1955*), (*Chadeisson, 1961*), (*Monnet, 1994*), (*Schmitt, 1995*). Metody te oparte są na klasycznej teorii sprężystości bądź mają swoje podstawy w badaniach empirycznych, gdzie są wynikiem doświadczeń w obserwacji i analizie zachowania się konstrukcji (zwłaszcza ścian szczelinowych).

#### 3.2.1.1. Metoda Terzagiego (*Terzaghi, 1955*), za (*Mitew, 2002*)

Metoda oparta głównie na klasycznej teorii sprężystości. Według założeń tej metody wartość  $k_h$  zależy od parametrów fizycznych gruntu - ciężaru i jego stopnia zagęszczenia na danej głębokości „ $z$ ” oraz od prostopadłego do kierunku przemieszczenia wymiaru ścianki  $B$ . Przemieszczenie zależne jest od odkształcenia ośrodka gruntowego, który można scharakteryzować wartością modułu sprężystości:

$$E_s = A p_v \quad (3.7)$$

gdzie:

$A$  – współczynnik zależny od stopnia zagęszczenia gruntu

$p_v$  – naprężenie pionowe:  $p_v = \gamma z$

W oparciu o to założenie, sformułowano poniższą zależność:

$$k_h = \frac{p}{y} = \frac{A\gamma}{1,35 B} z = m_h z = n_h \frac{z}{B} \quad (3.8)$$

gdzie:

$B$  – wymiar ściany w kierunku prostopadłym do przemieszczenia,

$n_h$  – parametr zależny od stopnia zagęszczenia gruntu



Tablica 3.1. Wartości  $n_h$  [ $kN/m^3$ ] dla ściany o szerokości  $B=1m$ , zagłębionej w piaskach

| Stopień zagęszczenia    | Luźny | Średnio zagęszczony | Zagęszczony |
|-------------------------|-------|---------------------|-------------|
| Piasek suchy i wilgotny | 2230  | 6700                | 17890       |
| Piasek nawodniony       | 1280  | 4470                | 10860       |

Równanie (3.8) stosuje się dla gruntów niespoistych. W przypadku gruntów spoistych wartość  $k_h$  przyjmuje się równą wartości  $k_s$  ustalonej jak dla belki spoczywającej na poziomej powierzchni gruntu o tych samych parametrach.

### 3.2.1.2. Metoda Chadeisson'a (Chadeisson, 1961) i Monnet'a (Monnet, 1994)

Metoda, która została opracowana na podstawie obserwacji pracy konstrukcji ścian szczelinowych w różnych gruntach. Obliczając wielkość przemieszczenia niezbędnego do mobilizacji parcia biernego Chadeisson opracował wzór dla określenia wartości modułu  $k_h$ , który później zmodyfikował Monnet do postaci:

$$k_h = \left[ 20EI \left( \frac{K_p \gamma \left( 1 - \frac{K_0}{K_p} \right)}{dr_0} \right)^4 \right]^{\frac{1}{5}} + A_p c' \frac{th\left(\frac{c'}{c_0}\right)}{dr_0} \quad (3.9)$$

gdzie:

- $\gamma$  – ciężar właściwy gruntu,
- $K_p$  – współczynnik parcia biernego (oporu)
- $K_0$  – współczynnik parcia spoczynkowego,
- $dr_0$  – przemieszczenie charakterystyczne (0,015m),
- $c'$  – spójność efektywna,
- $A_p$  – współczynnik uwzględniający spójność gruntu,
- $c_0$  – porównawcza wartość spójności równa 30kPa.

Wartość modułu  $k_h$  zależna jest tutaj od wytrzymałości gruntu na ścinanie zgodnie z kryterium Coulomba – Mohra, a więc od wartości efektywnych kąta tarcia wewnętrznego  $\phi'$  i spójności  $c'$ , a także od sztywności ściany.

Autorzy tej metody zaznaczają, że znajduje ona zastosowanie i daje wiarygodne wyniki tylko dla ścian sztywnych wykonywanych w średnio zagęszczonych i zagęszczonych gruntach niespoistych oraz w gruntach spoistych w stanie twaroplastycznym, półzwartym lub zwartym.

### 3.2.1.3. Metoda Menarda i Bourdona (*Menard i in. 1965*)

Autorzy tej metody określili zależność pomiędzy modułem  $k_h$  a modułem uzyskanym z badania presjometrem  $E_M$  wykonanym w otoczeniu ściany oporowej. Wzór przyjmuje postać:

$$k_h = \frac{E_M}{\frac{\alpha a}{2} + 0,133(9a)^\alpha} \quad (3.10)$$

gdzie:

- $E_M$  – moduł presjometryczny (Menarda),
- $a$  – długość charakterystyczna określająca zagłębienie punktu utwierdzenia konstrukcji poniżej dna wykopu – według Menarda długość tą stanowi 2/3 wysokości zagłębienia ściany poniżej dna wykopu w jego ostatecznej fazie,
- $\alpha$  – współczynnik reologiczny gruntu wynoszący:  $\frac{1}{3}$  – w gruntach niespoistych,  $\frac{1}{2}$  – w pyłach,  $\frac{2}{3}$  – w gruntach spoistych (glinach, ilach).

### 3.2.1.4. Metoda Schmitt'a (*Schmitt, 1995, 1998*)

Autor przedstawił metodę wyznaczania modułu  $k_h$  w oparciu o związek pomiędzy edometrycznym modułem ściśliwości gruntu  $E_{oed}$  a sztywnością konstrukcji na zginanie:

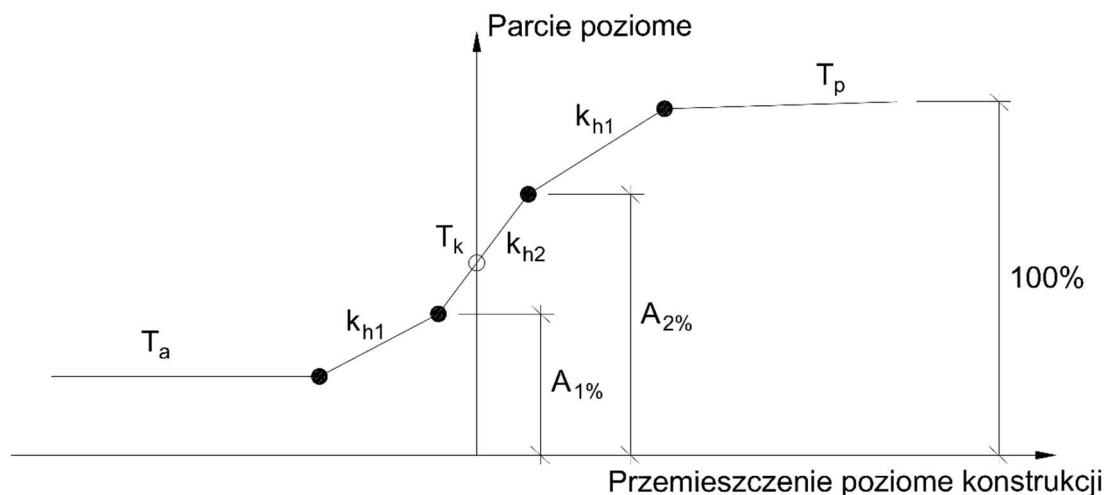
$$k_h = 2,1 \left( \frac{E_{oed}^{4/3}}{(EI)^{1/3}} \right) \quad (3.11)$$

gdzie:

- $E_{oed}$  – moduł edometryczny,
- $EI$  – sztywność konstrukcji na zginanie

### 3.2.1.5. Metoda CUR166 (*CUR 166, za [www.finesoftware.pl](http://www.finesoftware.pl)*)

Metoda ta oparta jest na pomiarach eksperymentalnych prowadzonych w Holandii, którą następnie opisano w wytycznych dla projektowania konstrukcji ze ścianek szczelnych (*CUR 166*). Na podstawie przeprowadzonych badań opracowano procedurę, według której moduł reakcji podłoża  $k_h$  opisywany jest w modelu nieliniowym, zmieniającym się pomiędzy ustalonymi wartościami progowymi (Rys 3.7).



Rys. 3.7. Schemat modelu nieliniowego dla wyznaczania wartości modułu  $k_h$  (CUR 166) za ([www.finesoftware.pl](http://www.finesoftware.pl)); gdzie:  $A_{1\%}$  - wartość odpowiadająca 50% wartości parcia biernego  $T_p$ ,  $A_{2\%}$  - wartość odpowiadająca 80% wartości parcia biernego  $T_p$

Modułu reakcji podłoża  $k_h$  przyjmuje określoną wartość, zależną od rodzaju gruntu oraz od wartości parcia gruntu  $p_h$  odpowiadającego danemu przemieszczeniu konstrukcji. Wartość modułu  $k_h$  jest ustalana na podstawie wyznaczonych wartości modułów siecznych:  $k_{h,1}$ ,  $k_{h,2}$ ,  $k_{h,3}$ , w określonych przedziałach parcia gruntu  $p_h$ :

-  $k_{h,1}$  – dla wartości parcia  $p_h$ :  $p_0 < p_h < 0,5p_{pas}$ ,

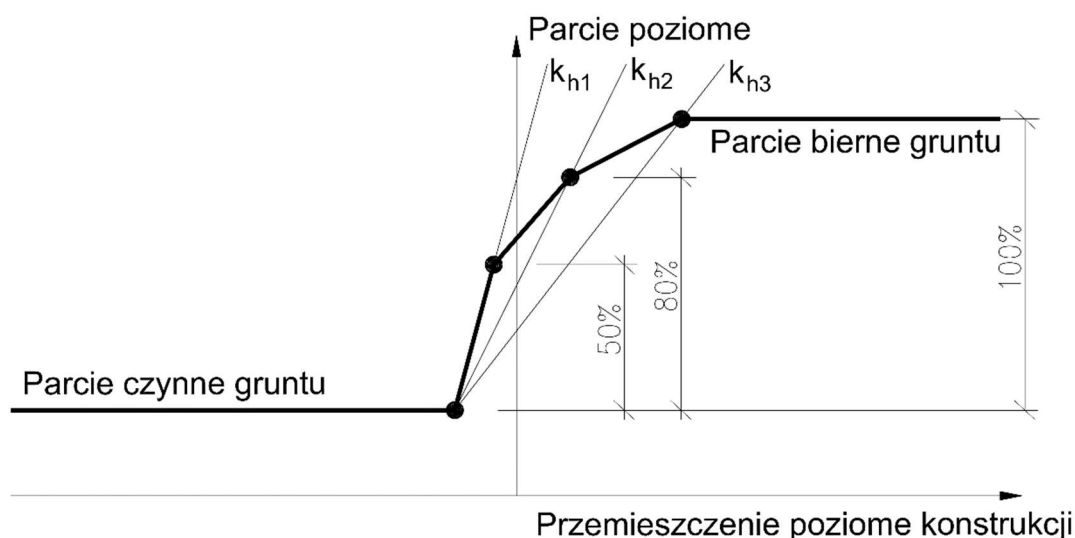
-  $k_{h,2}$  – dla wartości parcia  $p_h$ :  $0,5p_{pas} \leq p_h \leq 0,8p_{pas}$

-  $k_{h,3}$  – dla wartości parcia  $p_h$ :  $0,8p_{pas} < p_h < 1,0p_{pas}$

gdzie:  $p_0$  – wartość parcia spoczynkowego [kN/m<sup>2</sup>],

$p_{pas}$  – wartość parcia biernego [kN/m<sup>2</sup>]

$p_h$  – wartość parcia poziomego odpowiadająca danemu przemieszczeniu konstrukcji [kN/m<sup>2</sup>].



Rys 3.8. Definicja siecznych modułów reakcji podłoża  $k_{h,1}$ ,  $k_{h,2}$ ,  $k_{h,3}$  wyznaczonych na wykresie: parcie gruntu – przemieszczenie (CUR 166) za (www.finesoftware.pl)

Wartości modułów siecznych:  $k_{h,1}$ ,  $k_{h,2}$ ,  $k_{h,3}$ , dla różnych rodzajów gruntu przedstawia poniższa tablica (Tablica 3.2) (CUR 166, za www.finesoftware.pl):

Tablica 3.2.  
Wartości modułów siecznych  $k_{h,1}$ ,  $k_{h,2}$ ,  $k_{h,3}$  definiujących moduł reakcji podłoża  $k_h$  w określonych przedziałach wartości parcia gruntu  $p_h$  (CUR 166, za www.finesoftware.pl)

|                     | $k_{h,1}$ [ $kN/m^3$ ]<br>$p_0 < p_h < 0,5p_{pas}$ | $k_{h,2}$ [ $kN/m^3$ ]<br>$0,5p_{pas} \leq p_h \leq 0,8p_{pas}$ | $k_{h,3}$ [ $kN/m^3$ ]<br>$0,8 p_{pas} \leq p_h \leq 1,0p_{pas}$ |
|---------------------|--|---|--|
| <b>Piasek</b>       |  |   |  |
| luźny               | 12000 - 27000                                      | 6000 - 13500  | 3000 - 6750  |
| średnio zagęszczony | 20000 - 45000                                      | 10000 - 22500   | 5000 - 11250   |
| zagęszczony         | 40000 - 90000                                      | 20000 - 45000   | 10000 - 22500  |
| <b>II</b>           |  |   |  |
| miękkoplastyczny    | 2000 - 4500  | 800 - 1800  | 500 - 1125   |
| twardoplastyczny    | 4000 - 9000  | 2000 - 4500   | 800 - 1800   |
| zwarła              | 6000 - 13500                                       | 4000 - 9000   | 2000 - 4500  |
| <b>Torf</b>         |  |   |  |
| miękkoplastyczny    | 1000 - 2250  | 500 - 1125  | 250 - 560  |
| twardoplastyczny    | 2000 - 4500  | 800 - 1800  | 500 - 1125   |

### 3.3. Metoda elementów skończonych (MES)

Metoda elementów skończonych jest obecnie najbardziej zaawansowaną metodą, która na drodze analizy numerycznej umożliwia właściwe odwzorowanie interakcji konstrukcji z otaczającym ją gruntem. Podstawowym zagadnieniem stosowania MES jest przyjęcie odpowiedniego modelu konstytutywnego ośrodka gruntowego. Pod koniec ubiegłego wieku ogólną charakterystykę modeli MES stosowanych w geotechnice podał *Gryczmański (1995)*. Do modeli stosowanych w analizach konstrukcji oporowych zabezpieczających głębokie wykopy można zaliczyć modele sprężysto-idealnie plastyczne: „Coulomba-Mohra”, „Druckera-Pragera” oraz modele sprężysto-plastyczne o wzmocnieniu izotropowym typu objętościowego („Cam-Clay” i „Modified Cam-Clay”) (*Siemińska-Lewandowska, 2010*). Do modeli sprężysto-plastycznych należy również model o wzmocnieniu izotropowym „Hardening Soil” (HS). Jest on obecnie często wykorzystywany w analizach numerycznych m. in. ścianek szczelnych, a jego autorami w wersji "Standard" są Schanz i in. (*1999*). Rozszerzeniem tego modelu w zakresie małych odkształceń – jest wersja „Small strain” (*Benz 2006*). Nową wersję modelu HS, w której zmodyfikowano moduł odpowiedzialny za zakres małych odkształceń, stanowi „Hardening Soil Brick”, którego pełny opis znaleźć można w artykule (*Cudny i in., 2020*).

Tablica 3.3.

*Zalecenia dotyczące wyboru modelu MES dla różnych gruntów oraz dwóch typów analiz: stanów granicznych nośności (ULS) oraz stanów granicznych użyteczności (SLS)*  
*Znaczenie oceny: (A) zalecany, (B) zalecany z wyjątkiem sytuacji analiz w stanie nieustalonym oraz w przypadku niewielkich rewersji w zakresie małych odkształceń (C) może być stosowany, (D) może być stosowany, ale nie jest zalecany pod względem jakości wyników, puste pole oznacza brak zastosowania (Obrzud i in., 2020)*

| Model MES                       | Rodzaj analizy | PIASKI | PYŁY          |               | IŁY                     |       |                          |
|---------------------------------|----------------|--------|---------------|---------------|-------------------------|-------|--------------------------|
|                                 |                |        | Z dylatacją   | Bez dylatacji | Stopień prekonsolidacji |       |                          |
|                                 |                |        | Mało ściśliwy | Ściśliwy      | Wysoki                  | Niski | Normalnie skonsolidowany |
| Mohr- Coulomb (Drucker- Prager) | SLS            |        |               |               |                         |       |                          |
|                                 | ULS            | C      | C             |               | D                       |       |                          |
| CAP                             | SLS            | D      | D             | D             | D                       | C     | C                        |
|                                 | ULS            |        |               |               |                         | C     | C                        |
| Modified Cam- Clay              | SLS            |        |               | D             |                         | C     | C                        |
|                                 | ULS            |        |               | C             |                         | C     | C                        |
| HS-standard                     | SLS            |        |               |               |                         | A     | A                        |
|                                 | ULS            | A      | A             | A             | A                       | A     | A                        |
| HS-small                        | SLS            | B      | B             | B             | B                       | B     | B                        |
|                                 | ULS            | A      | A             | A             | A                       | A     | A                        |
| HS-Brick                        | SLS            | A      | A             | A             | A                       | A     | A                        |
|                                 | ULS            | A      | A             | A             | A                       | A     | A                        |

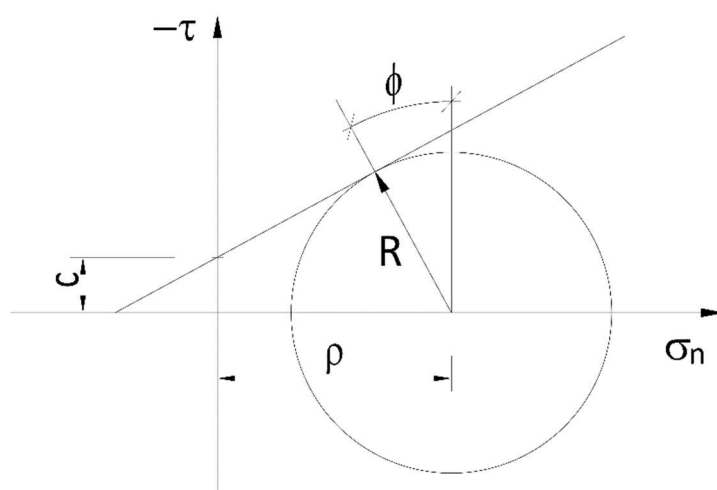
Powyższa tabela (*Tablica 3.3*) zawiera zestawienie wymienionych wyżej modeli wraz z ich oceną przydatności do stosowania w przypadku analizy statycznej wykonywanej dla sprawdzenia stanów granicznych nośności – SGN (ang. ULS - Ultimate Limit State) oraz stanów granicznych użytkowalności – SGU (ang. SLS - Serviceability Limit State).

W dalszej części rozdziału przedstawiona będzie charakterystyka powyższych modeli konstytutywnych gruntu. Więcej uwagi poświęcono modelom z „Hardening Soil Small” oraz „Hardening Soil Brick”, z uwagi na ich przydatność do analiz konstrukcji w zakresie stanów granicznych użytkowalności (SLS), co związane jest z tematem niniejszej pracy.

Zasady prowadzenia analiz numerycznych, a także przykłady ich zastosowania w obliczeniach konstrukcji oporowych, również ze ścianek szczelnych znajdziemy w licznych publikacjach, takich jak np.: (*Bilgin, 2010*), (*Fall i in., 2019*), (*Grodecki, 2007, 2008, 2010, 2013*), (*Kacprzak i in. 2019*), (*Ma i in., 2008*), (*Mitew-Czajewska M., 2017, 2018, 2019*), (*Obrzud i in., 2020*), (*Phien-Wej N. i in., 2012*), (*Ram i in., 2017*), (*Singh i in., 2020*), (*Superczyńska i in., 2016*), (*Totsev A., 2012*), (*Truty A., 2008*), (*Truty i in., 2010*), (*Urbański i in., 2010*).

### 3.3.1. Model Coulomb’a-Mohr’a

Najprostszym modelem w opisie ośrodka gruntowego jest model sprężysto-idealnie plastyczny „Coulomba-Mohra” (w skrócie „C-M”). Zachowanie się gruntu opisywane jest tutaj przez wielkości takie jak spójność  $c$  oraz kąt tarcia wewnętrznego  $\phi$ . Kryterium wytrzymałości (warunek osiągnięcia powierzchni plastyczności) C-M (Coulomba – Mohra) stanowi zależność określająca wartość naprężenia ścinającego w momencie osiągnięcia przez punkt w przestrzeni naprężeń powierzchni plastyczności (*Truty i in., 2024*):



Rys. 3.9. Kryterium plastyczności Mohra-Coulomba (*Truty i in., 2024*)

Powierzchnię tę opisuje równanie:

$$|\tau| = c + \sigma_n \tan \phi \quad (3.12)$$

gdzie:  $\tau$  - naprężenie ścinające,

$\sigma_n$  - naprężenie normalne w płaszczyźnie ścinania,

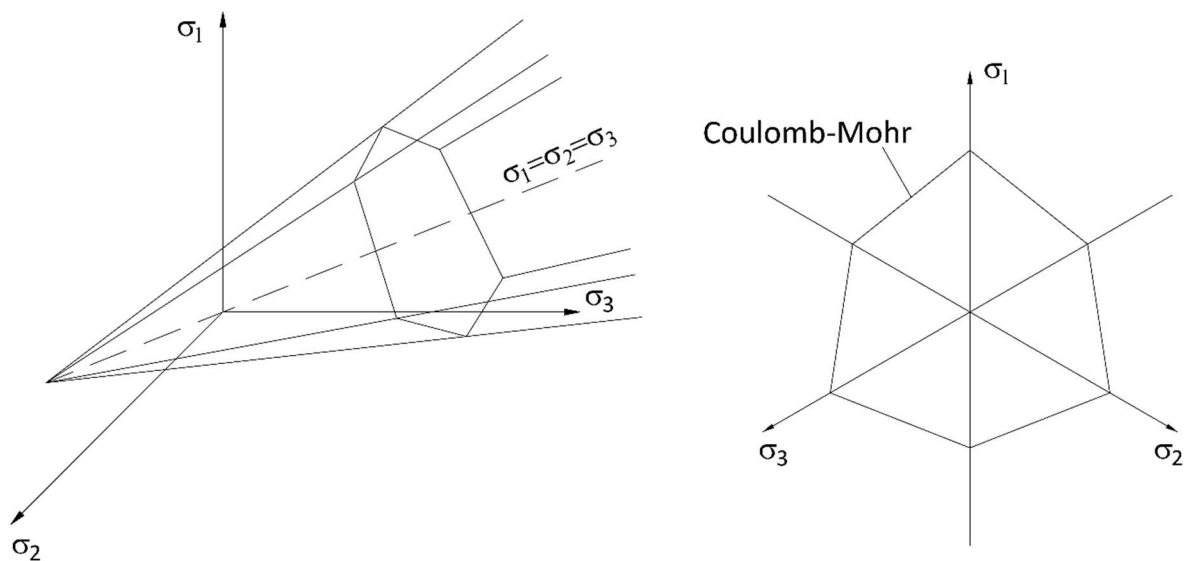
$\phi$  - kąt tarcia wewnętrznego gruntu,

$c$  - spójność gruntu,

$$\rho = \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22}}{2}, \quad (3.13)$$

$$R = c \cdot \cos \phi - \rho \cdot \sin \phi = \sqrt{\frac{(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2}{4} + \tau_{12}^2}. \quad (3.14)$$

Powierzchnia plastyczności ma kształt ostrosłupa, którego przekrój stanowi równoboczny sześciobok o różnych kątach. Wierzchołek znajduje się na tzw. osi hydrostatycznej  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$  (rys. 3.10).



Rys. 3.10. Powierzchnia plastyczności Coulomba-Mohra i przekrój w płaszczyźnie dewiatorowej (Gryczmański, 1995)

Równanie opisujące powierzchnię plastyczności Coulomba-Mohra w przestrzeni naprężeń głównych ma postać:

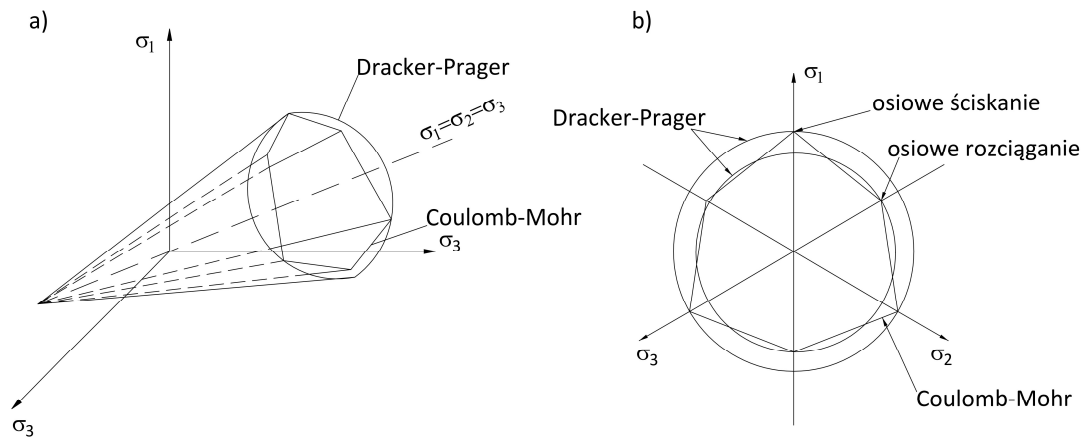
$$F(\sigma') = (\sigma_1 - \sigma_3) + (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin \phi - 2c \cdot \cos \phi = 0 \quad \text{dla } \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \quad (3.15)$$

gdzie:  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  - naprężenia główne.

Zachowanie się ośrodka gruntowego wewnątrz powierzchni plastyczności opisywane jest przez liniowo – sprężyste prawo Hooke’a. Parametrami opisującymi ten model są: kąt tarcia wewnętrznego  $\phi$ , spójność  $c$ , moduł Younga  $E$ , współczynnik Poissona  $\nu$  i kąt dylatacji  $\psi$ . Ostatni parametr – kąt dylatacji  $\psi$ , dotyczy przypadku zastosowania niestowarzyszonego prawa plastycznego płynięcia.

### 3.3.2. Model Druckera – Pragera

Model Druckera – Pragera (*Drucker i in., 1952*) jest również modelem sprężysto – idealnie plastycznym. Kształt powierzchni plastyczności w tym przypadku jest stożkiem, którego wierzchołek znajduje się na osi hydrostatycznej  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$  oraz jest aproksymacją ostrosłupa Coulomba-Mohra.



Rys. 3.11. a) Powierzchnia plastyczności Druckera-Pragera oraz Coulomba-Mohra (*Gryczmański, 1995*),

b) przekrój przez powierzchnie w płaszczyźnie dewiatorowej (*Truty i in., 2024*)

Sposób przybliżenia ostrosłupa Coulomba – Mohra stożkiem Druckera – Pragera charakteryzowany jest parametrami modelu  $a_\phi$  i  $k$  w równaniu powierzchni plastyczności, które przyjmuje postać (*Truty i in., 2024*):

$$F(\sigma) = a_\phi I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (3.16)$$

gdzie:  $I_1, J_2$  – niezmienniki opisujące naprężenia  $p$  i  $q$ :

$$\text{- naprężenie hydrostatyczne: } p = -\frac{I_1}{3} \quad (3.17)$$

$$\text{- naprężenie dewiatorowe: } q = \sqrt{3 \cdot J_2} \quad (3.18)$$



$a_\phi$  i  $k$  – parametry modelu, będące funkcją kohezji i kąta tarcia wewnętrznego, które dla płaszczyzny  $\sigma_2 = \sigma_3$  opisane są poniższymi wzorami (3.19, 3.20):

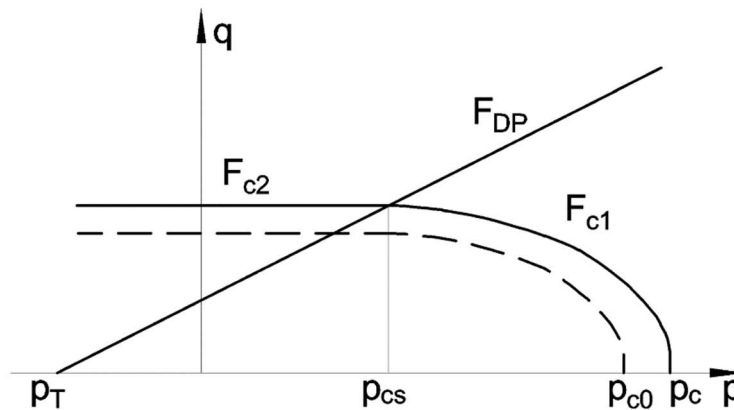
$$a_\phi = \frac{2\sin\phi}{\sqrt{3}(3-\sin\phi)} \quad k = \frac{6c \cdot \cos\phi}{\sqrt{3}(3-\sin\phi)} \quad - \text{ dla powierzchni zewnętrznej} \quad (3.19)$$

$$a_\phi = \frac{2\sin\phi}{\sqrt{3}(3+\sin\phi)} \quad k = \frac{6c \cdot \cos\phi}{\sqrt{3}(3+\sin\phi)} \quad - \text{ dla powierzchni wewnętrznej} \quad (3.20)$$

Analogicznie jak w modelu C-M wewnątrz powierzchni plastyczności zachowanie materiału opisuje liniowo-sprężyste prawo Hooke’a.

### 3.3.3. Model „CAP”

Powierzchnia plastyczności w modelu „Cap” jest kombinacją powierzchni stożkowej „Druckera-Pragera” z powierzchnią eliptyczną (tzw. „nakładką”) od strony naprężeń ściskających. Poniższy rysunek przedstawia rzut powierzchni plastyczności w płaszczyźnie  $p$ ,  $q$  tego modelu gruntu.



Rys. 3.12. Powierzchnia plastyczności w modelu „CAP” w płaszczyźnie  $p$ ,  $q$  (Truty i in., 2024)

Płaszczyzny opisują następujące równania:

- powierzchnia  $F_{DP}$  – określona jest równaniem identycznym jak w modelu „Druckera – Pragera” (3.16),

- powierzchnie  $F_{c1}$  i  $F_{c2}$  opisują równania:

$$F_{c1} = q^2 + \frac{M^2}{(R-1)^2} (p - p_c)(p + p_c - 2p_{cs}) = 0, \quad \text{dla } p \geq p_{cs}, \quad (3.21)$$

$$F_{c2} = q^2 + \frac{M^2}{(R-1)^2} (p_{cs} - p_c)(p_c - p_{cs}) = 0, \quad \text{dla } p < p_{cs}, \quad (3.22)$$

gdzie:

$$- M - \text{ parametr określający nachylenie linii stanu krytycznego: } M = 3\sqrt{3}\alpha, \quad (3.23)$$

-  $p_{cs}$  – wartość naprężenia średniego odpowiadająca przecięciu się powierzchni  $F_{DP}$  i  $F_{C1}$ :

$$p_{cs} = \frac{p_c + (1-R)p_T}{R}, \quad (3.24)$$

-  $p_T$  – wartość maksymalnego średniego naprężenia rozciągającego (przy braku ścinania):

$$p_T = \frac{k}{3\alpha}, \quad (3.25)$$

-  $p_c$  – aktualne ciśnienie prekonsolidacji (określone prawem wzmocnienia),

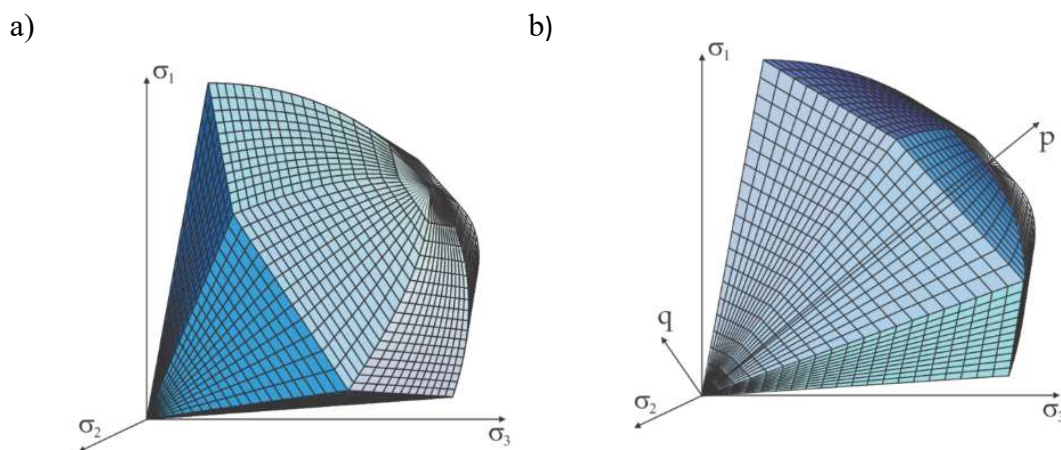
-  $p_{c0}$  – początkowa wartość ciśnienia prekonsolidacji,

-  $R$  – parametr kształtu powierzchni  $F_{c1}$  i  $F_{c2}$ .

Parametrami modelu „CAP” są zatem parametry modelu Druckera – Pragera uzupełnione o parametry:  $\lambda$  (nachylenie linii pierwotnej konsolidacji),  $p_{c0}$  (początkowa wartość ciśnienia prekonsolidacji),  $R$  – parametr kształtu powierzchni plastyczności  $F_{c1}$  i  $F_{c2}$ .

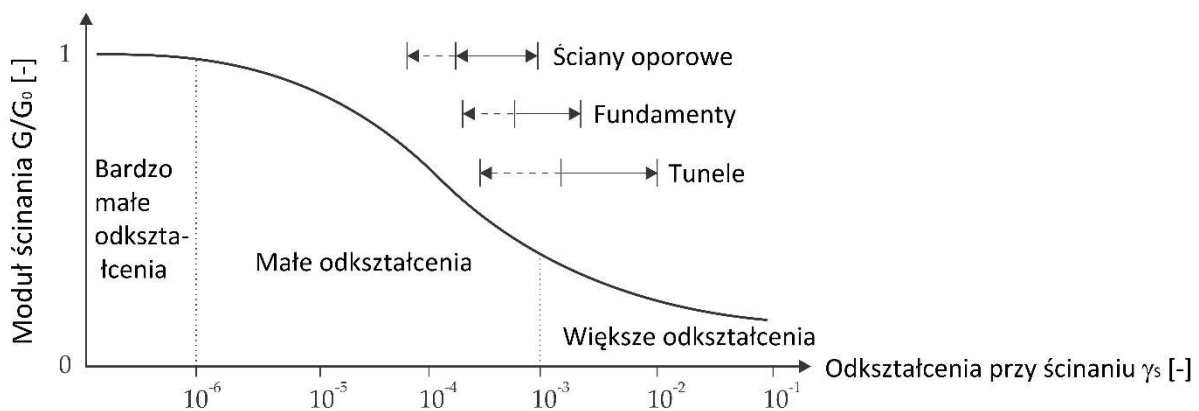
### 3.3.4. Model Hardening Soil Standard (HS-standard) / HS-small / HS-Brick

Model „Hardening Soil” (w skrócie HS) jest wielopowierzchniowym modelem sprężysto-plastycznym o wzmocnieniu izotropowym (Rys. 3.13). Pierwsza z powierzchni nawiązuje kształtem do modelu „Coulomba-Mohra” ze wzmocnieniem zależnym od wartości plastycznego odkształcenia postaciowego. Drugą powierzchnię stanowi nakładka o kształcie zbliżonym do modelu „CAP”.



Rys. 3.13. Powierzchnie plastyczności modelu Hardening Soil dla gruntów niespoistych, a) powierzchnie plastyczności typu nakładka („cap”) i stożek w przestrzeni naprężeń głównych; powierzchnia stożkowa znajduje się w ostatecznej pozycji kryterium zniszczenia „Mohra-Coulomba”, b) przekrój przez powierzchnie plastyczności w płaszczyźnie niezmienników  $p$ - $q$  (Benz, 2007)

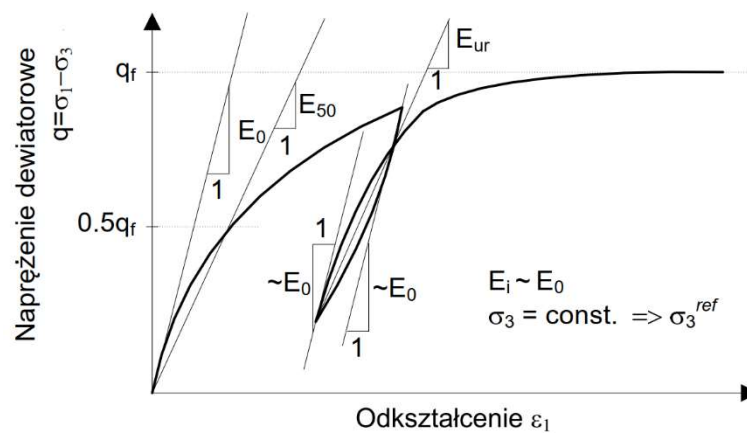
Podstawową cechą modelu „HS” jest odwzorowanie zależności sztywności od stanu naprężeń efektywnych, uwzględnienie plastycznego płynięcia, zmiany objętości podczas plastycznego płynięcia oraz silnej zmiany sztywności wraz ze wzrostem wartości odkształcenia dewiatorowego. Ostatni efekt, szczególnie w zakresie małych odkształceń ( $\gamma = 10^{-6}$  do  $\gamma = 10^{-3}$ ), ma znaczenie w zagadnieniach interakcji konstrukcji z gruntem. W modelach „HS-small” i „HS-brick” efekt ten został odwzorowany. W pracy Atkinsona i in., (1991) przedstawione zostały zakresy odkształceń w jakich pracują różnego rodzaju konstrukcje budowlane współpracujące z gruntem. Na wykresie zależności stosunku modułu ścinania -  $G/G_0$  ( $G$  – styczny moduł ścinania,  $G_0$  – maksymalny moduł ścinania dla bardzo małych odkształceń) od odkształceń przy ścinaniu -  $\gamma_s$ , zaznaczono typowe zakresy odkształceń dla ścian oporowych, fundamentów oraz tuneli (Rys 3.14). Przedstawioną zależność analogicznie można odnieść do stosunku siecznego modułu Younga  $E$  do wartości odkształcenia osiowego  $\varepsilon_1$ . Analizując poniższy wykres możemy zauważyć, że w przypadku konstrukcji oporowych, do których zaliczyć możemy stalowe ścianki szczelne, wartości modułów sztywności powinny być znacznie wyższe niż te stosowane przy analizie pracy fundamentów bezpośrednich.



Rys. 3.14. Charakterystyka zmian sztywności w funkcji odkształcenia gruntu, z typowymi zakresami odkształceń dla różnych konstrukcji (Atkinson i in., 1991)

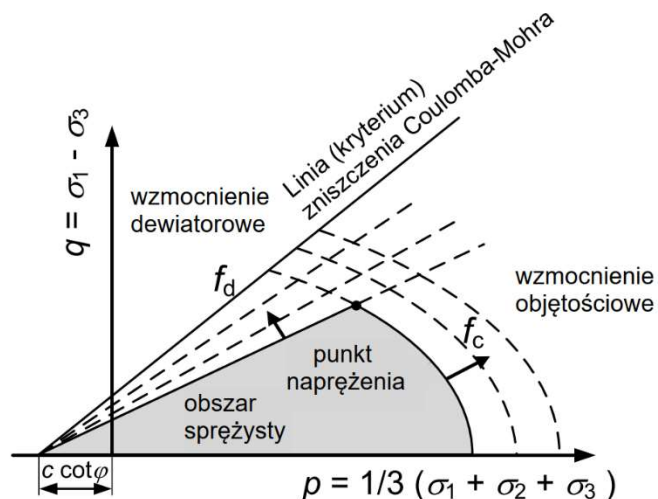
Ponieważ kryteria zniszczenia w modelu „HS” są zgodne z kryteriami zniszczenia Coulomba-Mohra, stan naprężenia w zakresie plastycznym jest opisywany za pomocą kąta tarcia wewnętrznego  $\phi$  oraz spójności  $c$ , jak w modelu „C-M”. Sztywność gruntu w modelu „HS” jest opisywana znacznie dokładniej - poprzez definiowanie trzech różnych modułów: stycznego modułu w zakresie bardzo małych odkształceń  $E_0$ , siecznego modułu  $E_{50}$ , odpowiadającego 50% wartości naprężenia dewiatorowego przy zniszczeniu  $q_f$  oraz modułu

odciążenia-obciążenia wtórnego  $E_{ur}$ . Interpretację tych modułów pokazano na poniższym wykresie (Obrzud i in., 2020).



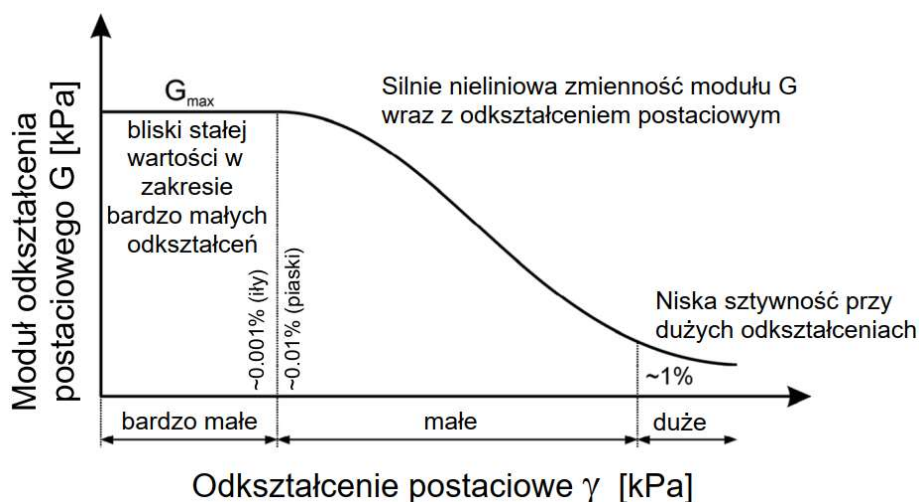
Rys. 3.15. Hiperboliczna zależność  $q - \varepsilon_1$  wraz z interpretacją modułów sztywności:  $E_0$  – moduł styczny w zakresie bardzo małych odkształceń,  $E_{50}$  – moduł sieczny odpowiadający wartości  $0.5q_f$ ,  $E_{ur}$  – moduł odciążenie-obciążenie wtórne (Obrzud i in., 2010)

Model „HS” uwzględnia również zależność modułu sztywności od średniego naprężenia efektywnego - moduły sztywności zwiększają się przy wzroście poziomu naprężenia. Odkształcenia plastyczne są obliczane poprzez wprowadzenie wielopowierzchniowego kryterium plastyczności. Zakłada się, że wzmocnienie (z ang. "hardening") jest izotropowe i zależy zarówno od plastycznego ścinania, jak i odkształceń objętościowych. Dla części wzmocnienia dewiatorowego przyjęto zasadę niestowarzyszonego prawa płynięcia przyjmując kąt dylatacji  $\psi$  różny od wartości kąta tarcia  $\phi$ . Dla powierzchni płynięcia „nakładki” (część wzmocnienia objętościowego), przyjęto stowarzyszone prawo płynięcia. Wzmocnienie przy ścinaniu jest wykorzystywane do numerycznej symulacji nieodwracalnych odkształceń spowodowanych przez pierwotne obciążenie dewiatorowe. Natomiast wzmocnienie przy ściskaniu służy do modelowania nieodwracalnych odkształceń plastycznych spowodowanych pierwotnym ściskaniem, analogicznie do zachowania próbki gruntu poddanej badaniu w edometrze. W przeciwieństwie do modelu „C-M”, powierzchnia plastyczności w modelu „HS” może się rozszerzać w wyniku powstających odkształceń plastycznych (Rys 3.16). Jest to wynikiem mechanizmu wzmocnienia opisywanego przez model. Można zauważyć, że analizowany punkt w przestrzeni naprężeń, który pokazano na powyższym rysunku (Rys. 3.16), jako znajdujący się w obszarze sprężystym przy analizie z wykorzystaniem modelu „C-M”, może znaleźć się w obszarze plastycznym w przypadku wykonywania analiz przy zastosowaniu modelu HS (Vakili i in., 2013).



Rys. 3.16. Rozwój powierzchni stożkowej – wzmocnienie dewiatorowe oraz nakładki „cap” – wzmocnienie objętościowe (Vakili i in., 2013)

Model „HS-standard” zakłada w pełni liniowe zachowanie ośrodka gruntowego podczas odciążenia i ponownego obciążania, jednak zakres odkształceń, w którym można uznać, że grunt zachowuje się liniowo, jest bardzo mały. Ze wzrostem odkształcenia sztywność gruntu maleje nieliniowo (Rys. 3.17). Modele „HS-small” oraz „HS-Brick” uwzględniają zwiększoną sztywność gruntów przy małych odkształceniach. To zachowanie jest opisane za pomocą dwóch dodatkowych parametrów materiałowych:  $G_0^{ref}$  (moduł ścinania w zakresie bardzo małych odkształceń) oraz  $\gamma_{0,7}$  (poziom odkształcenia przy ścinaniu, przy którym moduł ścinania zmniejsza się do około 70% swojej wartości początkowej).



Rys. 3.17. Zmienność sztywności gruntu uwzględniana w modelach HS-small oraz HS-Brick (Vakili i in., 2013)

### 3.3.4.1. Mechanizmy plastyczne w modelach „HS”

W modelu „HS” plastyczne płynięcie oraz towarzyszące mu wzmocnienie opisywane jest dwoma mechanizmami plastycznymi: ścinania oraz objętościowym, opisanymi równaniami powierzchni plastyczności, prawa plastycznego płynięcia oraz prawa wzmocnienia (Truty, 2008):

#### 1) Mechanizm ścinania

Powierzchnię plastyczności definiuje wzór:

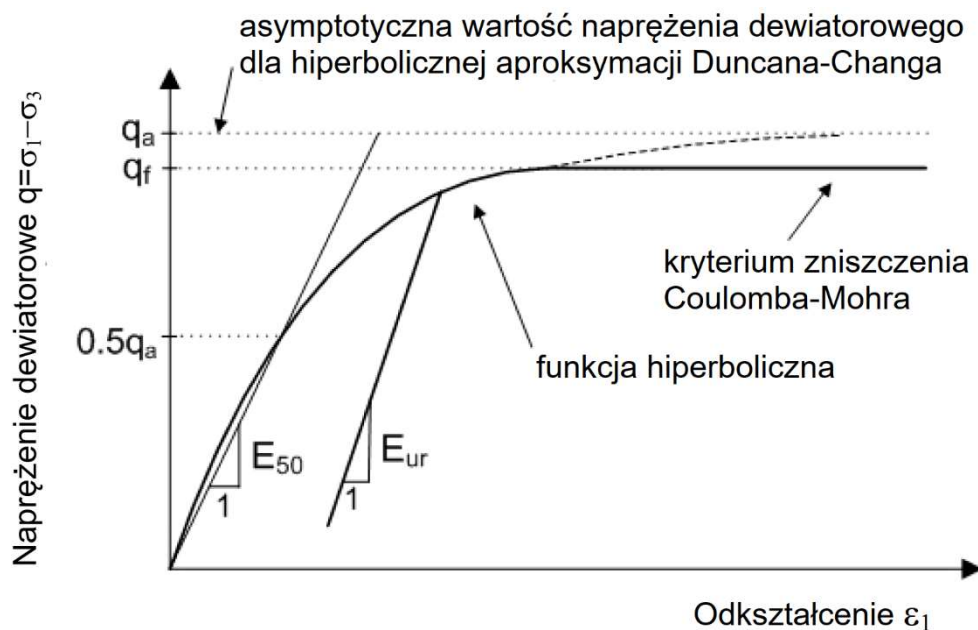
$$f_1 = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{q}{q_a - q} - 2 \frac{q}{E_{ur}} - \gamma^{PS}, \quad \text{dla } q < q_f, \quad (3.26)$$

gdzie:

$q_a$  - asymptotyczna wartość naprężenia dewiatorowego, wyznaczona jako hiperboliczna aproksymacja modelu Duncana-Changa (Duncan i in., 1970),

$q_f$  – wartość niszcząca naprężenia dewiatorowego według kryterium Coulomba-Mohra, stanowiąca ograniczenie zależności hiperbolicznej Duncana-Changa (Rys. 3.18),

$\gamma^{PS}$  – parametr plastycznego wzmocnienia, kąt trwałego zniekształcenia przekroju dewiatorowego,



Rys. 3.18. Hiperboliczna zależność pomiędzy naprężeniem dewiatorowym  $q$  a odkształceniem osiowym  $\varepsilon_1$ ; (Obrzud i in., 2020)

$$q_a = \frac{q_f}{R_f}, \quad (3.27)$$

$$q_f = \frac{2\sin}{1-\sin} (\sigma_1 + c \cdot ctg\phi), \quad (3.28)$$

gdzie:

$R_f$  – współczynnik, który przyjmuje wartość  $R_f < 1$ , powodujący, że asymptota hiperboli aproksymującej krzywą  $q - \varepsilon_l$  jest przesunięta w górę w stosunku do wartości niszczącej naprężenia dewiatorowego  $q_f$  (Rys. 3.18). Dlatego funkcja  $f_l$  obowiązuje dla  $q \leq q_f$ , gdzie:

$$q = \sigma_1 - \sigma_3. \quad (3.29)$$

## 2) Mechanizm wzmocnienia objętościowego

Mechanizm plastycznego wzmocnienia objętościowego został wprowadzony by uwzględnić punkt progowy, który odpowiada ciśnieniu prekonsolidacji, po przekroczeniu którego występują odkształcenia plastyczne charakteryzujące grunty normalnie skonsolidowane. Ponieważ mechanizm ścinania nie generuje objętościowego odkształcenia plastycznego w obszarze kontraktancji, model bez mechanizmu objętościowego mógłby znacznie przeszacowywać sztywność gruntu w warunkach pierwotnego ściskania, szczególnie dla gruntów spoistych normalnie i lekko prekonsolidowanych. Taki problem można zaobserwować przy stosowaniu np. modelu Coulomba-Mohra (*Obrzud i in., 2020*).

Powierzchnię plastyczności nasadki typu „cap”, którą reguluje mechanizm objętościowy, opisuje funkcja:

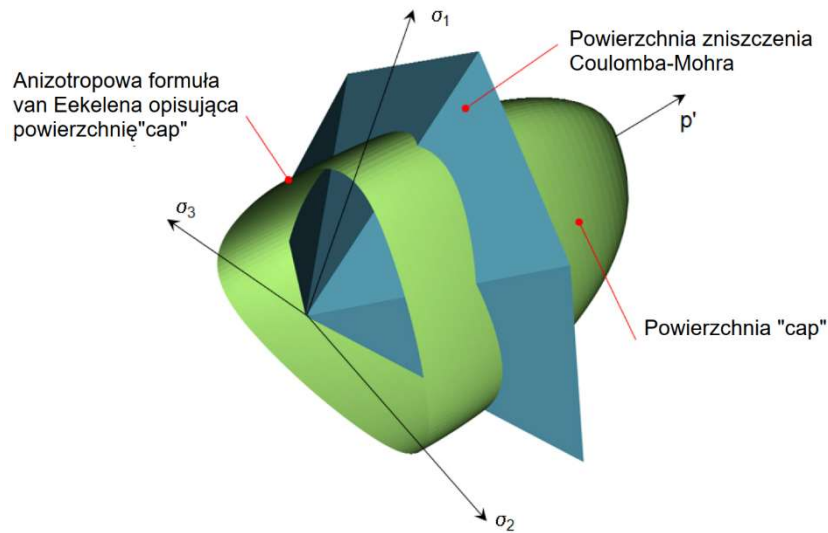
$$f_2 = \frac{q^2}{M^2 r^2(\theta)} + p'^2 - p_c^2, \quad (3.30)$$

gdzie:

$M$  – parametr modelu HS-small, określający kształt powierzchni nakładki, jest związany z wielkością  $K_\theta^{NC}$ , która stanowi współczynnik parcia spoczynkowego gruntu normalnie skonsolidowanego,

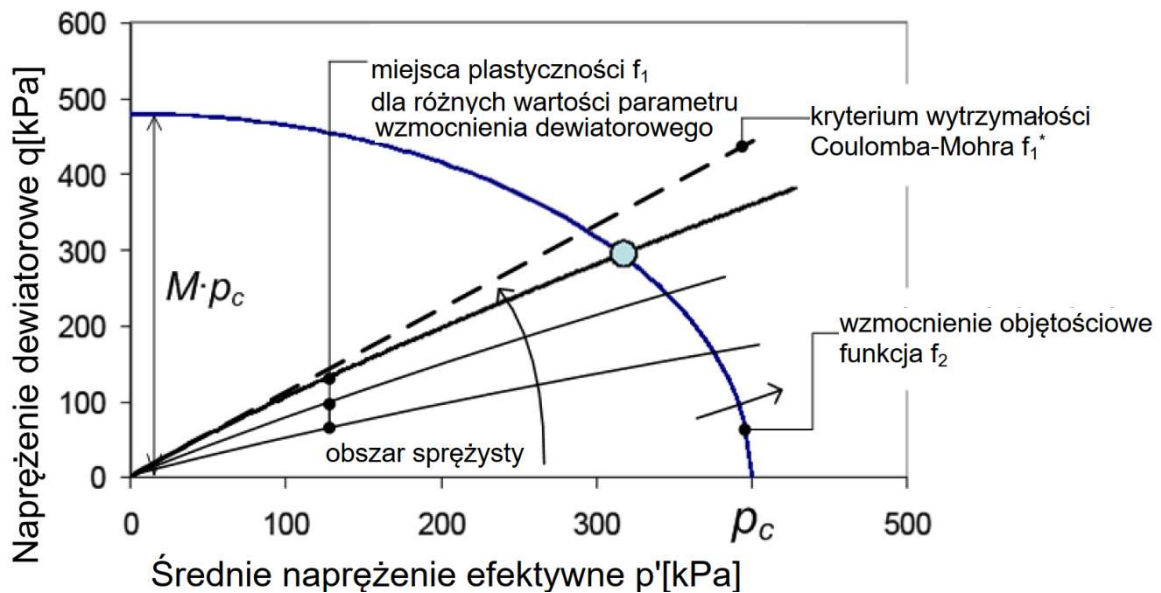
$p_c$  – ciśnienie prekonsolidacji,

$r(\theta)$  – funkcja zapewniająca gładkość i wypukłość powierzchni plastyczności (wg formuły Eekelena, Rys. 3.19).



Rys. 3.19. Przestrzenne przedstawienie anizotropii wytrzymałości w modelu HS z powierzchnią zniszczenia „Coulomba- Mohra” i powierzchnią nasadki „cap”, która spełnia formułę van Eekelena (Obrzud i in., 2020)

Poniższy rysunek (Rys. 3.20) przedstawia przekrój przez powierzchnię „cap”, na którym oznaczono schematycznie mechanizm wzmocnienia objętościowego oraz punkty plastyczności dla różnych wartości parametru wzmocnienia dewiatorowego  $\gamma^{PS}$ .



Rys. 3.20. Powierzchnia „cap” - nakładki mechanizmu wzmocnienia objętościowego (funkcja  $f_2$ ) oraz punkty plastyczności (funkcji  $f_1$ ) dla różnych wartości parametru wzmocnienia dewiatorowego  $\gamma^{PS}$  i kryterium wytrzymałości Coulomba-Mohra ograniczające maksymalną wartość parametru  $\gamma^{PS}$



### 3.3.4.2. Zależność parametrów sztywności od poziomu naprężenia

Obserwowaną prawidłowością w badaniach polowych (np. sondowaniach CPT, DMT) jest zależność modułów sztywności G lub E od głębokości – od poziomu naprężenia w gruncie. Zasadniczo dla większych wartości naprężenia sztywność jest większa. Dlatego też wartości modułów sztywności w modelu HS są zmienne, wyrażone przez prawa potęgowe:

- moduł ścieczny:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{\sigma_3^* + c \cdot \cot \phi}{\sigma_{ref} + c \cdot \cot \phi} \right)^m, \quad (3.31)$$

lub:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{\sigma_3^*}{\sigma_{ref}} \right)^m. \quad (3.32)$$

Wartości modułów  $E_{ur}$  i  $E_o$  wyznaczone są analogicznie.

Występującą powyżej wielkość  $\sigma_3^*$  definiuje się następująco:

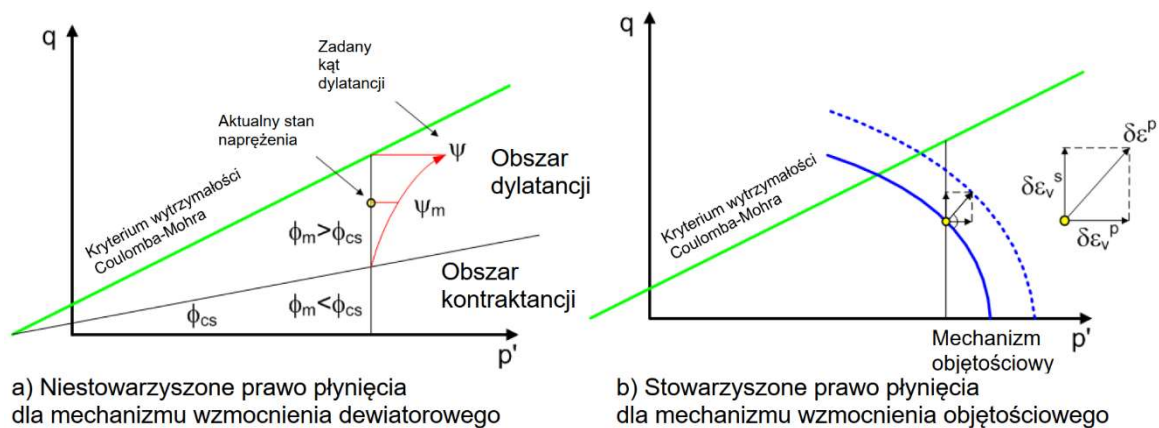
$$\sigma_3^* = \max(\sigma_3, \sigma_L) \quad (3.33)$$

gdzie:  $\sigma_L = 10 \text{ kPa}$ . Przyjęcie tej wartości pozwala na ograniczenie degradacji sztywności dla małych wartości naprężeń.

Taką samą wartość  $\sigma_{ref}$  przyjmuje się dla modułów  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$ ,  $E_o^{ref}$ .

### 3.3.4.3. Dylatacja i prawa plastycznego płynięcia

Prawa plastycznego płynięcia w modelu HS opisują poniższe wykresy (Obrzud i in., 2020):



Rys. 3.21. Prawa plastycznego płynięcia w modelu HS: a) niestowarzyszone prawo płynięcia dla dewiatorowego mechanizmu wzmocnienia, graficzna interpretacja mobilizowanej dylatacji  $\psi_m$ , która rośnie od  $\psi_m = 0$  do  $\psi_m = \psi$  (wartości maksymalnej), przy osiągnięciu kryterium zniszczenia C-M; b) stowarzyszone prawo płynięcia dla objętościowego mechanizmu wzmocnienia – „kontraktacja” (oznaczająca zmniejszenie objętości) wzrasta wraz z ciśnieniem  $p'$  od 0 do wartości maksymalnej przy osiągnięciu kryterium zniszczenia C-M, pod warunkiem zmobilizowania powierzchni nakładki „cap” (Obrzud i in., 2020)

W modelu „HS-Standard” prawo plastycznego pływnięcia wyprowadzane jest z równania potencjału plastycznego, które w mechanizmie ścinania przyjmuje postać:

$$g_1 = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \psi_m, \quad (3.34)$$

gdzie:  $\psi_m$  – mobilizowany kąt dyatacji, który przyjmuje wartości:

- a)  $\sin \psi_m = 0$  – w obszarze kontraktacji, gdy  $\phi_m < \phi_{cs}$ ,

$\phi_m$  – mobilizowany kąt tarcia:

$$\sin \phi_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 - 2c \cdot \cot \phi}, \quad (3.35)$$

$\phi_{cs}$  – kąt tarcia stanu krytycznego, jest parametrem gruntu, który nie zależy od stanu naprężenia; definiowany jest przez kąt tarcia wewnętrznego  $\phi$  oraz maksymalną wartość kąta dyatacji  $\psi$ :

$$\sin \phi_{cs} = \frac{\sin \phi - \sin \psi}{1 - \sin \phi \sin \psi} \quad (3.36)$$

- b) w obszarze dyatacji, gdy  $\phi_m \geq \phi_{cs}$  kąt  $\psi_m$  przyjmuje wartości zgodnie opisem podanym przez (Rowe, 1962) za (Truty, 2008):

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \phi_m - \sin \phi_{cs}}{1 - \sin \phi_m \sin \phi_{cs}}. \quad (3.37)$$

#### 3.3.4.4. Rozszerzenie modelu HS-Standard do wersji HS-small i HS-brick (Obrzud i in., 2020)

Modele podłoża HS-small oraz HS-brick stanowią rozszerzenie modelu HS-Standard, polegające na uwzględnieniu redukcji sztywności poprzez przyjęcie zależności  $G - \epsilon_s$  w kształcie litery „S”, którą obrazuje wykres przedstawiony na rysunku (Rys. 3.17). Uwzględnienie nieliniowej zależności „naprężenie – odkształcenie” umożliwia odwzorowanie ścieżek naprężeń w obszarze małych odkształceń, określanym jako zakres zawierający się w wartościach od  $10^{-6}$  do  $10^{-3}$  odkształcenia przy ścinaniu  $\gamma$  (Rys. 3.14).

Parametry modelu HS-small i HS-brick pozostają takie same jak dla modelu HS-Standard i zostają rozszerzone o dwa parametry określające zachowanie się ośrodka gruntowego w zakresie małych odkształceń: maksymalny moduł ścinania  $G_0$  oraz odkształcenie dewiatorowe  $\gamma_{0.7}$ , przy którym sieczny moduł ścinania  $G_s$  zostaje zredukowany do 70% wartości początkowej  $G_0$ .

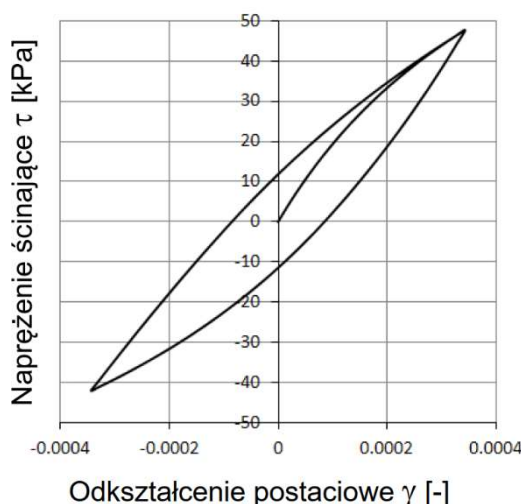
Dla opisu nieliniowej redukcji sztywności przyjęto (Benz, 2007) zmodyfikowaną, hiperboliczną zależność Hardina-Drnevicha (Hardin i in., 1972). Zależność ta wiąże bieżącą wartość siecznego modułu ścinania  $G_s$  z równoważnym poziomem monotonicznego odkształcenia dewiatorowego  $\gamma_{hist}$ . Dla przypadku obciążenia pierwotnego przyjmuje ona postać (Truty, 2008):

$$G_s = G_0 \frac{1}{1+a \frac{\gamma_{hist}}{\gamma_{0.7}}}, \quad (3.38)$$

gdzie wartość  $a = 0,385$  stanowi modyfikację oryginalnej zależności Hardina-Drnevicha. W celu wykorzystania tej formuły dla przypadku odciążenia oraz obciążenia wtórnego podwajana jest wartość amplitudy odkształcenia  $\gamma_{0.7}$  w mianowniku:

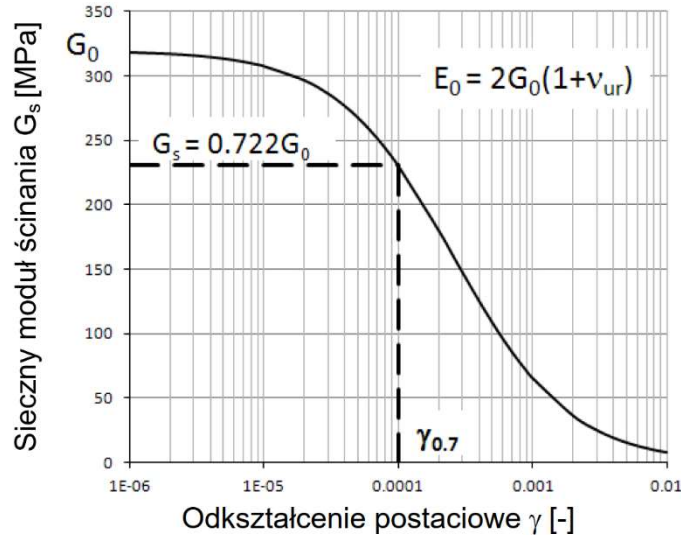
$$G_s = G_0 \frac{1}{1+a \frac{\gamma_{hist}}{2\gamma_{0.7}}}. \quad (3.39)$$

Powyższe założenie spełnia prawo Masinga (*Masing, 1926, Jayakumar, 1987*), które zostało sformułowane do opisu cyklicznej relacji naprężenie – odkształcenie dla materiałów poddawanych wielokrotnemu lub cyklicznemu obciążeniu. Prawo to obrazuje wykres pętli histerezy opisującej sytuację obciążenia, odciążenia i kolejnego obciążenia. Zasada ta zakłada, że początkowy, styczny moduł ścinania podczas odciążenia jest równy początkowemu, stycznemu modułowi ścinania przy pierwotnym obciążeniu. Ponadto, nachylenie krzywych odciążenia i ponownego obciążenia jest dwukrotnie większe od początkowej krzywej obciążenia (Rys. 3.22).



Rys. 3.22. Wykres w postaci pętli histerezy obrazujący prawo Masinga dla opisu zachowania się gruntu (Obrzud i in., 2020)

Warto zauważyć, że w równaniu (3.39) dla wartości  $\gamma_{hist} = \gamma_{0.7}$  stosunek  $G_s/G_0 = 0,722$ , co oznacza redukcję modułu  $G_s$  do wartości  $0,722G_0$ . Interpretację graficzną wartości odkształcenia  $\gamma_{0.7}$  przedstawia poniższy rysunek (Rys. 3.23).



Rys. 3.23. Wykres przedstawiający redukcję sztywności  $G_s$  zgodnie z zależnością (3.39) oraz interpretacja wartości odkształcenia dewiatorowego  $\gamma_{0.7}$  (Obrzud i in., 2020)

W teście trójosiowym wartość  $\gamma_{hist}$  może być wyrażona przez:

$$\gamma_{hist} = \varepsilon_1 - \varepsilon_3 . \quad (3.40)$$

Odpowiadający moduł styczny  $G$  może być wyrażony jako:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{\gamma_{0.7}}{\gamma_{0.7} + \alpha \gamma_{hist}} . \quad (3.41)$$

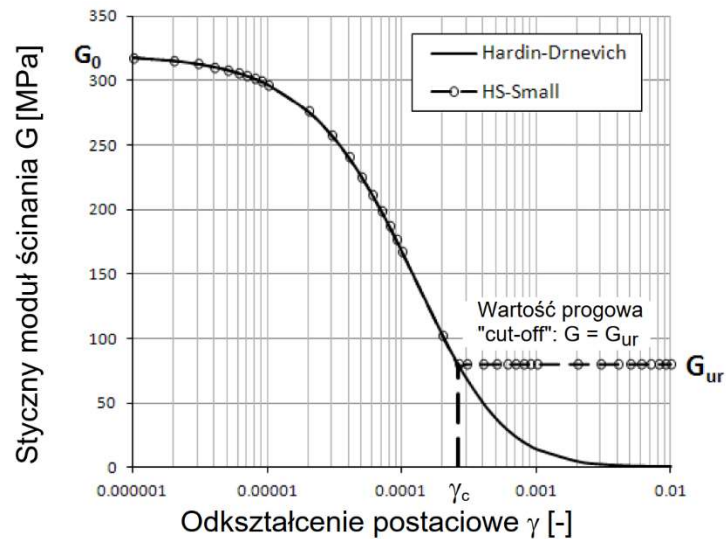
Ważność zmodyfikowanej formuły Hardina-Drnevicha jest zachowana dla:  $\gamma_{hi} \leq \gamma_c$ , gdzie  $\gamma_c$  stanowi progową wartość („cut-off”) odkształcenia dewiatorowego, dla którego:  $G = G_{ur}$ , gdzie:

$$G_{ur} = \frac{E_{ur}}{1 + \nu_{ur}} . \quad (3.42)$$

Zastosowanie progowej wartości odkształcenia  $\gamma_c$  umożliwia zastosowanie formuły Hardina-Drnevicha (3.39) w obszarze sprężystym. Dalszą redukcję sztywności reguluje mechanizm wzmocnienia. Graniczną wartość odkształcenia  $\gamma_c$  określa wzór:

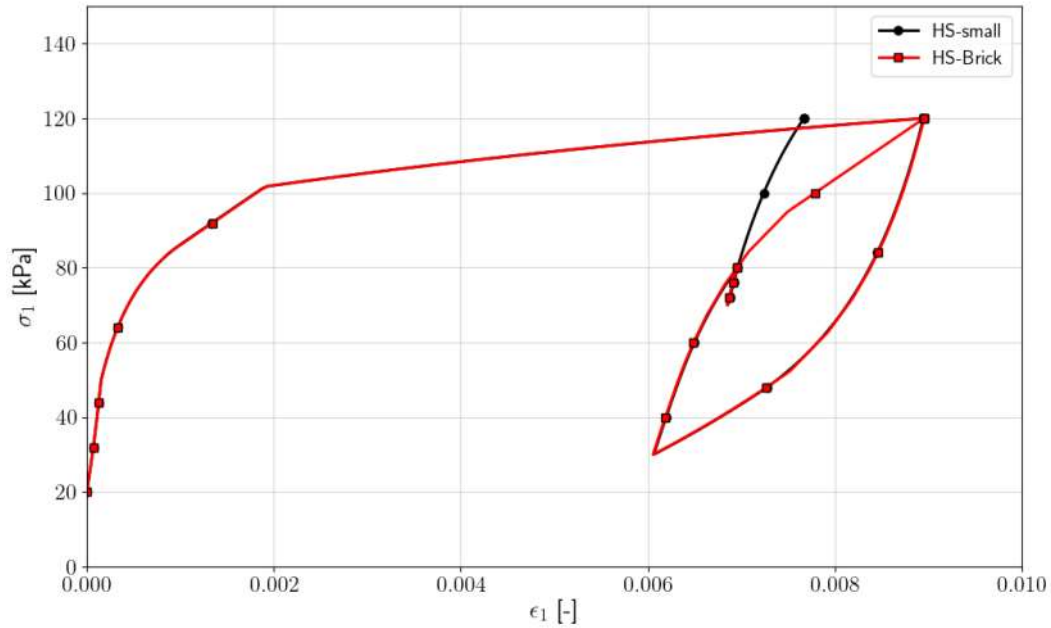
$$\gamma_c = \frac{\gamma_{0.7}}{a} \left( \sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right) . \quad (3.43)$$

Redukcję stycznego modułu ścinania w modelu HS-small opartą na formule (3.42) przedstawia poniższy wykres (Rys. 3.24):



Rys. 3.24. Wykres przedstawiający redukcję sztywności  $G_s$  zgodnie z zależnością (3.39) oraz interpretacja wartości odkształcenia dewiatorowego  $\gamma_{0.7}$  (Obrzud i in., 2020)

Implementacja formuły Hardina-Drnevicha dla modelu HS-small została opisana w pracy (Benz, 2007). W publikacjach (Niemunis i in., 2018, Obrzud i in., 2020) opisano wady tej implementacji mogące prowadzić do niedoszacowania deformacji. W przeprowadzonej, numerycznej symulacji testu trójosiowego przedstawione zostało zachowanie się próbki gruntu prekonsolidowanego. Próbkę poddano obciążeniu, odciążeniu oraz ponownemu obciążeniu. W trakcie cyklu ponownego obciążenia dokonano niewielkiego odciążenia oraz kontynuowano obciążenie. W analizie opartej na modelu HS-small otrzymano odpowiedź w postaci skasowania historii odkształceń, co spowodowało zawyżenie wartości sztywności (Rys. 3.25). Pętla histerezy naprężenie – odkształcenie pozostaje otwarta. W implementacji zawartej w modelu HS-brick wada ta została wyeliminowana. Porównanie odpowiedzi modeli HS-small oraz HS-Brick uzyskanych we wspomnianej symulacji numerycznej przedstawia poniższy rysunek.



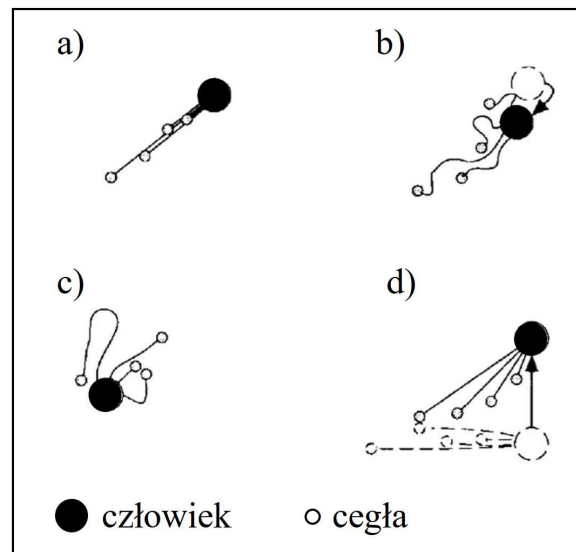
Rys. 3.25. Krzywe zależności  $\sigma_1 - \epsilon_1$  w zakresie małych odkształceń; w analizie z wykorzystaniem modelu HS-small widoczny nadmierny wzrost sztywności

Model HS-small posiada również wady w zakresie analizy w warunkach bez drenażu dla materiałów z niezerowym kątem dylatacji, w której uzyskujemy nieograniczoną wartość wytrzymałości na ścinanie. Propozycję eliminacji tego błędu przedstawiono w pracy (Truty i in., 2015). Kolejnym zagadnieniem jest zanik efektu zależności sztywności od stanu naprężenia w warunkach analizy bez drenażu, przy przyjęciu kąta tarcia wewnętrznego  $\phi = 0^\circ$ . Defekt ten można wyeliminować zmieniając funkcje barotropii dla modułów sztywności  $E_0, E_{ur}$  oraz  $E_{50}$  (Truty, 2020).

W modelu HS-brick, w odpowiedzi na identyfikację wady modelu HS-small polegającej na nadmiernym wzroście sztywności (Rys. 3.25), zmodyfikowano moduł odpowiedzialny za zakres małych odkształceń, wykorzystując w tym celu podejście modelu „Brick” opisane w pracy (Simpson, 1992). Koncepcję ogólną modelu „Brick” przedstawiono w analogii do człowieka chodzącego po pokoju i ciągnącego za sobą kilka cegieł zaczepionych na osobnych linkach o różnej długości. Wybrane, możliwe ścieżki człowieka i linek przedstawiono na poniższym rysunku (Rys.3.26):

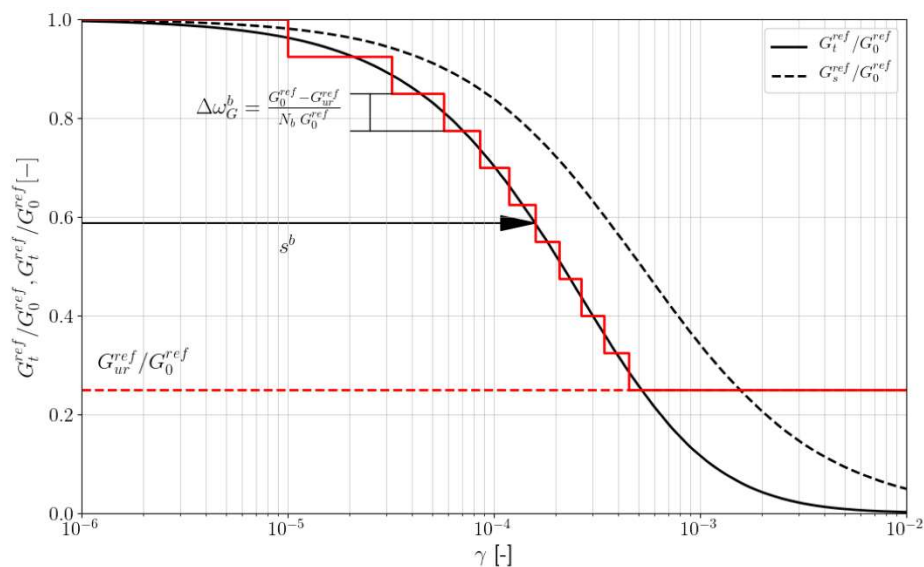
- a) człowiek porusza się nieprzerwanie w jednym kierunku, cegły ustawiają się i podążają za nim,
- b) człowiek się odwraca, cegły początkowo pozostają nieruchomo,
- c) cegły na krótszych linkach zaczynają się poruszać,

d) człowiek zmienia kierunek o 90°, cegły początkowo poruszają się w swoim wcześniejszym kierunku, jednak stopniowo przesuwiają się za nim.



Rys. 3.26. Analogia modelu „Brick” – człowiek ciągnący cegły przymocowane na linkach (Simpson, 1992)

W tej analogii ruch człowieka reprezentuje stan odkształcenia, natomiast długości linek reprezentują promienie kołowych powierzchni płynięcia w przestrzeni odkształceń. Każdorazowo, w momencie gdy kolejna linka zostaje naprężona przez człowieka, referencyjna wartość modułu ścinania podlega stopniowej degradacji. W ten sposób tzw. krzywa „S” przedstawiająca mechanizm degradacji modułu ścinania jest aproksymowana krótkimi odcinkami stałą funkcją jak pokazano na rysunku (Rys. 3.27).



Rys. 3.27. Aproksymacja odcinkami krzywej degradacji modułu ścinania w modelu HS-brick (Obrzud i in., 2020)

Pełny opis modelu HS-brick został przedstawiony w pracy (Cudny i in., 2020).

### 3.4. Podsumowanie

W rozdziale przedstawiono wybrane metody analizy obliczeniowej konstrukcji ścianek szczelnych pozwalające na ocenę ich stateczności, określanie sił wewnętrznych, sił w podparciu bądź zakotwieniu oraz przemieszczeń samej konstrukcji oporowej.

Wykorzystywane dziś powszechnie w projektowaniu ścianek metody scharakteryzowano zgodnie z podziałem, który często stosowany jest w literaturze w przedmiotowej tematyce (*Siemińska-Lewandowska, 2010a*), (*Mitew-Czajewska, 2005a*).

Metody poddaje się wstępnej ocenie w zakresie ich przydatności do obliczania przemieszczeń ścianek szczelnych. Ocena ta została zweryfikowana analizą obliczeniową przeprowadzoną dla kilku poletek badawczych, której wyniki przedstawiono w rozdziale szóstym pracy.

Podsumowując zatem charakterystykę opisanych w tym rozdziale metod można stwierdzić:

1. Metodę klasyczną, nazywaną również metodą równowagi granicznej cechuje rozkład sił wewnętrznych daleki od rzeczywistego, ponieważ wyklucza jednoczesną równowagę momentów zginających i sił poprzecznych w analizowanej konstrukcji.

Przemieszczenia obliczane w tej metodzie odpowiadają ugięciu belki o zadanej sztywności. Wyznaczona linia ugięcia może znacznie różnić się od rzeczywistych przemieszczeń ścianki.

W przypadku analizy z fazowaniem wykopu nie jest uwzględniana historia przemieszczeń. Metoda zakłada zerowe przemieszczenie spodu ściany, co w praktyce jest rzadko osiąganym.

Metoda równowagi granicznej może być przydatna w prostych przypadkach obliczeń ścianek, kiedy mamy do czynienia z mniej odpowiedzialnymi konstrukcjami tymczasowych zabezpieczeń wykopów. Projektując zgodnie z tą metodą należy mieć świadomość, że wyznaczone parcie graniczne może przyjmować wartości po stronie niebezpiecznej względem rzeczywistego parcia gruntu na konstrukcję (*Dembicki i in., 2015*). Oszacowane przemieszczenia ścianki będą różnić się od rzeczywistych, zarówno w przypadku ścian wspornikowych jak i jedno- lub kilkakrotnie podpartych.

2. Metoda parć zależnych (modułu reakcji podłoża) uwzględniająca współpracę konstrukcji z gruntem pozwala na przybliżony opis pracy ścianki szczelnej i szczelinowej w podłożu gruntowym. W wyniku obliczeń otrzymujemy wartości sił wewnętrznych w konstrukcji oraz przemieszczenia w różnych warunkach gruntowych, w przypadku wielokrotnie podpartych lub zakotwionych ścian, w poszczególnych fazach ich odkopywania.



Wadą tej metody jest trudność w wyznaczaniu wartości współczynnika podatności  $k_h$ , który zależnie od wybranego podejścia przyjmuje różne wartości, tym samym dając różne wyniki obliczeń. Inną kwestią związaną z założeniem jednoparametrowego modelu podłoża „winklerowskiego”, jest brak uwzględnienia wzajemnego oddziaływania na siebie podpór sprężystych. W metodzie nie są ujęte również zjawiska pełzania oraz relaksacji gruntu. Nie pozwala ona również na ocenę przemieszczeń całego masywu gruntowego – otoczenia analizowanej konstrukcji. Wyniki odnoszą się jedynie do przemieszczeń samej ściany, nie dając informacji na temat osiadania terenu po stronie naziomu, czy też odprężenia dna wykopu po usunięciu gruntu (*Siemińska-Lewandowska, 2010, Grodecki, 2007*).

3. Metoda Elementów Skończonych (MES) jest obecnie najbardziej zaawansowaną techniką numeryczną, umożliwiającą precyzyjne odwzorowanie interakcji między konstrukcją a otaczającym gruntem. Analiza numeryczna z zastosowaniem MES pozwala na uwzględnienie etapowania wykopu, zmian warunków podparcia oraz obciążenia ścianki, a także daje możliwość oceny wpływu głębokiego wykopu na otaczający teren. Kluczowym aspektem jej stosowania jest wybór odpowiedniego modelu konstytutywnego gruntu.

W rozdziale najwięcej miejsca poświęcono modelom z rodziny „Hardening-Soil”, zwłaszcza „HS-small” oraz „HS-Brick”, z uwagi na ich przydatność do analizy przemieszczeń konstrukcji – *Tablica 3.3 (Obrzud i in., 2020)*. Modele te uwzględniają zmianę sztywności gruntu w zakresie małych odkształceń. Jak pokazano na diagramie Atkinsona (Rys. 3.14) wartości odkształceń konstrukcji oporowych, do których zalicza się również ścianki szczelne, mieszczą się w zakresie małych odkształceń. To stanowi uzasadnienie wyboru tych modeli do analiz obliczeniowych będących przedmiotem dalszej części pracy.

## 4. Pomiary przemieszczeń stalowych ścianek szczelnych

W rozdziale tym omówiona zostanie metodologia prowadzenia pomiarów przemieszczeń poziomych konstrukcji oporowych, do których zalicza się stalowe ścianki szczelne. W kolejnej części opisane zostanie stanowisko badawcze przygotowywane do prowadzenia pomiarów przemieszczeń ścianek „in-situ”. Scharakteryzowane zostaną również polećka badawcze, gdzie podano schemat statyczny ścianki, jej parametry geometryczne oraz materiałowe analizowanej konstrukcji oraz miejscowe warunki gruntowe. Przedstawione zostaną także wyniki pomiarów przemieszczeń otrzymane w każdym z badanych przypadków.

### 4.1. Metodologia pomiarów inklinometrycznych

Pomiary inklinometryczne często wykorzystywane są przy wykonywaniu głębokich wykopów w gęstej zabudowie miejskiej. W przeciwieństwie do metod geodezyjnych, umożliwiają wykonanie pomiaru deformacji konstrukcji poniżej poziomu gruntu. Dzięki nim można określić przemieszczenia praktycznie na całej głębokości wykonanej konstrukcji oporowej. Pomiar dokonywany jest specjalną sondą wprowadzaną do kolumny inklinometrycznej. Kolumny te umożliwiają precyzyjne pomiary przemieszczeń poziomych od powierzchni terenu aż do głębokości, na której są zainstalowane. Powstające w miarę jednostronnego odkopywania konstrukcji oporowej przemieszczenia powodują zmianę położenia kolumny z jej pozycji początkowej na nową. Wartości przemieszczeń są obliczane poprzez porównanie kolejnych pomiarów z pomiarem zerowym lub uprzednio wykonanym. Inklinometr mierzy kąty nachylenia rury na różnych głębokościach, a kąty te przeliczane są na boczne przemieszczenia odpowiadające interwałom pomiarowym (Rys. 4.1). Pomiar odbywa się poprzez wprowadzenie sondy na dno rury inklinometrycznej, a następnie jej stopniowe wyciąganie, podczas którego rejestrowane jest położenie na ustabilizowanym poziomie (zwykle co 0,5 m lub 1,0 m). Przyrost przemieszczenia dla każdego odcinka obliczany jest ze wzoru (Gorska, 2015):

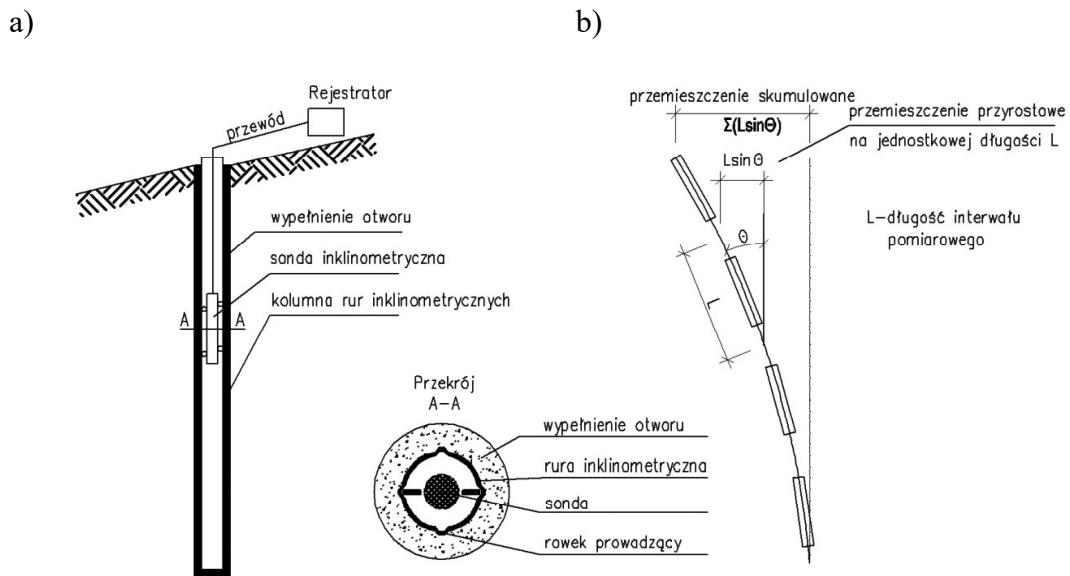
$$\Delta u_{ij} = 500\text{mm} \cdot [\sin(\alpha_{ij}) - \sin(\alpha_{i0})], \quad (4.1)$$

gdzie:

$\alpha_{ij}$  – kąt nachylenia sondy zmierzony na i-tym odcinku w j-tym pomiarze,

$\alpha_{i0}$  – kąt nachylenia sondy zmierzony na i-tym odcinku w pomiarze zerowym

Pomiar zerowy wykonuje się bezpośrednio po wbudowaniu rury inklinometrycznej w celu ustalenia początkowego kształtu oraz jej orientacji na całej długości. Najczęściej zainstalowana rura inklinometryczna nie znajduje się w idealnej, pionowej pozycji. W kolejnych pomiarach mierzona jest zmiana położenia rury względem położenia początkowego. Zasadę prowadzenia pomiarów przedstawiono na poniższym rysunku (Rys. 4.1).



Rys. 4.1. a) Schemat wykonania pomiaru inklinometrycznego w specjalnej kolumnie  
b) Zasada wyznaczania przemieszczeń poziomych w inklinometrze (Wanik, 2012)

Aby zachować stałą orientację sondy, która pozwala na dokładne pomiary przemieszczeń w dowolnym kierunku, najczęściej używa się specjalnych rur inklinometrycznych. Rury te, w przypadku zabudowywania ich w ścianie szczelinowej wykonane są najczęściej z tworzywa ABS lub aluminium. Mają wycięte rowki prowadnicze orientowane podczas montażu, tak aby jedna z par rowków ustawiona była zgodnie z przewidywanym kierunkiem przemieszczeń, a druga obrócona względem niej o  $90^\circ$ . W przypadku pomiarów wykonywanych na stalowych ściankach szczelnych znajdują zastosowanie stalowe profile zamknięte o przekroju kwadratowym, spawane do środków grodzic. Kwadratowy przekrój poprzeczny umożliwia prowadzenie sondy wewnątrz rury, z możliwością obracania jej o  $90^\circ$  przy każdym kolejnym kroku pomiarowym. Zestaw do pomiaru inklinometrycznego składa się z sondy, rejestratora oraz przewodu, który je łączy (Rys. 4.2).



(Rys. 4.2.) Przykładowy zestaw urządzeń do prowadzenia pomiarów inklinometrycznych (Wolski i in., 2007)

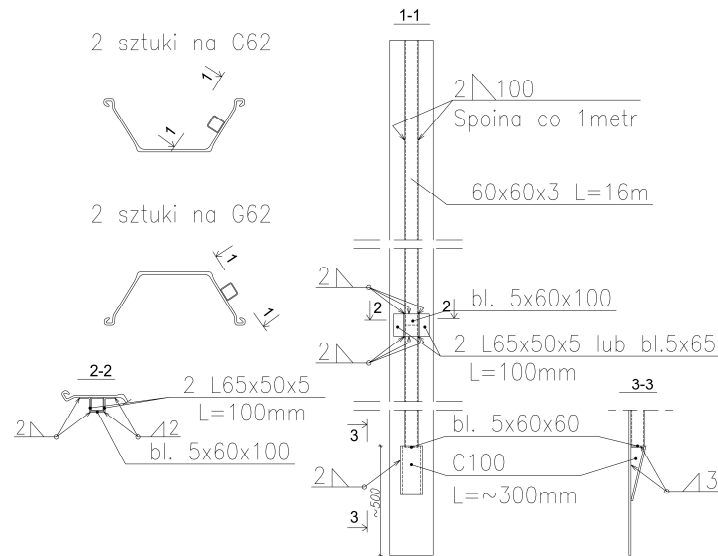
Przykłady zastosowania monitoringu inklinometrycznego przemieszczeń konstrukcji ścian szczelinowych możemy znaleźć w literaturze, np. (Wolski i in., 2007), (Gorska, 2015), (Tomczak i in., 2018). Wykorzystanie inklinometrów do pomiarów deformacji ścianek szczelnych również było przedmiotem prac, jak np.: (Gorska i in., 2013, Żyrek T., 2013, Rybak i in., 2015). Monitoring inklinometryczny znajduje zastosowanie również przy budowie i eksploatacji nasypów drogowych, skarp, zboczy (Domańska i in., 2006), na terenach osuwiskowych (Kopczacki i in., 2010), oraz terenach podlegającym wpływom eksploatacji górniczej (Wanik, 2012).

#### **4.1.1. Stanowisko badawcze do pomiarów inklinometrycznych na ściankach szczelnych**

Zamknięte profile rurowe stosowane w pomiarach inklinometrycznych przemieszczeń ścianek szczelnych powinny być dobrane w taki sposób, aby sonda pomiarowa mogła swobodnie przemieszczać się wewnątrz nich. Grubość ścianki profilu powinna wynosić co najmniej 2 mm, a jego dolna część musi być odpowiednio zabezpieczona, aby zapobiec wciśnięciu gruntu do wnętrza rury inklinometrycznej podczas pogrążania grodzicy. Należy również zadbać o solidne przymocowanie profilu do badanej konstrukcji oraz zapewnienie jego szczelności. Zamknięte kształtowniki najlepiej umieszczać po zewnętrznej stronie wykopu, co uchroni je przed uszkodzeniami mechanicznymi podczas robót ziemnych, które mogłyby uniemożliwić dalsze pomiary (Gorska, 2015).

W ramach przygotowania do badań na planowanych poletkach badawczych, w celu wykonania pomiarów inklinometrycznych, na grodzicach montowano zamknięte profile stalowe o przekroju kwadratowym 60 x 60 x 3 mm (Rys. 4.3). Profile te w warunkach

warsztatowych zostały przyspawane do półek grodziec (Rys. 4.4). i później na budowie pogrążane wraz z nimi na projektowaną głębokość wbicia.



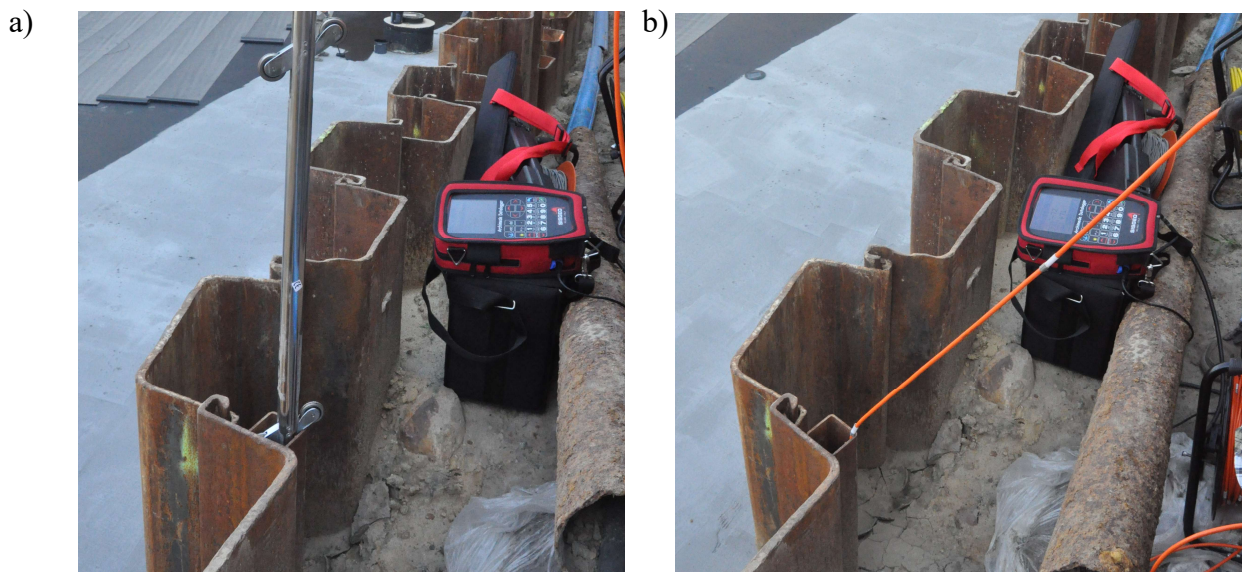
*Rys. 4.3. Rysunek warsztatowy stalowych rur inklinometrycznych – profili o przekroju kwadratowym 60x60x3mm, spawanych do grodziec stalowych*



*Rys 4.4. Grodziec stalowe z przyspawanymi profilami – przygotowane do wykonywania pomiarów przemieszczeń poziomych przy pomocy inklinometru*

Spód rury inklinometrycznej wykonywany był przez ukośne ścięcie ścianek profilu i zamknięcie spawaną blachą zabezpieczającą przed wypełnieniem gruntem oraz uszkodzeniem podczas instalacji grodziecy w podłoże gruntowe (Rys. 4.3). Wierzch rury na czas pomiędzy kolejnymi pomiarami zabezpieczany był przed zanieczyszczeniem osłoną z tworzywa PE, dopasowaną ściśle do wymiarów otworu.

Stanowisko badawcze dla pomiarów inklinometrycznych przedstawiono na poniższych fotografiach.



Rys. 4.5. Stanowisko badawcze dla wykonania pomiarów inklinometrycznych – a) przed rozpoczęciem pomiaru - sonda inklinometryczna wprowadzana do wnętrza rury, b) w trakcie wykonywania pomiaru - sonda inklinometryczna wewnątrz rury

## 4.2. Pomiary geodezyjne

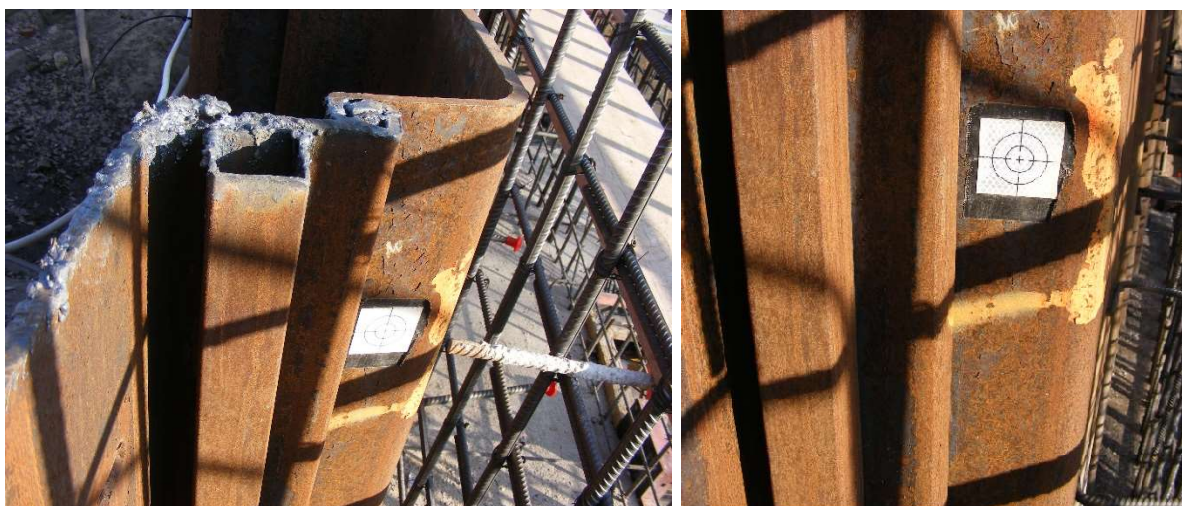
Prowadzenie równoległe z pomiarami inklinometrycznymi pomiarów geodezyjnych jest bardzo istotne w kompleksowej ocenie przemieszczeń konstrukcji oporowych. W przypadku pomiarów inklinometrycznych zakłada się brak deformacji podstawy konstrukcji zabezpieczającej. Założenie to może być uzasadnione, o ile schemat statyczny dolnej krawędzi ściany jest sztywno utwierdzony w gruncie. Na przemieszczenia ścian zabezpieczających wykopy mają również wpływ deformacje terenu w obszarze otaczającym wykonaną konstrukcję zarówno po stronie naziomu jak i wykopu. W większości przypadków jednak pomiary inklinometryczne bez wsparcia geodezyjnego są pomiarami względnymi, odniesionymi do dolnego punktu pomiarowego w kolumnie inklinometrycznej. Uzupełnienie pomiarów inklinometrycznych pomiarem geodezyjnym przemieszczeń górnej krawędzi ścianki pozwala na uzyskanie ostatecznego położenia przemieszczonej linii ugięcia monitorowanej konstrukcji. Wówczas możemy mówić o bezwzględnym pomiarze przemieszczeń (Gorska, 2015).

### 4.2.1. Metoda wykonywania pomiarów geodezyjnych badanych ścianek szczelnych

Pomiary geodezyjne przemieszczeń poziomych badanych ścianek szczelnych w ramach analizowanych poletek doświadczalnych wykonywane były metodą trygonometryczną. Procedura metody polega na wielokrotnym wykonywaniu pomiarów kątów poziomych

i odległości, celując na wybrane punkty kontrolne z ustalonych punktów odniesienia znajdujących się poza strefą wpływu badanego obiektu. Pomiar te przeprowadza się za pomocą tachimetrów, które cechują się wysoką precyzją w mierzeniu kątów i odległości. Następnie współrzędne punktów kontrolnych są obliczane poprzez metodę wcięć kątowych, kątowo-liniowych lub liniowych. Różnice we współrzędnych punktów, obliczone z kolejnych cykli pomiarowych, umożliwiają określenie przemieszczeń tych punktów (Muszyński i in., 2011). Punkty kontrolne w postaci tarcz celowniczych z folią dalmierczą przyklejano na grodzice (Rys. 4.5). Tarcze jako punkty odniesienia w kolejnych pomiarach umieszczano również na obiektach znajdujących się poza obszarem wpływu głębokiego wykopu, np. na pobliskich budynkach, słupach energetycznych. Pomiar geodezyjne oraz inklinometryczne wykonywane były w tych samych czasookresach, związanych z etapowaniem realizacji konstrukcji oporowej. Przykładowo, dla ścianki szczelnej jednokrotnie kotwionej przyjęto następujące cykle pomiarowe, dotyczące zarówno pomiarów inklinometrycznych jak i geodezyjnych:

1. Pomiar zerowy – po pograżeniu ścianki szczelnej,
2. Pomiar 1 – po wykonaniu wykopu do poziomu platformy dla wiertnicy wykonującej kotwy gruntowe,
3. Pomiar 2 – po sprężeniu kotew,
4. Pomiar 3 – po wykonaniu wykopu do poziomu projektowanego dna wykopu,
5. Pomiar 4 – po upływie około 1 miesiąca od wykonania wykopu docelowego.

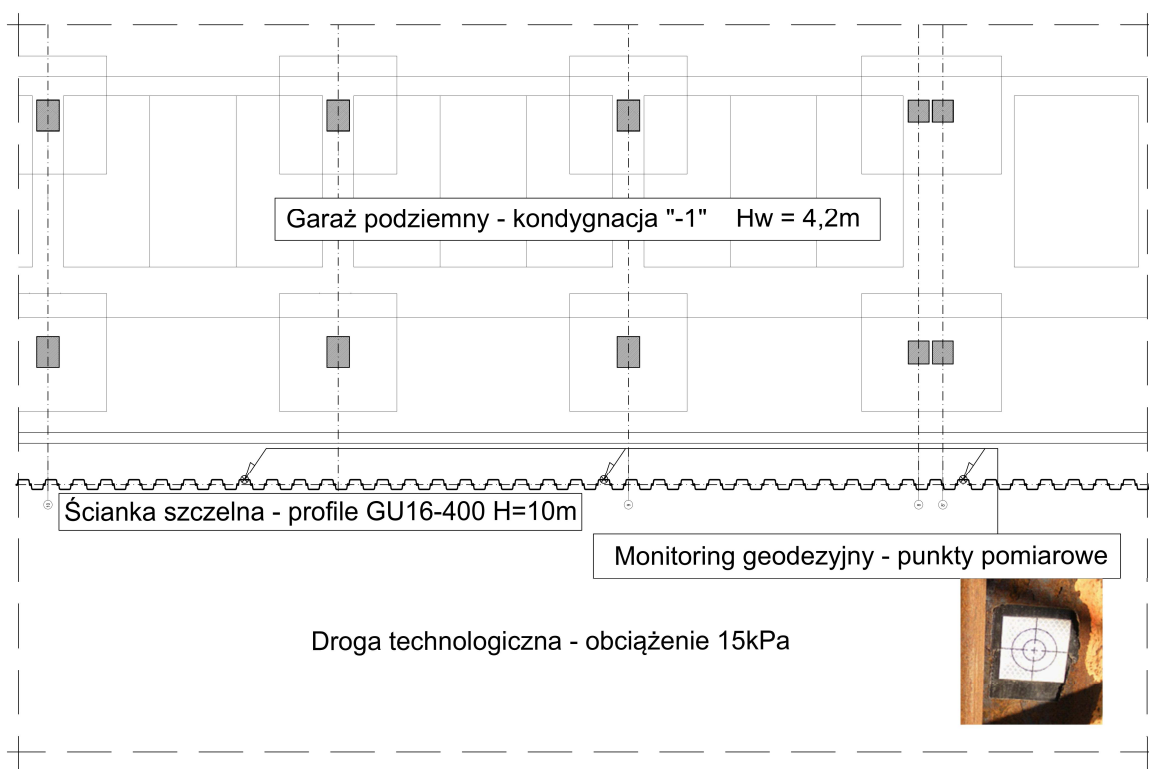


Rys.4.5 Tarcza dalmiercza umieszczona na grodzicy dla wykonania pomiarów geodezyjnych

### 4.3. Poletka badawcze – charakterystyka badanych konstrukcji ścianek szczelnych oraz wyniki pomiarów

#### 4.3.1 Poletko nr 1 - ścianka wspornikowa – zabezpieczenie wykopu w Krakowie

Pierwszym analizowanym przypadkiem jest ścianka szczelna zabezpieczająca wykop dla wykonania 1-kondygnacyjnego garażu podziemnego w budynku mieszkalnym wielorodzinnym. Budynek zlokalizowany jest w Krakowie. W części nadziemnej ma 8 kondygnacji i wymiary zewnętrzne wynoszące 70 m x 20 m. Garaż podziemny o wymiarach 70 m x 35 m został posadowiony na rzędnej około 4,2 m poniżej poziomu terenu istniejącego. Głęboki wykop zabezpieczono ścianką szczelną wykonaną po obwodzie całego projektowanego podziemia budynku. Zaprojektowano ściankę w schemacie wspornikowym pograżaną wibracyjnie na głębokość 9,7 m. Do tego celu zastosowano grodzice o długości 10 m, o profilu GU16-400 i gatunku stali S270GP. W okresie prowadzenia prac budowlanych, wzdłuż jednej ze ścianek zabezpieczających wykop zaplanowano transport gruntu z wykopu, a także transport materiałów budowlanych. Na ścianie tej przewidziano realizację monitoringu geodezyjnego przemieszczeń poziomych jej górnej krawędzi (Rys. 4.6).



Rys. 4.6. Rysunek sytuacyjny poletka badawczego w Krakowie – ścianka szczelna w schemacie wspornikowym



Wykonane pomiary geodezyjne wykazały przemieszczenie górnej krawędzi ścianki mieszczącej się w zakresie od 32mm do 34mm.

Na terenie inwestycji w celu rozpoznania podłoża gruntowego zostały wykonane odwierty geologiczne oraz sondowania CPT, na podstawie których określono stopień zagęszczenia gruntów niespoistych. Wierzchnią warstwę gruntu stanowiły nasypy spoiste, lokalnie z domieszką humusu. Głębiej stwierdzono występowanie gruntów niespoistych – od średnio zagęszczonych do zagęszczonych piasków grubych i żwirów. W obrębie utworów niespoistych znajdowała się warstwa gruntu organicznego – namułu w stanie miękkoplastycznym. W dokumentacji geologicznej przyjęto układ warstw podłoża gruntowego, który przedstawiono w poniższej tabeli (Tablica 4.1). Parametry geotechniczne dla wydzielonych warstw gruntu przedstawiono w rozdziale dotyczącym analizy obliczeniowej.

*Tablica 4.1*  
*Poletko badawcze nr 1 - układ warstw podłoża gruntowego*

| Nr | Mięszość warstwy | Głębokość    | Przyporządkowany grunt           |
|----|------------------|--------------|----------------------------------|
|    | t [m]            | z [m]        |                                  |
| 1  | 0,70             | 0,00 .. 0,70 | Ia2 - Nasyp - glina + humus      |
| 2  | 0,50             | 0,70 .. 1,20 | Ib2 - Nasyp - glina              |
| 3  | 1,30             | 1,20 .. 2,50 | IIa1 - Piasek gruby - $I_D=0,6$  |
| 4  | 0,70             | 2,50 .. 3,20 | IIb1 - Piasek gruby - $I_D=0,65$ |
| 5  | 2,50             | 3,20 .. 5,70 | IIb3 - Piasek gruby - $I_D=0,8$  |
| 6  | 0,40             | 5,70 .. 6,10 | IIa1 - Namuł - $I_L=0,5$         |
| 7  | -                | poniżej 6,10 | IIa3 - Żwir - $I_D=0,8$          |

#### **4.3.2. Poletko nr 2 - ścianka jednokrotnie kotwiona – ściana oporowa w Jastrzębiu-Zdroju**

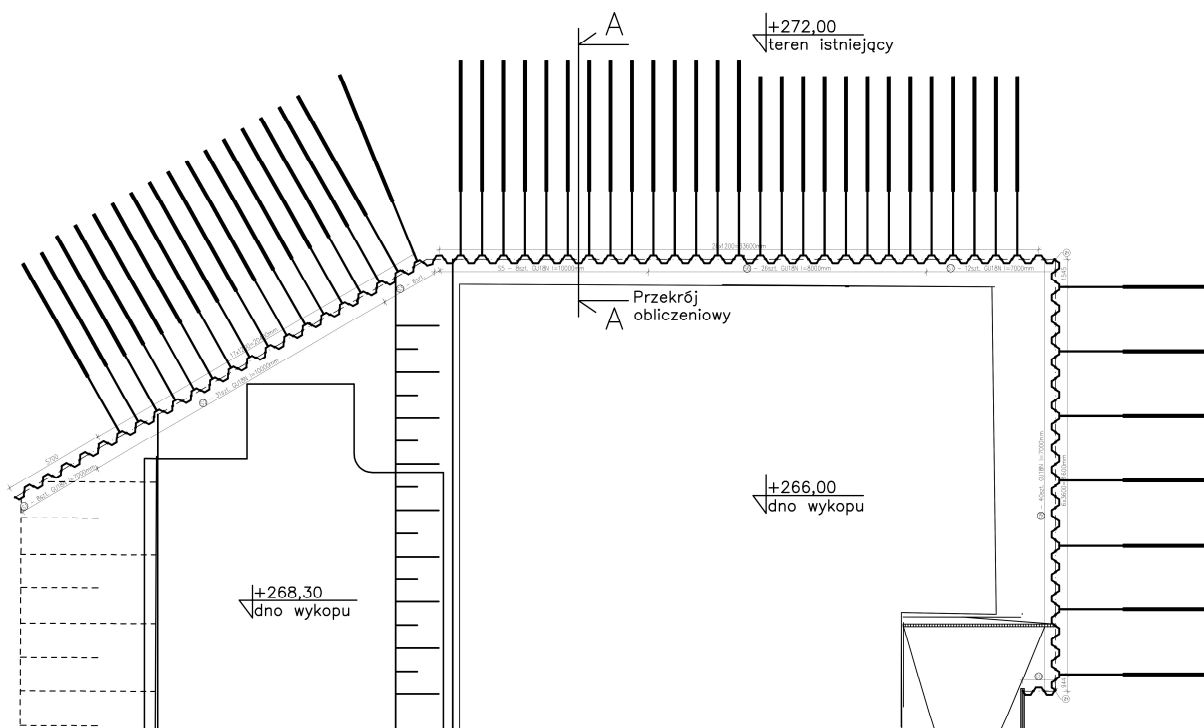
Kolejnym rozpatrywanym przypadkiem jest ścianka szczelna stanowiąca ścianę oporową trwale zabezpieczającą istniejącą skarpe w sąsiedztwie realizowanego obiektu handlowo – usługowego w Jastrzębiu-Zdroju. Projekt zagospodarowania terenu ukształtowanego ze znaczną różnicą wysokości pomiędzy przeciwległymi granicami działki, zakładał wykonanie ściany oporowej zabezpieczającej wykop o wysokości maksymalnej 6m. Projektowana ściana żelbetowa, o przekroju poprzecznym w kształcie litery „L”, wymagała w pierwszej kolejności zabezpieczenia wykopu dla posadowienia projektowanej stopy fundamentowej. W celu zapewnienia stateczności ścianki szczelnej zabezpieczającej wykop o głębokości od 4m do 6m, konieczne było zastosowanie kotew gruntowych. Zastosowanie kotwionej ścianki z grodzic stalowych jako rozwiązania trwałego, w miejscu planowanej pierwotnie żelbetowej ściany oporowej, przyspieszyło proces realizacji inwestycji. W wyniku decyzji inwestora oraz po

uzyskaniu niezbędnych uzgodnień formalnych zaakceptowano koncepcję projektu zamiennego, zakładającego wykonanie trwałej ściany oporowej z grodziec stalowych (Rys. 4.7).



*Rys. 4.7. Pograżona i zakotwiona ściana oporowa z grodziec stalowych. Wykop do poziomu platformy, z której wykonywano kotwy gruntowe*

Schematyczny rzut ścianki z grodziec przedstawia poniższy rysunek (Rys. 4.8).



*Rys. 4.8. Poletko badawcze nr 2 – Jastrzębie – Zdrój: schematyczny rzut kotwionej ściany oporowej z grodziec stalowych z oznaczonym przekrojem obliczeniowym wybranym do analizy porównawczej*

Długości projektowanych brusew ścianki dobrano stosownie do głębokości zabezpieczanego wykopu. Przyjęto schemat statyczny ścianki jednokrotnie kotwionej. W miejscu wykopu

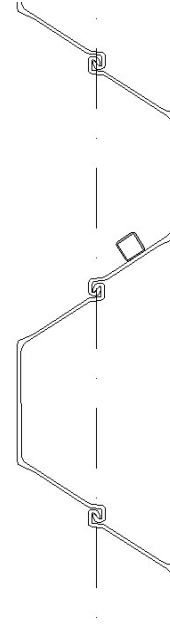
o największej głębokości wynoszącej 6m zastosowano grodzice o długości 10m. Zaprojektowano profil grodzicy GU18N, w gatunku stali S270GP. Do analizy porównawczej przemieszczeń poziomych, które wystąpiły podczas odkopywania ścianki z obliczeniami wybrano przekrój o głębokości wykopu równej 6m.

Badania geologiczne zrealizowane na przedmiotowym terenie, których zakres obejmował wiercenie otworów, badania laboratoryjne oraz wykonanie sondowań CPTU, pozwoliły określić parametry geotechniczne dla warstw podłoża gruntowego. Podłoże gruntowe w tej lokalizacji budują grunty spoiste plastyczne i twar doplastyczne - głównie pyły i gliny pylaste. Wierzchnią warstwę o głębokości około 1m stanowi nasyp z gliny. Parametry te przedstawiono w rozdziale poświęconym obliczeniom analizowanych przypadków. Miąższości oraz głębokości zalegania wyodrębnionych warstw podłoża gruntowego przedstawia poniższa tabela. Warunki geotechniczne opisano w *Ekspertyzie geotechnicznej* opracowanej dla przedmiotowej inwestycji.

*Tablica 4.2*  
*Poletko badawcze nr 2 - układ warstw podłoża gruntowego*

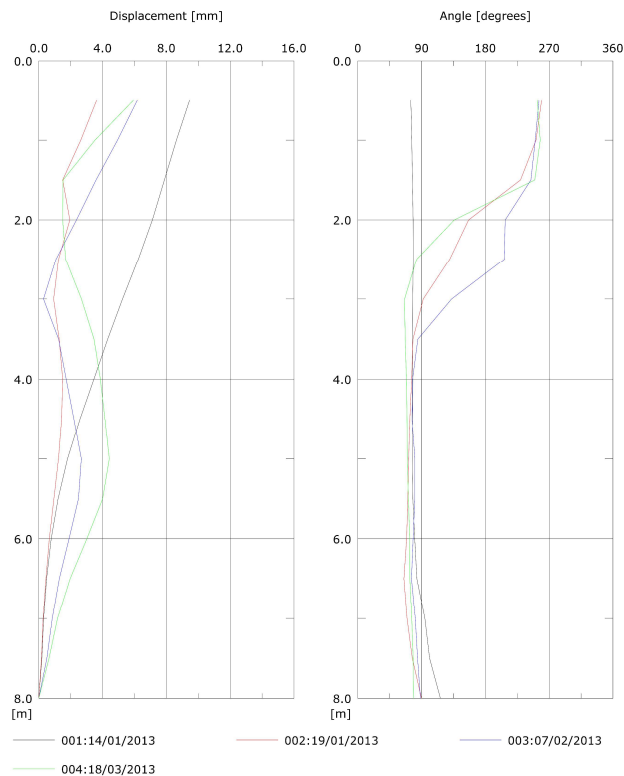
| Nr | Miąższość warstwy | Głębokość      | Przyporządkowany grunt         |
|----|-------------------|----------------|--------------------------------|
|    | t [m]             | z [m]          |                                |
| 1  | 1,00              | 0,00 .. 1,00   | 1 - Nasyp - Glina - $I_L=0,4$  |
| 2  | 2,50              | 1,00 .. 3,50   | 2 – Glina pylasta - $I_L=0,1$  |
| 3  | 1,50              | 3,50 .. 5,00   | 3 - Pył - $I_L=0,4$            |
| 4  | 4,00              | 5,00 .. 9,00   | 4 – Glina pylasta - $I_L=0,2$  |
| 5  | 1,00              | 9,00 .. 10,00  | 5 – Glina pylasta - $I_L=0,25$ |
| 6  | 1,00              | 10,00 .. 11,00 | 6 – Glina pylasta - $I_L=0,35$ |
| 7  | -                 | poniżej 11,00  | 7 – Piasek gliniasty           |

W celu monitorowania przemieszczeń poziomych ścianki wykonano stanowisko badawcze dla pomiarów inklinometrycznych (Rys. 4.9).



Rys. 4.9. Poletko badawcze nr 2 - Stanowisko dla pomiarów inklinometrycznych

W wyniku pomiarów inklinometrycznych otrzymano wyniki odkształceń ścianki:



Rys. 4.10. Wyniki pomiarów inklinometrycznych, prezentowane w odniesieniu do pomiaru „zerowego”, w poszczególnych etapach prowadzenia wykopu: 001 – wykop do poziomu platformy dla wiercenia kotew gruntowych:  $h_w = 2,5m$ , 002 – pomiar po sprężeniu kotew, 003 – wykop do poziomu docelowego:  $h_w = 6m$ , 004 – badanie po upływie około 1 miesiąca od wykonania pełnego wykopu

Badania prowadzono w kolejnych etapach wykonywania głębokiego wykopu. Równolegle wykonywano również pomiary geodezyjne przemieszczeń górnej krawędzi ścianki. W fazie wspornikowej pracy ścianki – na etapie wykopu do poziomu wykonywania i sprężania kotew gruntowych, pomiary geodezyjne oraz inklinometryczne wykazywały zbieżne wartości, które mieściły się w przedziale od 10mm do 12mm. W fazie wykopu docelowego pomiary tachimetrem wykazały przemieszczenie o wartości 5mm. Odkształcenia ścianki rejestrowane inklinometrem w kolejnych fazach wykonania konstrukcji przedstawiono na rysunku (Rys. 4.10).

#### **4.3.3. Poletko nr 3A - ścianka dwukrotnie kotwiona oraz 3B – ścianka trzykrotnie kotwiona – ściana oporowa w południowej Polsce**

Następny analizowany przypadek dotyczy ścianki szczelnej, która pełni rolę ściany oporowej trwale zabezpieczającej istniejącą skarpe w obrębie modernizowanego układu drogowego w południowej Polsce. Plan zagospodarowania terenu, który charakteryzował się znaczną różnicą wysokości, przewidywał budowę ściany oporowej w celu zabezpieczenia wykopu o maksymalnej wysokości 12,4m. W tym przekroju projekt konstrukcyjny przewidywał wykonanie ścianki kotwionej w 3 poziomach. W innym przekroju konstrukcji oporowej, gdzie wysokość odkopanej ściany wynosiła 9,2 m, zastosowano ściankę szczelną kotwioną w dwóch poziomach. Wspomniane przekroje posłużyły za przedmiot analizy porównawczej mierzonych w trakcie realizacji przemieszczeń poziomych ścianki, z wynikami prowadzonych wybranymi metodami obliczeń statycznych. Rozpoznanie warunków gruntowych obejmowało następujące prace: wiercenie otworów geologicznych, ocena makroskopowa, a także wykonanie sondowań statycznych CPTU. W wyniku przeprowadzonych badań geologicznych stwierdzono występowanie w podłożu gruntów spoistych, miejscami lessopodobnych – pyłów, pyłów piaszczystych, glin pylastych oraz glin piaszczystych. W udokumentowanych profilach geologicznych dominowały warstwy gruntów twaroplastycznych, miejscami półzwartych. Dokumentacja z badań podłoża wskazuje na występowanie na tym terenie również warstw gruntów niespoistych – piasków średnich, luźnych i średnio zagęszczonych oraz piasków pylastych średnio zagęszczonych i zagęszczonych. Wyniki badań geologicznych pozwoliły określić parametry geotechniczne dla warstw podłoża gruntowego, które przedstawiono w rozdziale poświęconym omówieniu obliczeniom statycznym. Miąższości oraz głębokości zalegania wyodrębnionych warstw podłoża gruntowego przedstawiają poniższe tabele (Tab. 4.3, Tab. 4.4.)

Tablica 4.3  
Poletko badawcze nr 3A - układ warstw podłoża gruntowego

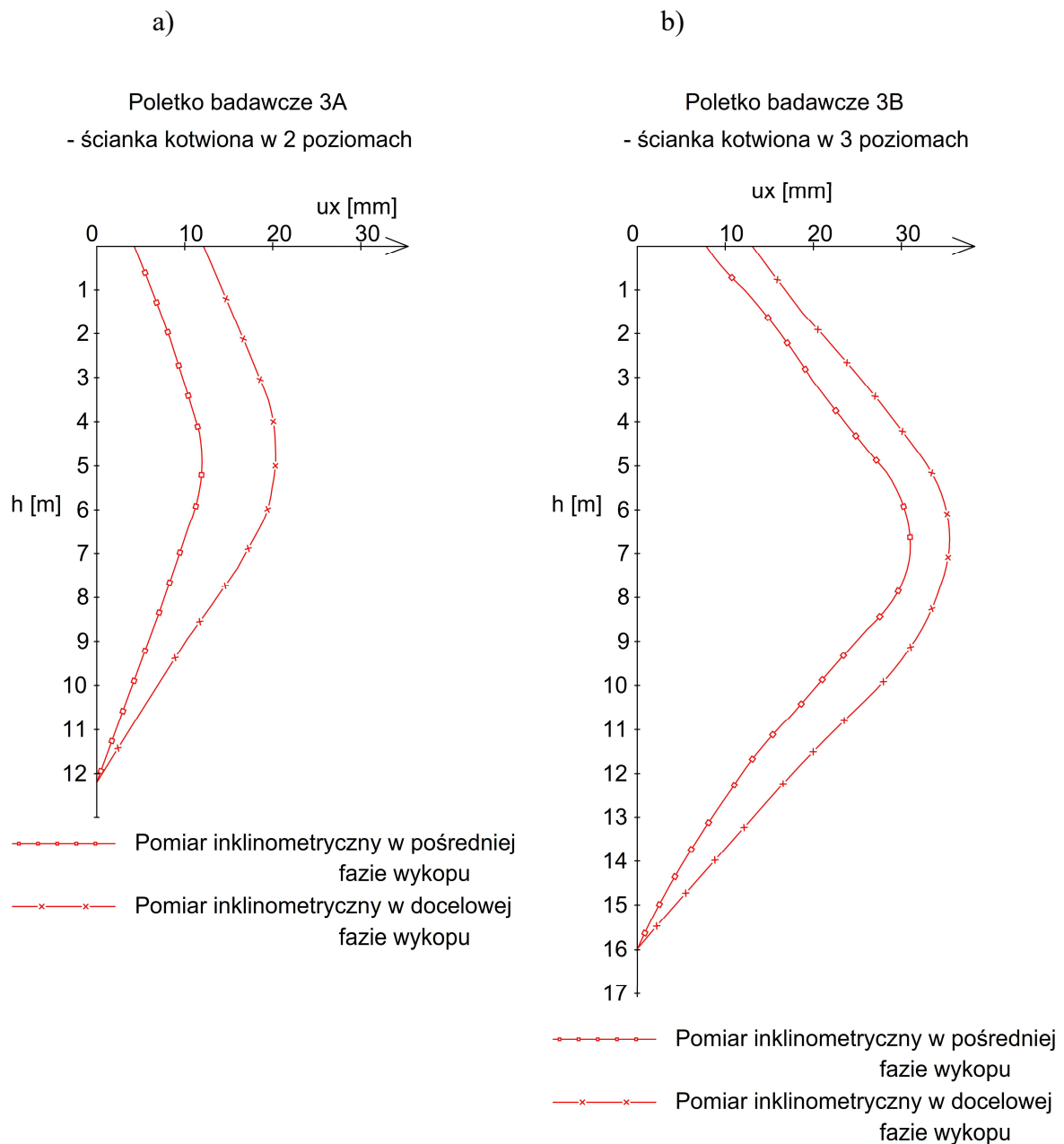
| Nr | Mięszość warstwy | Głębokość      | Przyporządkowany grunt                 |
|----|------------------|----------------|--|
|    | t [m]            | z [m]          |  |
| 1  | 1,40             | 0,00 .. 1,40   | 1 - Nasyp – Głina pylasta - $I_L=0,35$ |
| 2  | 1,60             | 1,40 .. 3,00   | 2 – Pył - $I_L=0,08$                   |
| 3  | 1,40             | 3,00 .. 4,40   | 3 - Pył - $I_L=0,16$                   |
| 4  | 2,10             | 4,40 .. 6,50   | 4 – Pył - $I_L=0,03$                   |
| 5  | 2,30             | 6,50 .. 8,80   | 5 – Pył - $I_L=0,12$                   |
| 6  | 1,70             | 8,80 .. 10,50  | 6 – Pył - $I_L=0,05$                   |
| 7  | 1,50             | 10,50 .. 12,00 | 7 – Pył piaszczysty - $I_L=0,00$       |
| 8  | 1,50             | 12,00 .. 13,50 | 8 – Pył - $I_L=0,00$                   |
| 9  | 0,90             | 13,50 .. 14,40 | 9 – Pył - $I_L=0,00$                   |
| 10 | 1,20             | 14,40 .. 15,60 | 10 – Piasek pylasty - $I_D=0,62$       |
| 11 | 1,00             | 15,60 .. 16,60 | 11 – Piasek pylasty - $I_D=0,72$       |
| 12 | 3,40             | 16,60 .. 20,00 | 12 - Piasek pylasty - $I_D=0,58$       |

Tablica 4.4  
Poletko badawcze nr 3B - układ warstw podłoża gruntowego

| Nr | Mięszość warstwy | Głębokość      | Przyporządkowany grunt            |
|----|------------------|----------------|-----------------------------------|
|    | t [m]            | z [m]          |                                   |
| 1  | 3,00             | 0,00 .. 3,00   | 1 - Nasyp – Pył - $I_L=0,10$      |
| 2  | 3,00             | 3,00 .. 6,00   | 2 – Pył - $I_L=0,10$              |
| 3  | 3,40             | 6,00 .. 9,40   | 3 - Pył - $I_L=0,25$              |
| 4  | 1,90             | 9,40 .. 11,30  | 4 - Piasek średni - $I_D=0,25$    |
| 5  | 2,70             | 11,30 .. 14,00 | 5 – Piasek średni - $I_D=0,50$    |
| 6  | 1,50             | 14,00 .. 15,50 | 6 – Piasek gliniasty - $I_L=0,00$ |
| 7  | 1,00             | 15,50 .. 16,50 | 7 – Piasek średni - $I_D=0,20$    |
| 8  | 8,50             | 16,50 .. 25,00 | 12 - Piasek średni - $I_D=0,40$   |

W miejscach analizowanych przekroji dla wykonania pomiarów przemieszczeń ścianki przyspawano do grodzie rury inklinometryczne. Wyniki pomiarów inklinometrycznych wykonanych w fazie pośredniej oraz docelowej wykopu przedstawiono na poniższym rysunku (Rys. 4.11). Dla poletka 3A w analizowanej fazie pośredniej ścianka zakotwiona jest w jednym poziomie, natomiast wykop wykonany jest do rzędnej:  $-6,5\text{m}$  poniżej rzędnej terenu. W ramach analizy na poletku badawczym 3B w fazie pośredniej ścianka zakotwiona jest w dwóch poziomach, a wykop wykonany jest do rzędnej:  $-10,5\text{m}$  poniżej rzędnej terenu. Prowadzone pomiary inklinometryczne uzupełniano pomiarami geodezyjnymi. W ich rezultacie zmierzono przemieszczenia górnej krawędzi ścianki, które w fazie pośredniej wyniosły dla poletka 3A:

7mm, natomiast dla poletka 3B: 11mm. W fazie docelowej pomiary geodezyjne wykazały dla poletka 3A przemieszczenie o wartości 17mm, natomiast dla 3B wyniosło ono 21mm.



Rys. 4.11. Wyniki pomiarów inklinometrycznych, prezentowane w odniesieniu do pomiaru „zerowego”, w fazie pośredniej oraz docelowej wykopu: a) dla poletka badawczego 3A: faza pośrednia – ścianka zakotwiona w jednym poziomie, głębokość wykopu  $h_w = 6,5m$ ; b) dla poletka badawczego 3B: faza pośrednia – ścianka zakotwiona w dwóch poziomach, głębokość wykopu  $h_w = 10,5m$ ;

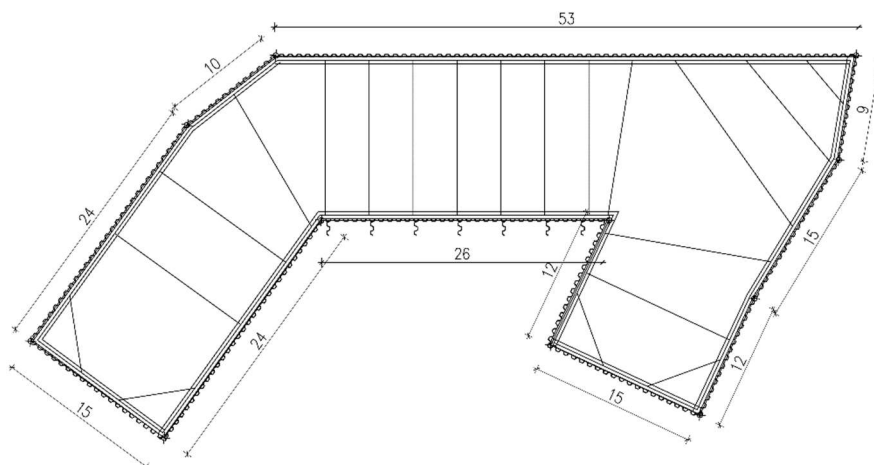
#### 4.3.4. Poletko nr 4 - ścianka rozpierana w dwóch poziomach – zabezpieczenie wykopu dla przyczółka wiaduktu w Gliwicach

Kolejnym analizowanym przykładem jest ścianka szczelna tymczasowo zabezpieczająca wykop dla wykonania przyczółka wiaduktu, w ramach inwestycji polegającej na budowie autostradowego węzła drogowego w Gliwicach Sośnicy. Skrajną, zabezpieczaną ścianką podporę obiektu mostowego zaprojektowano częściowo w istniejącej skarpie nasypu drogowego (Rys. 4.12).



Rys. 4.12. Zabezpieczenie wykopu dla posadowienia przyczółka wiaduktu – Gliwice Sośnica, Schemat statyczny obudowy wykopu: ścianka szczelna rozparta w dwóch poziomach

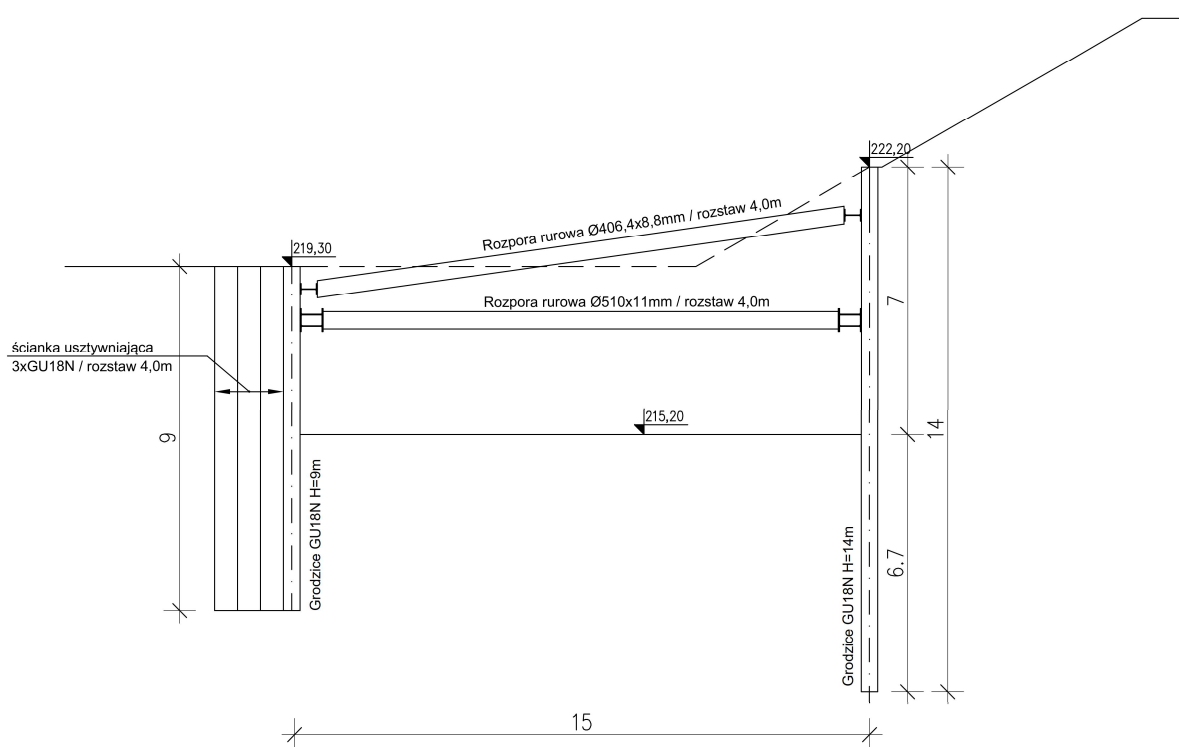
Kształt zabezpieczanego fundamentu przyczółka był nieregularny (Rys. 4.13), a istniejący teren zróżnicowany wysokościowo (Rys. 4.14).



Rys. 4.13. Kształt wykopu zabezpieczanego ścianką szczelną dla posadowienia przyczółka



Ścianka szczelna zależnie od usytuowania, zabezpieczała wykopy o różnych głębokościach. Analizie przemieszczeń poziomych poddano ściankę zabezpieczającą wykop od strony istniejącej skarpy nasypu, w miejscu największej głębokości wykopu, wynoszącej 7m. W przekroju tym zastosowano profile grodzic GU18N, wykonane ze stali gatunku S270GP, pograżone na głębokość 14m. W celu zapewnienia stateczności ścianki zaprojektowano dwa poziomy jej rozparcia. Stalowe rozpory rurowe oparto na belkach oczepowych, spawanych uprzednio do ścianki z grodzic. Rozpory na drugim końcu oparte zostały na przeciwległej ściance, również poprzez zamontowaną wcześniej na grodzicach stalową belkę oczepową. Przekrój przez analizowaną ściankę szczelną przedstawia poniższy rysunek (Rys.4.14). Ścianka po niższej stronie zabezpieczenia została pograżona na głębokość 9m i dodatkowo usztywniona prostopadle wbijanymi trzema sztukami grodzic, w rozstawie zbliżonym do usytuowania rozpór rurowych, wynoszącym 4,0m.



Rys.4.14. Przekrój poprzeczny przez analizowaną ściankę szczelną

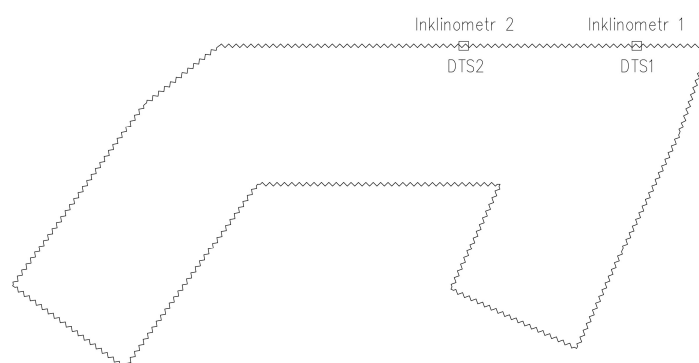
W ramach prac związanych z rozpoznaniem warunków gruntowych wykonano odwierty geologiczne, na podstawie których dokonano oceny makroskopowej gruntów. Wyniki badań zostały udokumentowane w opracowaniu *Dokumentacji geologiczno – inżynierskiej*, stanowiącej pakiet *Projektu Budowlanego* przygotowanego dla przedmiotowej inwestycji. W miejscach projektowanych podpór mostowych, w ramach dodatkowego rozpoznania,

wykonano sondowania, których wyniki zawarto w *Dokumentacji z wykonanych sondowań statycznych CPTU*. Dla celów analiz obliczeniowych niniejszej pracy, w trakcie prowadzenia robót ziemnych w rejonie pograżonych ścianek, pobrano próby NNS do badań laboratoryjnych gruntów w aparacie trójosiowego ściskania oraz w edometrze. Poniższa tabela (Tablica 4.5) przedstawia miąższości i głębokości zalegania wyodrębnionych warstw gruntu dla analizowanego przekroju ścianki. Warstwy wyodrębniono oraz opisano na podstawie dostępnych dokumentacji z badań podłoża gruntowego.

Tablica 4.5  
*Poletko badawcze nr 4 - układ warstw podłoża gruntowego*

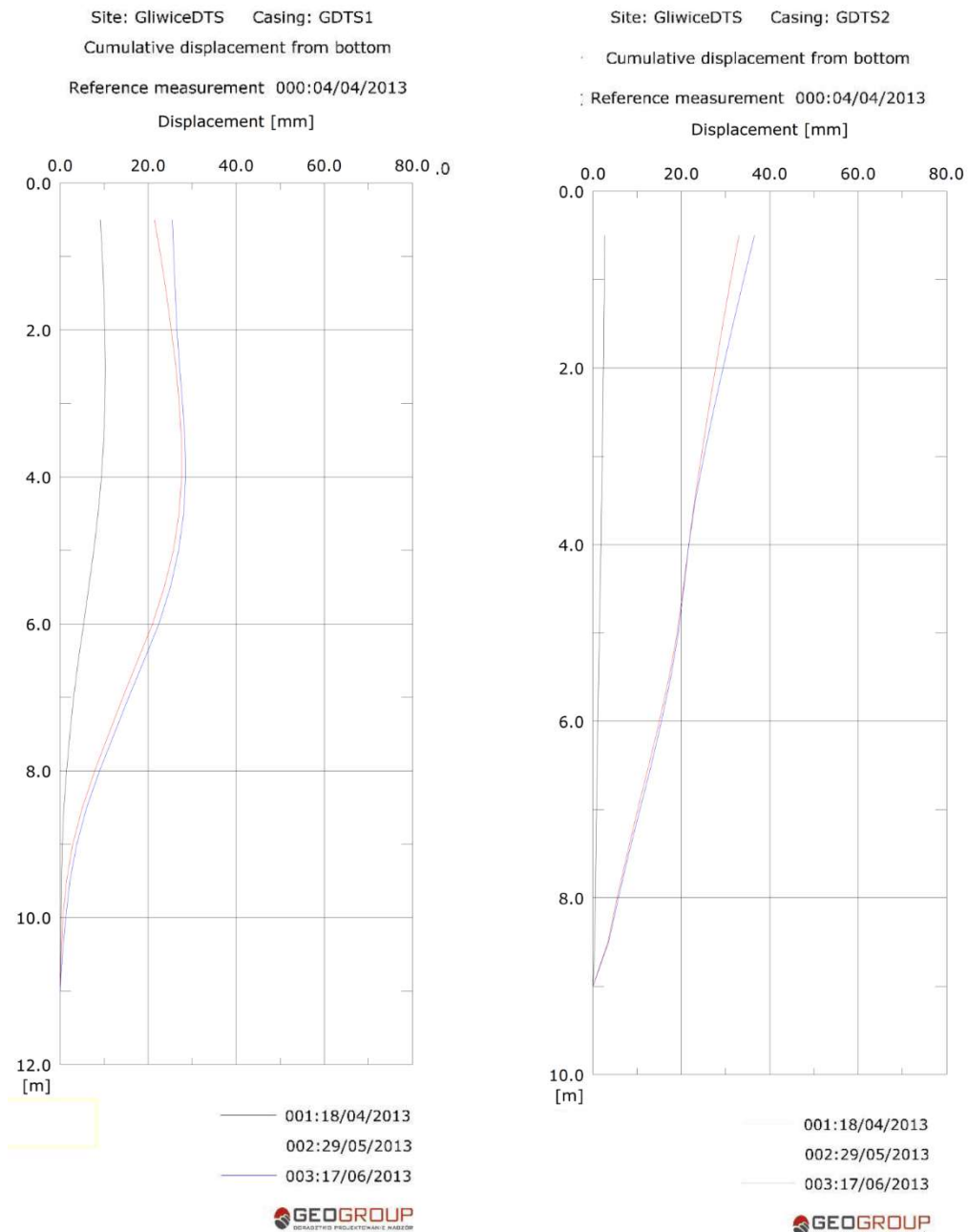
| Nr | Miąższość warstwy | Głębokość      | Przyporządkowany grunt                 |
|----|-------------------|----------------|--|
|    | t [m]             | z [m]          |  |
| 1  | 4,40              | 0,00 .. 4,40   | 1 - Nasyp – Gлина pylasta - $I_L=0,30$ |
| 2  | 2,00              | 4,40 .. 6,40   | 2 – Piasek drobny - $I_D=0,25$         |
| 3  | 2,40              | 6,40 .. 8,80   | 3 – Gлина piaszczysta - $I_L=0,30$     |
| 4  | 2,30              | 8,80 .. 11,10  | 4 - Gлина piaszczysta - $I_L=0,30$     |
| 5  | 3,30              | 11,10 .. 14,40 | 5 – Piasek gliniasty - $I_L=0,30$      |
| 6  | 3,00              | 14,40 .. 17,40 | 6 – Piasek średni - $I_D=0,45$         |
| 7  | 2,40              | 17,40 .. 19,80 | 7 – Piasek średni - $I_D=0,33$         |
| 8  | 1,20              | 19,80 .. 21,00 | 8 - Piasek średni - $I_D=0,27$         |
| 9  | -                 | Poniżej 21,00  | 9 – Ił - $I_L=0,35$                    |

Dla wykonania analizy porównawczej występujących przemieszczeń ścianki z wartościami uzyskanymi z obliczeń, wykonano dwa stanowiska badawcze, w których zamontowano rury inklinometryczne oraz dokonywano pomiarów geodezyjnych w trakcie realizacji głębokiego wykopu. Lokalizację stanowisk pomiarowych przedstawia poniższy szkic (Rys. 4.15).



Rys. 4.15. Lokalizacja rur inklinometrycznych zainstalowanych na ścianie szczelnej

W wyniku prowadzonych pomiarów inklinometrycznych otrzymano następujące kształty linii deformacji w przekrojach DTS1 oraz DTS2 (Rys. 4.16). Pomiar DTS2 wykonano do głębokości 9,0m, z uwagi na uszkodzenie kolumny inklinometrycznej, najprawdopodobniej podczas pogrążania grodzicy, na tym poziomie. To uniemożliwiło wykonanie pomiaru do spodu zainstalowanej rury pomiarowej.



(Rys. 4.16.) Wyniki pomiarów inklinometrycznych prowadzonych w przekrojach DTS1 oraz DTS2. Deformacje prezentowane w odniesieniu do pomiaru „zerowego”, w następujących etapach prowadzenia wykopu: 001 – wykop dla montażu górnego poziomu rozparcia ścianki:  $h_w = 1,75m$  poniżej poziomu terenu za ścianką, 002 – pomiar po wykonaniu wykopu docelowego:  $h_w = 7,0m$ , 003 – pomiar po upływie około 3 tygodni od wykonania pełnego wykopu

W trakcie prowadzenia robót ziemnych wykonywano również pomiary geodezyjne przemieszczeń poziomych górnej krawędzi ścianki. Po upływie około 3 tygodni od wykonania pełnego wykopu przemieszczenia górnej krawędzi ścianki zmierzone tachimetrem wynosiły dla przekroju DTS1: 26mm, natomiast w przekroju DTS2: 40mm.

## **5. Analiza obliczeniowa oraz założenia modelowe dla prowadzonych obliczeń**

Rozdział ten stanowi opis zastosowanych metod obliczeniowych w analizowanych przypadkach ścianek szczelnych. W dalszej części rozdziału omawiane są założenia modelowe przyjęte do obliczeń numerycznych MES oraz sposób przyjmowania parametrów geotechnicznych.

Założenia przyjęte w obliczeniach, takie jak parametry geotechniczne dla gruntów, charakterystyki odkształceniowe ścianki oraz konstrukcji rozparć lub zakotwień, wartości tarcia pomiędzy gruntem a ścianką, a także etapowanie wykonywania konstrukcji i głębokiego wykopu oraz obciążenia naziomu są tożsame w zastosowanych metodach obliczeniowych. Obliczenia MES, ze względu na wykorzystanie sprężysto-plastycznych modeli konstytutywnych do opisu gruntu, wymagają zdefiniowania zdecydowanie większej liczby parametrów. Dotyczy to zwłaszcza parametrów, które opisują sztywność gruntu, ale też np. uwzględniających wpływ wskaźnika prekonsolidacji OCR, współczynnika parcia spoczynkowego  $K_0$ , czy zjawiska dylatacji.

### **5.1. Metody obliczania przemieszczeń stalowych ścianek szczelnych wybrane do analiz porównawczych z wartościami pomierzonymi**

Analizy numeryczne przemieszczeń ścianek szczelnych, prowadzone w celu późniejszego porównania otrzymanych wyników z wartościami pomierzonymi, prowadzono wybranymi metodami. Metody te są dziś powszechnie stosowane w rozwiązywaniu zagadnień inżynierskich związanych z projektowaniem obudów głębokich wykopów, nie tylko ścianek szczelnych, ale również ścian szczelinowych, palisad z pali wierconych, ścianek „berlińskich”, itp. Analizy, w zależności od metody obliczeniowej, prowadzono przy użyciu różnych programów komputerowych. W poniższej tabeli przedstawiono metody oraz programy komputerowe zastosowane w przeprowadzonej analizie obliczeniowej.

Tablica 5.1. Wykaz metod obliczeniowych wykorzystanych do analiz obliczeniowych przemieszczeń poziomych ścianek szczelnych

| Lp. | Metoda obliczeniowa  | Program obliczeniowy                  |
|-----|--|---------------------------------------|
| 1.  | Metoda klasyczna   | GGU-Retain (ggu-software.com)         |
| 2.  | Metoda parć zależnych<br>a) moduł $k_h$ wg Schmitt'a<br>b) moduł $k_h$ wg Chadeisson'a<br>c) moduł $k_h$ wg CUR166 | GEO5 Ściana Analiza (finesoftware.pl) |
| 3.  | Metoda Elementów Skończonych (MES 2D)<br>a) model Coulomba – Mohra<br>b) model Hardening Soil Small – Brick        | ZSWalls 2023 (zsoil.com)              |
| 4.  | Metoda Elementów Skończonych (MES 3D)  | Plaxis 3D (bentley.com)               |

Metody wybrane do analiz obliczeniowych zostały szczegółowo opisane w rozdziale drugim pracy.

## 5.2. Analiza numeryczna MES – założenia modelowe

Zasady modelowania numerycznego stalowych ścianek szczelnych zostały szczegółowo omówione w pracy doktorskiej (Grodecki, 2007) a także w publikacjach (Grodecki, 2010, Urbański i in., 2007, 2010). Pomocne w tym zakresie są również dokumenty stanowiące instrukcje do programów komputerowych takich jak np. Z-Soil, Plaxis, GEO5. Przykłady analiz numerycznych stalowych ścianek szczelnych możemy znaleźć w pracach (Ahmadpour B. i in., 2019), (Bilgin, 2010), (Fall i in., 2019), (Grodecki, 2007, 2008, 2010, 2013), (Ram i in., 2017), (Singh i in., 2020), (Yazici i in., 2020). Wśród prac możemy znaleźć również przykłady analiz porównawczych prowadzonych obliczeń z pomiarami przemieszczeń poziomych ścianek prowadzonych *in-situ* (Ma i in., 2008), (Vogdanos i in., 2017).

Do podstawowych zagadnień związanych z modelowaniem ścianek szczelnych, których uwzględnienie jest niezbędne dla jak najlepszego odwzorowania zjawisk zachodzących w rzeczywistości, możemy zaliczyć (Grodecki, 2007):

1. Uwzględnienie etapowania prac budowlanych zgodne z rzeczywistym wykonywaniem konstrukcji,

2. Zastosowanie elementów kontaktowych (z ang. *interface*), aby modelować możliwe wystąpienie nieciągłego pola przemieszczeń na styku grunt-konstrukcja (materiałów o bardzo różniących się charakterystykach),
3. Uwzględnienie obecności wody gruntowej, w tym zjawisk filtracyjnych o charakterze ustalonym i nieustalonym, poprzez wyznaczenie pola ciśnień porowych i odpowiadających im sił masowych, co wymaga traktowania gruntu jako ośrodka dwufazowego (szkielet gruntowy + woda całkowicie wypełniająca pory),
4. Dokonanie prawidłowej identyfikacji stanu naprężeń *in-situ*, co w praktyce wymaga znajomości wartości współczynnika parcia spoczynkowego  $K_0$ .

### 5.2.1. Założenia modelu ośrodka gruntowego

Analizy MES dla analizowanych przypadków poletek doświadczalnych prowadzono w płaskim stanie odkształcenia, przy użyciu programu komputerowego *ZSWalls 2023* pozwalającego na rozwiązywanie zagadnień z wykorzystaniem elementów 2D dla ośrodka gruntowego. W jednym z analizowanych przypadków, dla którego zaistniała konieczność odwzorowania zagadnień trójwymiarowych, zastosowano program *Plaxis 3D*.

W modelowaniu ośrodka gruntowego wykorzystano modele konstytutywne Coulomba-Mohra oraz modele z rodziny Hardening Soil – Hardening Soil Brick dla analizy 2D oraz Hardening Soil Small dla analizy 3D.

Parametry geotechniczne, między innymi wartość współczynnika parcia spoczynkowego, przyjęte dla opisu modelowanego ośrodka, a także sposób ich ustalania przedstawiono w podrozdziale 5.3.

W analizie numerycznej dla opisu zjawisk filtracyjnych, grunt traktowano jako ośrodek dwufazowy, znajdujący się w stanie ustalonym. Zgodnie z tym założeniem deformacja ośrodka gruntowego jest jednoznacznie określona przez stan naprężenia uzyskany dla w pełni rozproszonej nadwyżki ciśnienia wody w porach gruntu. To oznacza, że analiza jest niezależna od czasu. Podejściem bardziej zaawansowanym jest założenie konsolidacji, uwzględniającej zachowanie gruntu zależne od czasu, szczególnie dla gruntów spoistych o niskiej przepuszczalności. Pozwala ono wówczas na uwzględnienie warunków bez odpływu lub z częściowym drenażem, które mogą powstać za ścianką szczelną, jak również częściowo nasyconej strefy na dnie wykopu (*Obrzud i in., 2023*). Podejścia tego nie zastosowano w pracy z uwagi na ograniczony zakres badań podłoża gruntowego oraz ograniczoną w czasie liczbę pomiarów przemieszczeń ścianek. Pominięte w analizach efekty konsolidacji na pewno

stanowią ciekawy obszar dla kontynuacji badań zachowania się konstrukcji zabezpieczających głębokie wykopy. Przykład analizy porównawczej wykonanej jako eksperyment numeryczny dla ściany szczelinowej przy założeniu dwufazowego stanu ustalonego i konsolidacji dwufazowej wskazuje na zasadność uwzględniania efektów konsolidacji w obliczeniach głębokich wykopów w gruntach spoistych (Obrzud i in., 2016).

### 5.2.2. Założenia dla modelowania elementów konstrukcyjnych

W przeprowadzonych obliczeniach numerycznych elementy konstrukcyjne ścianki szczelnej w analizie 2D modelowane są jako elementy belkowe, natomiast w analizie 3D jako elementy płytowe. Kotwy gruntowe w analizie 2D modelowane są z wykorzystaniem elementów kratownicowych (z uwzględnieniem ich rozstawu w kierunku podłużnym), natomiast rozpory rurowe oraz oczepy stalowe dla oparcia rozpór w modelu 3D jako elementy belkowe.

W definicji ścianki szczelnej w obliczeniach 2D, w programie *ZSwalls 2023* (Tablica 5.2), określone są parametry definiujące głębokość pograżenia ścianki  $L$ , czas instalacji  $t_0$ , rodzaj profilu grodzicy oraz parametry charakteryzujące jego geometrię oraz sztywność, a także wartość współczynnika tarcia przyjmowaną dla elementów kontaktowych  $R_{int}$ .

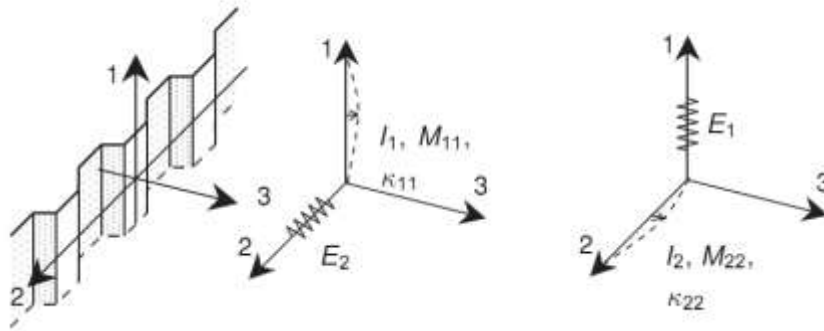
Tablica 5.2. Przykład definicji charakterystyki ścianki szczelnej w programie *ZSWalls*

| Właściwość                                 | Symbol    | Jednostka          | Wartość  |
|--|-----------|--------------------|----------|
| Długość ściany                             | L         | m                  | 12,20    |
| Czas instalacji                            | $t_0$     | dzień              | 5        |
| Klasa profili                              | -         | -                  | GU       |
| Wybrany profil                             | -         | -                  | GU 18N   |
| Moduł Young'a                              | E         | MPa                | 200000.0 |
| Współczynnik Poisson'a                     | $\nu$     | -                  | 0.2      |
| Pole przekroju                             | A         | cm <sup>2</sup> /m | 163.3    |
| Moment bezwładności                        | I         | cm <sup>4</sup> /m | 38650.0  |
| Ciężar jednostkowy                         | G         | kN/m <sup>3</sup>  | 78.5     |
| Współczynnik tarcia na styku ścianka-grunt | $R_{int}$ | -                  | 0.5      |

Ścianka szczelna w analizie numerycznej 3D, w programie *Plaxis*, definiowana jest jako element płytowy – ortotropowy, z istotnie różnymi sztywnościami w kierunku poziomym i pionowym. Sztywność na zginanie w kierunku pionowym  $I_1$ , jest znacznie większa niż



szywność na zginanie w kierunku poziomym  $I_2$ . Dodatkowo zakłada się, że efektywne pole przekroju poprzecznego przy odkształceniach ścinających w kierunku pionowym stanowi około 1/3 całkowitego pola przekroju poprzecznego, natomiast pole efektywne przy odkształceniach ścinających w kierunku poziomym stanowi około 1/10 całkowitego pola przekroju (Rys. 5.1).



Rys. 5.1. Charakterystyka ścianki szczelnej jako elementu płytowego – ortotropowego o różnych sztywnościach w kierunku pionowym i poziomym ([https://bentleysystems.service-now.com/community?id=kb\\_article\\_view&sysparm\\_article=KB0110039](https://bentleysystems.service-now.com/community?id=kb_article_view&sysparm_article=KB0110039))

Na podstawie powyższych założeń, sztywności dla ścianki szczelnej w kierunku poziomym i pionowym opisują zależności (<https://bentleysystems.service-now.com>):

$$E_1 = 12E_{steel}I_1/d^3, \quad (5.1)$$

$$E_2 = 12E_{steel}I_2/d^3 \approx I_2/I_1 E_1 \approx E_1/20, \quad (5.2)$$

$$G_{12} = \frac{6E_{steel}I_{12}}{(1+\nu_{steel})d^3} \approx 6E_{steel}I_1/10d^3, \quad (5.3)$$

$$G_{13} = \frac{E_{steel}A_{13}}{2(1+\nu_{steel})d} \approx E_{steel}(A/3)/2d \approx E_{steel}A/6d, \quad (5.4)$$

$$G_{23} = \frac{E_{steel}A_{23}}{2(1+\nu_{steel})d} \approx E_{steel}(A/10)/2d \approx E_{steel}A/20d, \quad (5.5)$$

$$\nu_{12} \approx 0, \quad (5.6)$$

$$\gamma = A\gamma_{steel}/d. \quad (5.7)$$

gdzie:  $E$  – moduł Young’a,  $E_{steel}$  – moduł Young’a dla stali,  $G$  – moduł Kirchoff’a,  $I$  – moment bezwładności,  $\gamma_{steel}$  – ciężar stali,  $A$  [ $m^2/m$ ] – pole powierzchni przekroju poprzecznego na 1m szerokości ścianki,  $d = h$  – wysokość całkowita przekroju ścianki (Rys. 1.1).

Kotwy gruntowe są elementami konstrukcyjnymi poddanymi obciążeniom rozciągającym, które w schemacie statycznym stanowią dla ścianki szczelnej podporę sprężystą. Budowę kotwy gruntowej opisano w pierwszym rozdziale pracy. W modelu obliczeniowym długość wolna kotwy  $L_f$  reprezentowana jest przez element kratownicowy, dla którego sztywność  $k$  jest określona wzorem (5.8) (Obrzud i in., 2023):

$$k = \frac{EA}{L_f}, \quad (5.8)$$

gdzie:  $L_f$  – długość wolna kotwy,

$A$  - pole przekroju poprzecznego części wolnej,

$E$  - moduł Younga.

Długość zakotwienia  $L_v$ , czyli długość buławy kotwy jest wewnątrz podzielona na kilka segmentów o równej długości, dla których opór jest obliczany według wzoru (5.9) (Obrzud i in., 2023):

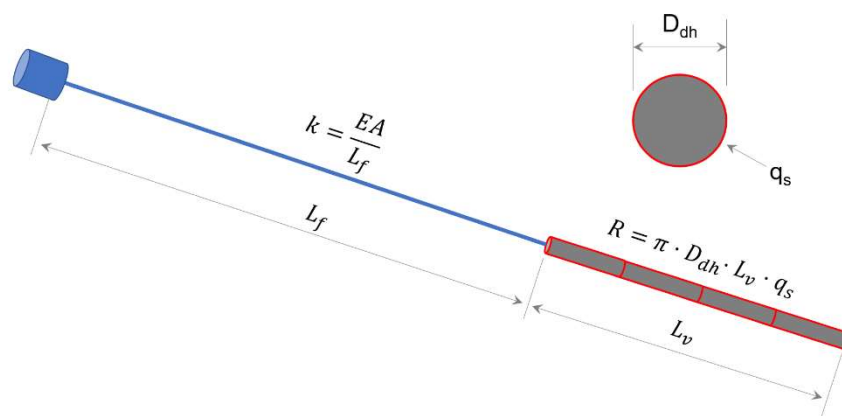
$$R_i = \pi D_{dh} l_i q_s, \quad (5.9)$$

gdzie:  $D_{dh}$  – średnica otworu wiertniczego,

$l_i$  – długość segmentu buławy o całkowitej długości  $L_v$ ,

$q_s$  – zewnętrzny opór na ścinanie.

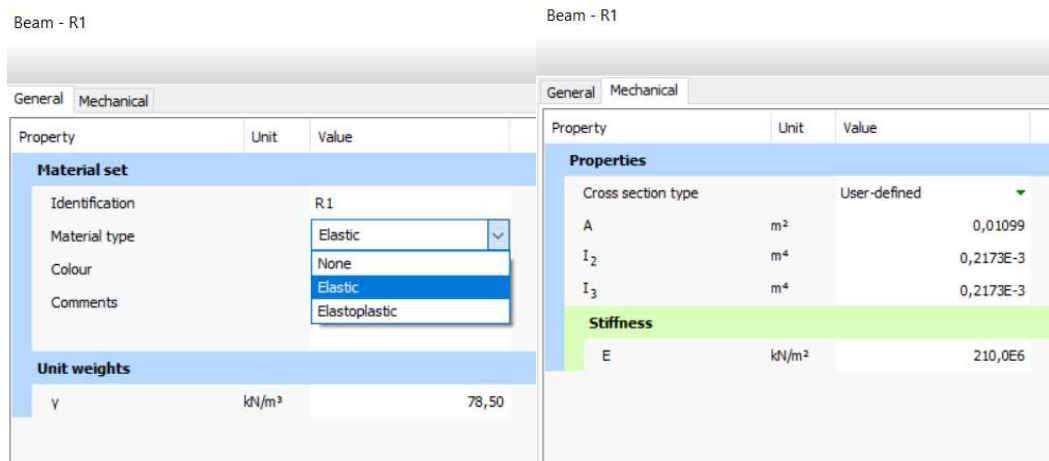
Schemat kotwy gruntowej przedstawia poniższy rysunek (Rys.5.2) (Obrzud i in., 2023).



Rys. 5.2. Schemat kotwy gruntowej (Obrzud i in., 2023)

Elementy stanowiące konstrukcję rozparcia ścianki szczelnej – oczepy oraz rozpory stalowe w analizowanym modelu w programie *Plaxis 3D*, są obiektami belkowymi charakteryzującymi się jednowymiarową strukturą oraz sztywnością osiową oraz giętą. Po siatkowaniu modelu MES belki składają się z elementów linii o 3 węzłach z sześcioma

stopniami swobody na każdy węzeł: trzy translacyjne stopnie swobody ( $u_x$ ,  $u_y$  i  $u_z$ ) i trzy rotacyjne stopnie swobody ( $\varphi_x$ ,  $\varphi_y$  i  $\varphi_z$ ) (*Plaxis – Reference Manual 3D*). W definicji elementu belkowego w programie *Plaxis* określane są: typ materiału (sprężysty lub sprężysto-plastyczny), ciężar materiału oraz parametry niezbędne dla ustalenia wartości sztywności. Przykład definicji stalowej rozporu rurowej przedstawiono na poniższym rysunku (Rys.5.3):



Rys.5.3. Przykład definicji elementu belkowego – stalowej rozporu rurowej w programie *Plaxis 3D*

### 5.2.3. Założenia dla modelowania elementów kontaktowych

W analizie numerycznej, w celu opisanego nieciągłości pola przemieszczeń (spowodowanych poślizgiem lub powstaniem szczeliny) na styku między gruntem a konstrukcją, stosowane są elementy kontaktowe. W programach komputerowych do analiz MES elementy te nazwane zostały jako „*interface*”. *Interface* umożliwia modelowanie tarcia między gruntem a ścianką. Generowany jest poprzez dyskretyzację powierzchni styku za pomocą specjalnych elementów skończonych, zwanych elementami kontaktowymi. Elementy te wykorzystują węzły należące do elementów skończonych, kontaktujących się ze sobą obiektów (*Grodecki, 2007*).

W programie *ZSwalls 2023*, w ustawieniach funkcji *Interface*, jest możliwość zdefiniowania wartości współczynnika dla sztywności normalnej elementów kontaktowych, którą przyjęto jako równą 0.05. Drugą z wartości charakteryzujących elementy *Interface* jest stosunek sztywności dla ścinania do sztywności normalnej, którą założono jako równą 0,01. W ustawieniach funkcji *Interface* istnieje możliwość edycji tych wartości. W analizie obliczeniowej dokonywane jest sprawdzenie wzajemnego przenikania na styku ścianka –

podłoże gruntowe. Maksymalne i średnie wartości przenikania podawane są na końcu każdego raportu obliczeniowego generowanego przez program ZSWalls 2023 (Tablica 5.3).

Tablica 5.3. Przykładowe maksymalne i średnie wartości wzajemnego przenikania elementów ścianki i gruntu; fragment raportu obliczeniowego z programu ZSwalls 2023

| Interface               | Overpenetration-max. [mm] | Overpenetration-mean [mm] |
|-------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Sheet pile wall-subsoil | 0.0718                    | 0.0168                    |

Zbyt niska sztywność elementów kontaktowych na styku może prowadzić do niedoszacowania lub w niektórych przypadkach do przeszacowania wartości sił wewnętrznych w ścianie oraz wczesnego pojawienia się linii poślizgu w podłożu. Z drugiej strony, zbyt wysoka sztywność na styku może destabilizować zbieżność obliczeń. Jeśli średnia wartość przenikania się elementów przekracza 0,1 mm, należy rozważyć zwiększenie współczynnika sztywności (Obrzud i in., 2023). Modelowanie tarcia na styku ścianka – podłoże odbywa się poprzez definiowanie wartości współczynnika redukcji sztywności elementów kontaktowych  $R_{int}$ . Współczynnik ten może przyjmować wartości od 0 do 1. Wartość „0” odpowiada przyjęciu w obliczeniach braku tarcia pomiędzy ścianką a gruntem, natomiast „1” oznacza przyjęcie tarcia odpowiadającego wartości tangensa kąta tarcia wewnętrznego gruntu  $\phi'$ . Zagadnienia związane z modelowaniem elementów kontaktowych zostały omówione w pracy (Grodecki, 2007). W ramach prowadzonych analiz obliczeniowych w każdym przypadku przyjmowano wartość  $R_{int} = 0,5$  co odpowiada wartości tarcia na styku ścianka - grunt na poziomie  $0,5 \tan(\phi')$ .

#### 5.2.4. Założenia dla fazowania prac związanych z wykonaniem konstrukcji

Prowadzone obliczenia numeryczne MES dla analizowanych przypadków ścianki szczelnej odzwierciedlają fazowanie prac związanych z wykonaniem konstrukcji.

Dla ścianki wspornikowej, stanowiącej zabezpieczenie wykopu o głębokości 4,2 m w modelu obliczeniowym założono następujące etapy:

- 1) Obliczenia dla pierwotnego stanu naprężeń *in-situ*,
- 2) Pograżenie ścianki szczelnej,
- 3) Głębienie wykopu przed ścianką – głębokość 4,2m podzielona na 4 etapy o wysokości 1,05m każdy,

Dla ścianki jednokrotnie kotwionej, zabezpieczającej wykop o głębokości 6m w modelu obliczeniowym założono następujące etapy:

- 1) Obliczenia dla pierwotnego stanu naprężeń *in-situ*,

- 2) Pogrążenie ścianki szczelnej,
- 3) Głębienie wykopu przed ścianką do poziomu platformy roboczej dla wiertnicy wykonującej kotwy - głębokość 3,0m podzielona na 2 etapy o wysokości 1,5m każdy,
- 4) Wykonanie i wstępne naprężenie kotwy gruntowej,
- 5) Głębienie wykopu przed ścianką do poziomu projektowanego dna wykopu:  $h_w=6,0m$  - głębokość 3,0m podzielona na 2 etapy o wysokości 1,5m każdy,

Przypadek ścianki szczelnej dwukrotnie kotwionej, stanowiącej ścianę oporową o wysokości odsłonięcia  $h_w=9,2m$ , zakłada w analizie obliczeniowej następujące etapowanie:

- 1) Obliczenia dla pierwotnego stanu naprężeń *in-situ*,
- 2) Pogrążenie ścianki szczelnej,
- 3) Głębienie wykopu przed ścianką do poziomu platformy roboczej dla wiertnicy wykonującej kotwy - głębokość 2,7m podzielona na 3 etapy o wysokości 0,9m każdy,
- 4) Wykonanie i wstępne naprężenie kotwy gruntowej pierwszego poziomu kotwienia ścianki – poziom  $-2,0m$ ,
- 5) Głębienie wykopu przed ścianką do poziomu platformy roboczej zaprojektowanej na głębokości 6,5m, dla wiertnicy wykonującej kotwy. Warstwa gruntu o miąższości 3,3m podzielona na 3 etapy wykopu o wysokości 1,1m każdy,
- 6) Wykonanie i wstępne naprężenie kotwy gruntowej drugiego poziomu kotwienia ścianki – poziom  $-6,0m$ ,
- 7) Głębienie wykopu przed ścianką do poziomu projektowanego dna wykopu:  $h_w=9,2m$  - głębokość 3,7m podzielona na 2 etapy o wysokości 1,35m każdy.

Analogiczne fazowanie obliczeń przyjęto w analizie konstrukcji ścianki szczelnej trzykrotnie kotwionej.

W przypadku analizy obliczeniowej MES, w programie Plaxis 3D, prowadzonej dla ścianki rozpieranej w dwóch poziomach, zabezpieczającej wykop dla wykonania przyczółka obiektu mostowego, przyjęto następujące etapy obliczeniowe:

- 1) Obliczenia dla pierwotnego stanu naprężeń *in-situ*,
- 2) Pogrążenie ścianki szczelnej,
- 3) Głębienie wykopu przed ścianką do poziomu platformy dla montażu pierwszego poziomu rozparcia ścianki - głębokość 1,75 m,
- 4) Montaż górnego poziomu rozparcia ścianki na poziomie 1,25 m,
- 5) Głębienie wykopu przed ścianką do poziomu platformy dla montażu drugiego poziomu rozparcia ścianki - głębokość 4,0 m,

- 6) Montaż dolnego poziomu rozparcia ścianki na poziomie  $-3,5$  m,
- 7) Głębienie wykopu przed ścianką do poziomu projektowanego dna wykopu:  $h_w=7,0$  m.

### 5.3. Podstawowe parametry geotechniczne gruntu przyjęte w obliczeniach.

Podstawą dla przyjęcia parametrów gruntu były, w każdym omawianym przypadku, badania geologiczne wykonane w rejonie ścianki szczelnej. W oparciu o udostępnione dokumentacje geotechniczne założono profil gruntowy – podział na grunty spoiste i niespoiste oraz opisano rodzaje gruntów. Priorytetowe znaczenie dla ustalenia parametrów geotechnicznych miała interpretacja wykonanych sondowań statycznych CPTU oraz badań laboratoryjnych – testów trójosiowych oraz edometrycznych. Dla określenia wartości parametrów wytrzymałościowych – efektywnego kąta tarcia wewnętrznego  $\phi'$ , oraz spójności  $c'$ , uzupełniająco dla interpretacji badań laboratoryjnych i testów polowych, korzystano z niemieckich zaleceń doświadczalnych zawartych w literaturze (*wytyczne niemieckie - EAB, 2008 – Tablica 5.4., 5.5*).

*Tablica 5.4. Wartości doświadczalne efektywnych wartości kąta tarcia wewnętrznego dla gruntów niespoistych (EAB, 2008)*

| <b>Kąt tarcia wewnętrznego</b> |                     |                                   |
|--------------------------------|---------------------|-----------------------------------|
| Rodzaj gruntu                  | Zagęszczenie        | Kąt tarcia wewn.<br>$\phi'_k$ [°] |
| Żwir, piasek                   | luźny               | 30,0 – 32,5                       |
|                                | średnio zagęszczony | 32,5 – 37,5                       |
|                                | zagęszczony         | 35,0 – 40,0                       |

Tablica 5.5. Wartości doświadczalne efektywnych wartości kąta tarcia wewnętrznego i spójności oraz wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu dla gruntów spoistych (EAB, 2008)

| Rodzaj gruntu  | Konsystencja                   | Parametry wytrzymałościowe gruntu |                                |  |
|--|--------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------|--|
|  |                                | Kąt tarcia wewnętrznego           | Spójność                       | Wytrzymałość na ścinanie w warunkach bez odpływu |
|  |                                | $\varphi'_k$<br>[°]               | $c'_k$<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | $c_{u,k}$<br>[kN/m <sup>2</sup> ]                |
| <b>Pyły</b>  |                                |                                   |                                |  |
| Mało plastyczne pyły<br>( $W_L < 35\%$ )                 | plastyczna                     | 27.5-32.5                         | 0                              | 5-60   |
|  | twardoplastyczna<br>zwarta     |                                   | 2-5<br>5-10                    | 20-150<br>50-300                                 |
| Średnio plastyczne pyły<br>( $35\% \leq W_L \leq 50\%$ ) | plastyczna                     | 22.5-30.0                         | 0                              | 5-60   |
|  | twardoplastyczna<br>zwarta     |                                   | 5-10<br>10-15                  | 20-150<br>50-300                                 |
| <b>Iły</b>   |                                |                                   |                                |  |
| Mało plastyczne iły<br>( $W_L < 35\%$ )                  | plastyczna                     | 22.5-30.0                         | 0                              | 5-60   |
|  | twardoplastyczna<br>zwarta     |                                   | 5-10<br>10-15                  | 20-150<br>50-300                                 |
| Średnio plastyczne iły<br>( $35\% \leq W_L \leq 50\%$ )  | plastyczna                     | 17.5-27.5                         | 5-10                           | 5-60   |
|  | twardoplastyczna<br>zwarta     |                                   | 10-15<br>15-20                 | 20-150<br>50-300                                 |
| Bardzo plastyczne iły<br>( $W_L > 50\%$ )                | plastyczna                     | 15.0-25.0                         | 5-15                           | 5-60   |
|  | twardoplastyczna<br>zwarta     |                                   | 15-20<br>15-25                 | 20-150<br>50-300                                 |
| <b>Grunty organiczne</b>                                 |                                |                                   |                                |  |
| Pyły próchniczne   | miękkoplastyczna               | 17.5-22.5                         | 0                              | 2-20   |
| Iły próchniczne  | plastyczna<br>twardoplastyczna |                                   | 2-5<br>5-10                    | 5-60<br>20-150                                   |

### 5.3.1. Wyznaczanie parametrów modeli HSs i HS-Brick na bazie testów laboratoryjnych oraz polowych (Truty A., 2020), (Obrzud i in., 2020), (Truty A., 2024)

Dla modeli HSs i HS-Brick podstawowe parametry obejmują charakterystyki opisujące sztywność gruntu. Zaliczyć możemy do nich:

- referencyjny moduł Younga:  $E_{ur}^{ref}$ ,
- liczbę Poissona:  $\nu$ ,
- współczynnik potęgowy dla praw barotropii:  $m$ ,

- sieczny moduł Younga:  $E_{50}^{ref}$ , którego wartość odpowiada poziomowi naprężenia dewiatorowego równemu:  $q \approx q_f / 2$ ,
- referencyjny moduł Younga dla bardzo małych odkształceń:  $E_0^{ref}$ ,
- wartość odkształcenia dewiatorowego:  $\gamma_{0.7}$ ,
- współczynnik parcia spoczynkowego dla gruntu normalnie skonsolidowanego:  $K_0^{NC}$ ,
- styczny moduł edometryczny na linii konsolidacji pierwotnej:  $E_{oed}$ .

Kolejną grupę parametrów modeli HS stanowią efektywne parametry wytrzymałościowe.

Zaliczamy do nich:

- kąt tarcia wewnętrznego:  $\phi'$ ,
- spójność:  $c'$ ,
- kąt dylatacji:  $\psi$ .

Ostatnim parametrem modeli HS jest założona wartość współczynnika prekonsolidacji  $OCR$  lub tzw. ciśnienie nadkładu  $q^{POP}$ . W celu ich oceny zalecane jest korzystanie z testów polowych, takich jak CPTU i DMT. Parametry te mają istotne znaczenie dla prawidłowego ustalenia początkowych warunków stanu naprężeń efektywnych, których wartość bazuje na oszacowanych wartościach  $OCR$  lub  $q^{POP}$ .

Szczegółowe procedury bezpośredniej identyfikacji poszczególnych parametrów modeli z rodziny HS, na podstawie testów trójosiowego ściskania typu CID (z drenażem), zostały opisane w raporcie (*Obrzud i in., 2020*).

Identyfikacja wartości efektywnego kąta tarcia wewnętrznego  $\phi'$  i spójności efektywnej  $c'$  opiera się na klasycznej mechanice gruntów. Przykład wyznaczania parametrów  $\phi'$  i  $c'$  w teście trójosiowym z drenażem, wykonanym na potrzeby analizy ścianki zabezpieczającej wykop dla fundamentu przyczółka wiaduktu w Gliwicach, przedstawiono na rysunku (Rys. 5.4). Należy jednak podkreślić, że w zależności od analizowanego problemu, wartość spójności  $c'$  powinna być w obliczeniach MES, z wykorzystaniem modeli HS ograniczona do maksymalnie 5-10 kPa, pomimo, że wyniki badań mogą wykazywać wyższe wartości (*Truty A., 2024*).

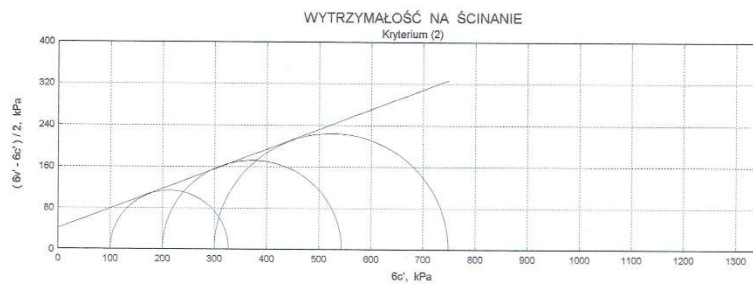




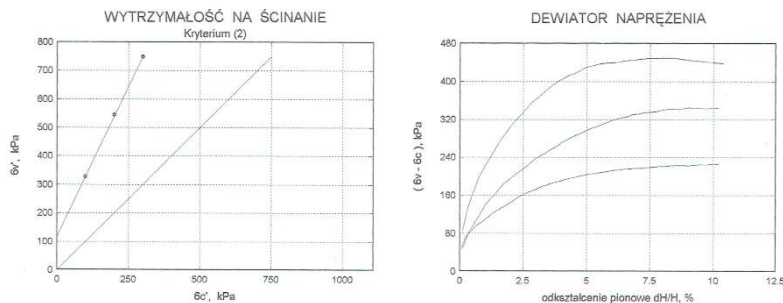
### Badanie w aparacie trójosiowego ściskania

|  |   |
|--|---|
| Temat<br>Miejsce pobrania próbki<br>Parametry próbki<br>Parametry ścicia | Badanie kąta tarcia wewn. i spójności w apar. trójosiowym<br>Dno wykopu<br>Konsolidacja: 100,200,300 kPa<br>Ścicie powolne z drenażem (CID) |
|--|---|

| PARAMETRY WYTRZYMAŁOŚCIOWE |             |            |            |  |            |
|----------------------------|-------------|------------|------------|--|------------|
| Kryterium ścicia           |             | (1)        |            | (2)                                    |            |
|                            |             | ε = %      |            | (σ <sub>v</sub> - σ <sub>c</sub> )=max |            |
| Napężenia                  |             | całkowite  | efektywne  | całkowite                              | efektywne  |
| C [kPa]                    |             | 43.3 ± 5.6 | 43.3 ± 5.6 | 40.6 ± 3.4                             | 40.6 ± 3.4 |
| φ [°]                      |             | 20.3 ± 0.8 | 20.3 ± 0.8 | 20.9 ± 0.5                             | 20.9 ± 0.5 |
| σ <sub>c</sub> [kPa]       | Kr. śc. [%] | Cu [kPa]   | U [kPa]    | Cu [kPa]                               | U [kPa]    |
| 100                        | 10.0        | 113.5      | 0.0        | 113.5                                  | 0.0        |
| 200                        | 10.0        | 172.1      | 0.0        | 172.5                                  | 0.0        |
| 300                        | 10.2        | 219.7      | 0.0        | 224.7                                  | 0.0        |



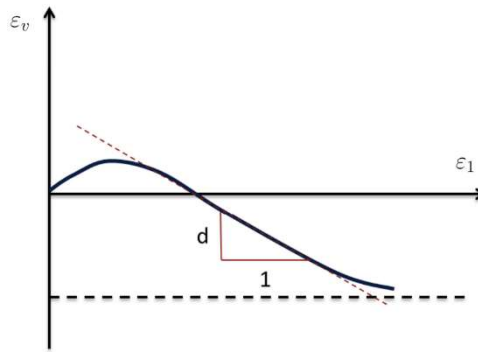
Plik: Badanie w aparacie trójosiowego ściskania\_zyrek\_dno\_wykopu.TTX 07.12.2011 11:13 s.1



*Rys.5.4. Wyniki badań testu trójosiowego wykonanego dla potrzeb analizy porównawczej przemieszczeń ścianki zabezpieczającej wykop dla przyczółka wiaduktu drogowego w Gliwicach*

Kąt dylatacji  $\psi$  w teście trójosiowym z drenażem określany jest na podstawie zależności odkształcenia objętościowego  $\varepsilon_v$  ( $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$ ) oraz osiowego  $\varepsilon_1$ . Zależność tą oraz sposób wyznaczania kąta dylatacji przedstawiono na poniższym wykresie (Rys.5.5) oraz we wzorze (5.10) (Obrzud i in., 2020).

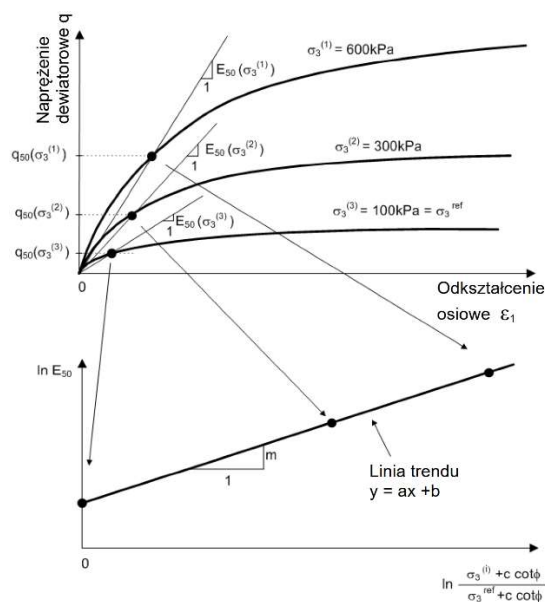
$$\psi = -\arcsin\left(\frac{d}{2-d}\right) = \arcsin\left(\frac{|d|}{2+|d|}\right) \quad (5.10)$$



Rys. 5.5. Określenie kąta dylatacji w teście trójosiowym z drenażem (Obrzud i in., 2020)

Testy trójosiowe dla określenia parametrów modeli HS należy przeprowadzać przy naprężeniach konsolidujących  $\sigma_3$  wyraźnie mniejszych od ciśnienia prekonsolidacji oraz po wykonaniu jednego cyklu obciążenia-odciążenia. Pozwala to na określenie wartości referencyjnych modułów  $E_0^{ref}$  oraz  $E_{ur}^{ref}$  na podstawie krzywej określonej w relacji  $\varepsilon_1 - q$ , którą przedstawiono w rozdziale 3 (Rys. 3.15). Jest to istotne, ponieważ wartości modułów  $E_0^{ref}$  i  $E_{ur}^{ref}$  mają decydujący wpływ na deformacje w kontekście współpracy konstrukcji z podłożem.

Przeprowadzenie cykli obciążenia-odciążenia w teście trójosiowym ma znaczenie dla identyfikacji wielkości modułu siecznego  $E_{50}^{ref}$  dla danej wartości naprężenia referencyjnego  $\sigma_3$ . Mając ustalone wartości parametrów wytrzymałościowych  $\phi'$  i  $c'$  oraz modułów  $E_{50}^{ref}$  możemy zgodnie z przedstawioną na wykresie (Rys.5.6) zasadą ustalić wartość parametru współczynnika potęgowego  $m$ .

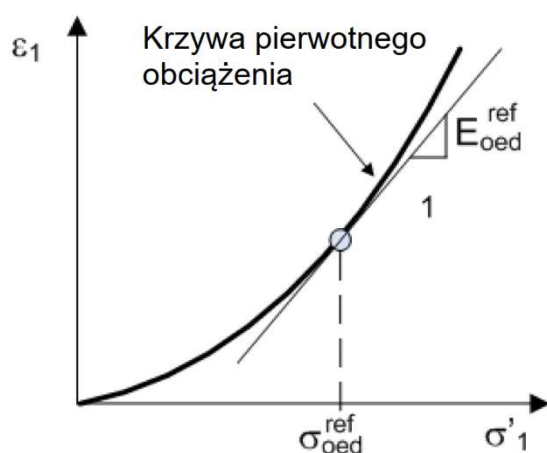


Rys.5.6. Wyznaczenie parametru „m” określającego zależność sztywności od naprężenia, na podstawie trzech krzywych uzyskanych z testów trójosiowych z drenażem (Obrzud i in., 2020)

Algorytm wyznaczania parametru  $m$  przedstawiony na powyższym rysunku (Rys. 5.6) jest następujący:

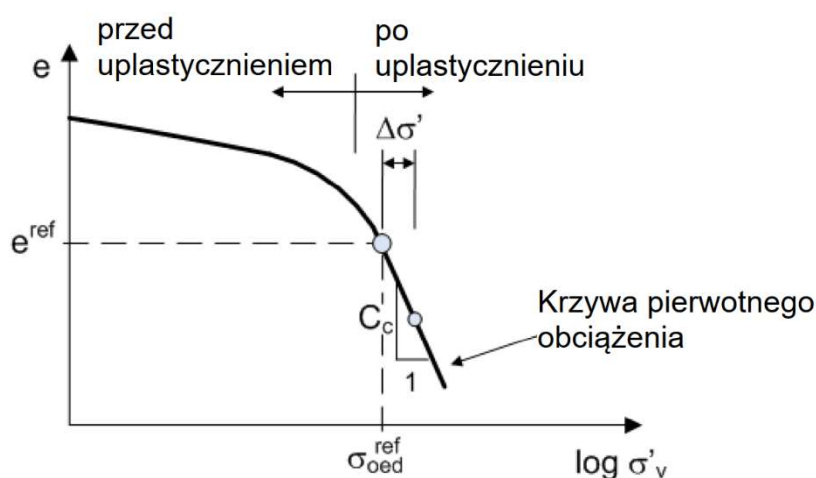
1. Znajdź trzy wartości modułu  $E_{50}^{(i)}$  dla odpowiadających wartości  $\sigma_3^{(i)}$ .
2. Wyznacz linię trendu  $y = ax + b$  przez przypisanie zmiennych:
  - $y$  jako  $\ln E_{50}^{(i)}$ ,
  - $x$  jako  $\ln \left( \frac{\sigma^{(i)} + c \cdot \cot \phi}{\sigma_{ref} + c \cdot \cot \phi} \right)$ , przyjmując wartość  $\sigma_{ref}$  (zazwyczaj przyjmuje się  $\sigma_{ref} = 100 \text{ kPa}$ ).
3. Tak wyznaczone nachylenie linii trendu  $a$  jest poszukiwanym parametrem  $m$ .

Wartość modułu edometrycznego  $E_{oed}^{ref}$  dla określonej wartości  $\sigma_{oed}^{ref}$  można w bezpośredni sposób wyznaczyć z badania edometrycznego (Rys. 5.7).



Rys. 5.7. Wyznaczenie wartości modułu  $E_{oed}^{ref}$  w badaniu edometrycznym (Obrzud i in., 2020)

Alternatywnie na podstawie badania wykonanego w edometrze można wyznaczyć wskaźnik ścisłości  $C_c$  (Rys. 5.8).



Rys. 5.8. Określenie wskaźnika ścisłości  $C_c$  na podstawie wyników uzyskanych z testu edometrycznego (Obrzud i in., 2020)

Znając wartość wskaźnika  $C_c$  możemy wyznaczyć wartość  $E_{oed}$  dla dowolnej wartości naprężenia pionowego  $\sigma_v$ , korzystając z formuły:

$$E_{oed} = \frac{2.3(1+e_0)}{C_c} \sigma_v, \quad (5.11)$$

gdzie:  $e_0$  – wartość początkowa wskaźnika porowatości.

Badanie edometryczne daje możliwość ustalenia również współczynnika prekonsolidacji  $OCR$ , który definiowany jest wzorem (5.12):

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}}, \quad (5.12)$$

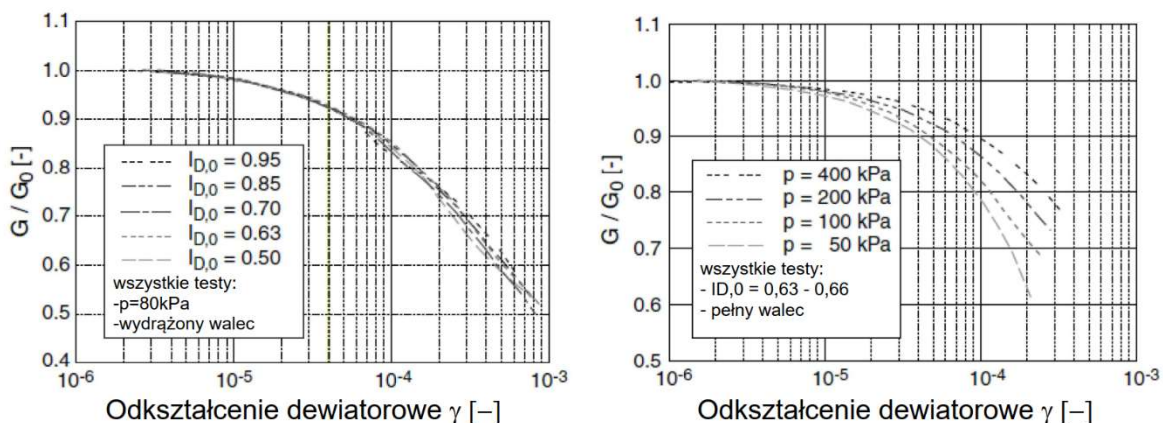
gdzie:  $\sigma'_c$  - naprężenie efektywne prekonsolidacji,

$\sigma'_{v0}$  - pierwotne naprężenie efektywne (*in situ*).

Dla określenia wartości naprężenia prekonsolidacji na podstawie testu edometrycznego najczęściej stosowane są metody (Obrzud i in., 2020):

- empiryczna, graficzna metoda Casagrande'a,
- graficzna metoda zaproponowana przez Pacheco – Silva,
- metoda polegająca na przyjęciu wartości  $\sigma'_c$  jako naprężenia pionowego odpowiadającego punktowi przecięcia linii pierwotnego i wtórnego ściskania.

Parametr  $\gamma_{0.7}$  stanowi wartość odkształcenia dewiatorowego dla małych odkształceń, przy którym wartość siecznego modułu ścinania  $G_s$  zostaje zredukowana do wartości równej  $0.722G_0^{ref}$ . Ustalenie wartości parametru  $\gamma_{0.7}$  w warunkach laboratoryjnych wymaga użycia zaawansowanych i drogich technik, dlatego też sugerowane jest jej oszacowanie za pomocą krzywych eksperymentalnych (Rys. 5.9). Dla gruntów niespoistych wartość  $\gamma_{0.7}$  zależy głównie od średniego naprężenia efektywnego  $p'$ , ale też od stopnia zagęszczenia  $I_D$ .



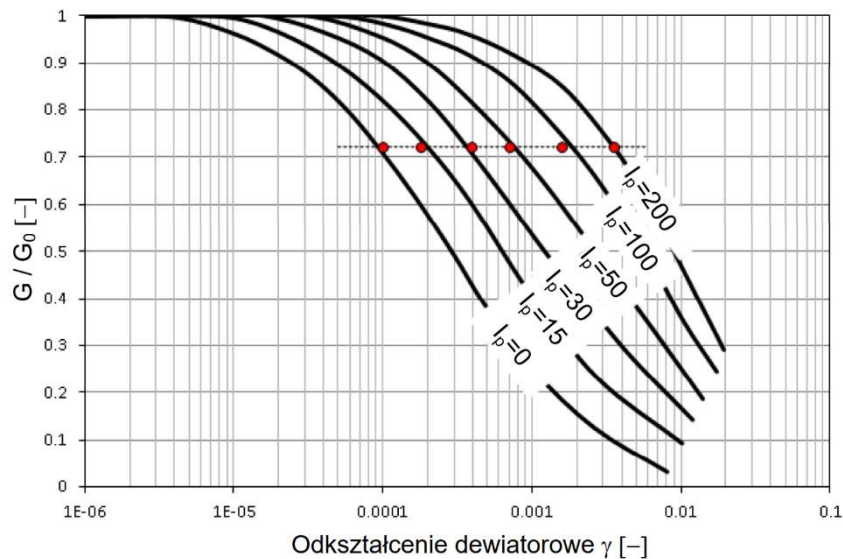
Rys. 5.9. Wpływ stopnia zagęszczenia  $I_D$  oraz naprężenia efektywnego  $p'$  na wartość odkształcenia  $\gamma_{0.7}$  w gruntach niespoistych (Obrzud i in., 2020)

Natomiast w gruntach spoistych główne znaczenie dla określenia wartości  $\gamma_{0.7}$  ma wskaźnik plastyczności  $I_p$  (Rys. 5.10). Poziom naprężenia efektywnego  $p'$  i współczynnik prekonsolidacji  $OCR$  mogą również mieć wpływ na zwiększenie wartości  $\gamma_{0.7}$ . Wartości  $\gamma_{0.7}$  mogą być w gruntach spoistych aproksymowane na podstawie eksperymentalnych korelacji (Obrzud i in., 2020):

$$\gamma_{0.7} = \gamma_{0.7}^{ref} + 5 \cdot 10^{-6} I_p, \quad \text{dla } I_p < 15, \quad (5.13)$$

$$\gamma_{0.7} = 10^{1.15 \log(I_p) - 5.1}, \quad \text{dla } I_p \geq 15.$$

Porównanie wartości  $\gamma_{0.7}$  wyznaczonych na podstawie powyższych wzorów korelacyjnych z danymi eksperymentalnymi dla gruntów spoistych przedstawia poniższy wykres (Rys. 5.10).



Rys. 5.10. Porównanie wartości  $\gamma_{0.7}$  wyznaczonych na podstawie wzorów (5.13) z danymi eksperymentalnymi uzyskanymi dla gruntów spoistych

W sytuacji, gdy brak jest wyników badań trójosiowych, do oszacowania wartości parametrów modeli HS i HS-Brick, można wykorzystać uśrednione wyniki sondowań CPT, CPTU, SCPTU, DMT lub SDMT.

Testy sondowań umożliwiają ciągle określanie charakterystyk mechanicznych w analizowanych profilach podłoża gruntowego. Ze względu na dużą częstotliwość pomiarów w trakcie penetracji, przykładowo sondy CPT lub CPTU, rozkłady oporu stożka  $q_c$ , oporu pobocznicy  $f_s$  oraz ciśnienia porowego  $u_2$  wykazują znaczne oscylacje, które wynikają z niejednorodności badanych warstw podłoża. Zazwyczaj po wykonaniu interpretacji układu warstw geotechnicznych w podłożu na podstawie standardowych otworów wierconych i sondowań, zmierzone wartości są uśredniane. Następnie, na podstawie znanych z literatury

formuł, wartości te poddawane są korelacjom dla oszacowania wybranych parametrów geotechnicznych (Robertson i in., 1983), (Młynarek i in., 1997). W niniejszej pracy wykorzystano dostępne w literaturze formuły do określania wartości parametrów geotechnicznych na podstawie wyników sondowań CPT i CPTU.

W teście CPTU (ang. Cone Penetration Test) mierzone są wielkości (Robertson i in., 1983):

$$1) \text{ Opór stożka: } q_c = Q_c/A_c, \quad (5.14)$$

gdzie:  $Q_c$  – siła działająca na stożek,

$A_c$  – rzutowana powierzchnia stożka,

$$2) \text{ Opór tulei ciernej: } f_s = F_s/A_s, \quad (5.15)$$

gdzie:  $F_s$  – siła tarcia działająca na tuleję cierną,

$A_s$  – powierzchnia tulei ciernej,

$$3) \text{ Ciśnienie wody w porach: } u_2 \text{ – mierzona wartość stanowi sumę ciśnienie wody w porach mierzona } in-situ \text{ oraz nadwyżkę jaka powstaje przy penetracji stożka.}$$

W pierwszym kroku interpretacji wyników sondowań i późniejszej kalibracji parametrów wyznacza się:

- rozkład naprężeń całkowitych:  $\sigma_{vo}(z)$ ,
- rozkład ciśnień wody w porach:  $p_o(z)$ ,
- rozkład pionowych naprężeń efektywnych:  $\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - p_o(z)$  (5.16)

Następnie, na podstawie dostępnych wzorów (Robertson i in., 2022) obliczane są następujące wielkości:

$$\bullet \text{ skorygowany opór stożka: } q_t = q_c + u_2(1 - a), \quad (a = 0.7 \div 0.85), \quad (5.17)$$

$$\bullet \text{ współczynnik tarcia: } R_f = \frac{f_s}{q_t} \cdot 100\%, \quad (5.18)$$

- opór stożka w postaci bezwymiarowej uwzględniający naprężenia pionowe *in-situ*:

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}, \quad (5.19)$$

- opór stożka w postaci bezwymiarowej uwzględniający naprężenia pionowe *in-situ* oraz potęgowy wzrost sztywności wraz ze wzrostem naprężeń efektywnych:

$$Q_{tn} = \left( \frac{q_t - \sigma_{vo}}{p_a} \right) \left( \frac{p_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n, \quad (5.20)$$

gdzie:  $p_a$  – referencyjne ciśnienie, przyjmuje się:  $p_a = 100\text{kPa}$ ,

- znormalizowany współczynnik ciśnienia wody w porach:

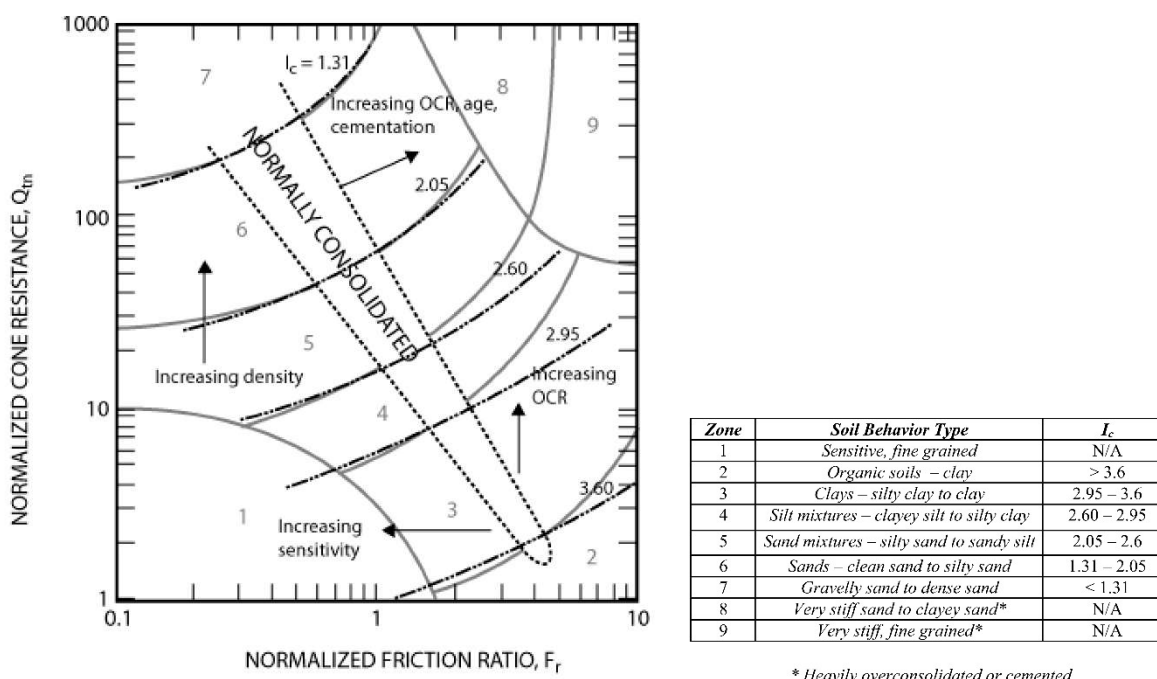
$$B_q = \frac{u_2 - u_o}{q_t - \sigma_{vo}}, \quad (5.21)$$

- znormalizowany opór na poboczniczy:

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} 100\%. \quad (5.22)$$

Na podstawie kilku wykonanych w niedalekiej odległości od siebie sondowań możemy w profilu gruntowym wyodrębnić warstwy geologiczne. Na podstawie wskaźnika klasy gruntu  $I_c$  (5.23) sprawdzamy, czy badany grunt należy do tej samej warstwy gruntu. W tym celu wykorzystywany jest diagram klasyfikacyjny Robertsona (Rys. 5.11) (Robertson i in., 1990).

$$I_c = ((3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2)^{0.5} \quad (5.23)$$



(Rys. 5.11) Diagram klasyfikacyjny Robertsona pozwalający na określenie rodzaju gruntu na podstawie profilu sondowania CPTU (Robertson i in., 1990)

Szacowanie efektywnych parametrów wytrzymałościowych dla gruntów gruboziarnistych na podstawie sondowań CPT jest możliwe przy użyciu formuły korelacyjnej (Robertson i in., 2022):

$$\tan\phi' = \frac{1}{2.68} \left( \log \left( \frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) + 0.29 \right). \quad (5.24)$$

Formuła ta, opracowana na podstawie testów w komorze kalibracyjnej, dotyczy piasków umiarkowanie ściśliwych i niescementowanych. Dla czystego, niescementowanego piasku kwarcowego o ziarnach obtoczonych można zastosować formułę opartą na danych z testów połowych (Kulhawy i in., 1990):

$$\phi' = 17.6 + 11 \log Q_{tn}. \quad (5.25)$$

W uproszczonym podejściu dla normalnie skonsolidowanych lub lekko prekonsolidowanych gruntów drobnoziarnistych, można zastosować formułę (Mayne, 2007):

$$\phi' = 29.5^{\circ} \cdot B_q^{0.121} \cdot (0.256 + 0.336B_q + \log Q_t). \quad (5.26)$$

Formuły tej nie należy używać w innych przypadkach, ponieważ zasadniczą rolę odgrywa w niej bezwymiarowy współczynnik ciśnienia porowego  $B_q$ , zależny od ciśnienia wody w porach  $u_2$ , którego pomiar zazwyczaj cechuje się dużą niepewnością.

Dla gruntów gruboziarnistych, sondowanie CPT pozwala oszacować kąt dylatacji  $\psi$ , który jest związany z parametrem stanu  $\Psi$  ( $\Psi < 0$ ). Zależność tę opisuje następujący wzór:

$$\psi = -48\Psi, \quad (5.27)$$

gdzie:  $\Psi$  – parametr stanu, definiowany jako różnica między występującym współczynnikiem porowatości a współczynnikiem porowatości w stanie krytycznym. W oparciu o koncepcję stanu krytycznego, Jefferies i Been (Jefferies i in., 2006) przedstawili szczegółowy opis oceny stanu gruntu na podstawie wyników sondowania CPT. Uproszczoną relację dla czystego piasku pomiędzy parametrem stanu  $\Psi$  a znormalizowaną wartością oporu stożka  $Q_{m,cs}$  opisuje wzór (Robertson i in., 2022):

$$\Psi = 0.56 - 0.33 \cdot \log Q_{tn,cs}. \quad (5.28)$$

Zaletą sondowania CPTU jest możliwość uzyskania dla gruntów drobnoziarnistych stosunkowo dobrego oszacowania współczynnika OCR, charakteryzującego historię stanu naprężenia. W tym przypadku można zastosować dwie formuły. Pierwsza z nich (Robertson i in., 2022):

$$OCR = 0.25 \cdot Q_t^{1.25}. \quad (5.29)$$

Drugą dostępną formułą dla oszacowania współczynnika OCR opisuje wzór (Kulhawy i in., 1990):

$$OCR = 0.2 \div 0.5 \cdot Q_t, \quad (\text{dla } Q_t < 20), \quad (5.30)$$

Wartość współczynnika  $K_o$  można oszacować przy pomocy formuły (Kulhawy i in., 1990):

$$K_o^{insitu} = K_o^{NC} OCR^{\sin\phi'}, \quad (K_o^{insitu} < K_p), \quad (5.31)$$

$$\text{gdzie: } K_o^{NC} \approx 1 - \sin\phi', \quad (5.32)$$

$$K_p - \text{współczynnik parcia biernego } K_p = \frac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'}.$$

Mając oszacowaną wartość współczynnika  $K_o$  możemy wyznaczyć rozkład poziomych naprężeń efektywnych:

$$\sigma'_{ho} = K_o^{insitu} \sigma'_{vo}(z). \quad (5.33)$$



W modelach HS istotne jest określenie wartości modułów opisujących sztywność gruntu:  $E_0^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$  oraz  $E_{50}^{ref}$ . Na podstawie wyników sondowania CPTU, korzystając z dostępnych formuł empirycznych (Robertson i in., 2022), można oszacować wartość modułu ścinania  $G_o$ , by później ze wzoru (5.34) określić wartość modułu  $E_o$ .

$$E_o = 2(1 + \nu)G_o, \quad (5.34)$$

gdzie:  $\nu$  – współczynnik Poisson’a, przyjmujący wartość od 0.1 do 0.3 dla większości gruntów.

Wartość modułu ścinania  $G_o$  możemy wyznaczyć ze wzoru:

$$G_o = \rho \cdot V_s^2, \quad (5.35)$$

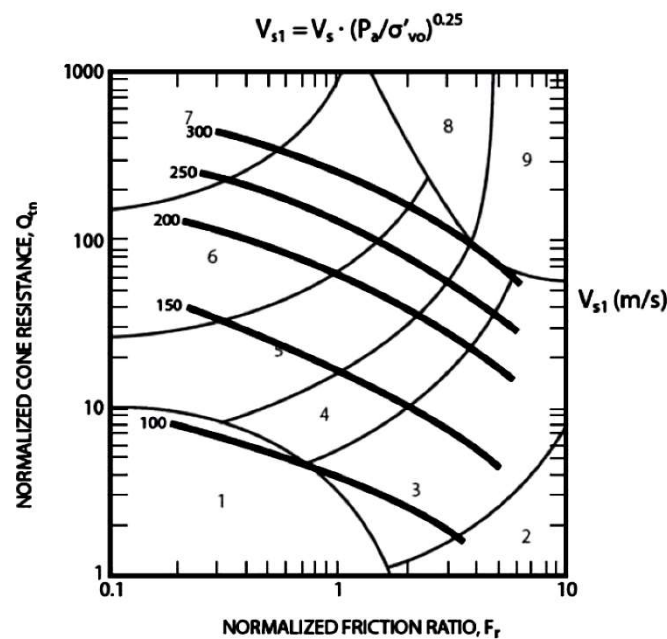
gdzie:  $\rho$  – gęstość gruntu,

$V_s$  – prędkość fali ścinania, którą możemy otrzymać z pomiaru wykonywanego podczas sondowania SCPTU (seismic) lub ze wzoru korelacyjnego (Robertson i in., 2022):

$$V_s = [\alpha_{vs}(q_t - \sigma_v)/p_a]^{0.5}, \quad (5.36)$$

gdzie:  $\alpha_{vs} = 10^{(0.55I_c + 1.68)}$  – współczynnik prędkości fali ścinającej.

Prędkość fali ścinania jest wielkością, której wartość jest wrażliwa na wiek i cementację gruntu. Starsze osady i grunty scementowane charakteryzuje wyższa wartość  $V_s$  niż młodsze osady i grunty niescementowane. Na podstawie licznych wykonanych testów SCPT został sporządzony diagram (Rys. 5.12) (Robertson i in., 2022) przedstawiający zależność między znormalizowanymi wielkościami  $Q_{tn}$  i  $F_r$ , a znormalizowaną wartością prędkości fali ścinającej  $V_{s1}$  dla niescementowanych gruntów holoceni i plejstoceni.



Rys. 5.12. Oszacowanie znormalizowanej prędkości fali ścinającej  $V_{s1}$  na podstawie sondowania dla niescementowanych gruntów holoceni i plejstoceni (Robertson i in., 2022)

Wartości modułu  $E_o$  zmieniają się z głębokością, więc mając określony stan naprężeń *in-situ* można obliczyć wartość modułu referencyjnego (Truty, 2020). Zależnie od przyjętej funkcji barotropii  $\sigma_3$  lub  $p$ , gdzie:

$$\sigma'_3 = \min(\sigma'_{vo}; \sigma'_{ho}), \quad (5.37)$$

$$p' = \frac{\sigma'_{vo} + 2\sigma'_{ho}}{3}, \quad (5.38)$$

wartość modułu referencyjnego  $E_o^{ref}$  można wyznaczyć z zależności:

- dla barotropii typu  $\sigma_3$ :

$$E_o = E_o^{ref} \left( \frac{\sigma'_3 + c \operatorname{ctg} \phi}{\sigma^{ref} + c \operatorname{ctg} \phi} \right)^m, \quad (5.39)$$

- dla barotropii typu  $p$ :

$$E_o = E_o^{ref} \left( \frac{p'}{\sigma^{ref}} \right)^m. \quad (5.40)$$

Dane uzyskiwane z sondowań CPT mogą być wykorzystane do oszacowania modułu Younga  $E$  w gruncie. Należy jednak brać pod uwagę fakt, że korelacje między  $q_c$  a modułem  $E$  są wrażliwe na historię naprężeń i odkształceń, starzenie, skład mineralny i mikrostrukturę gruntu. Moduł Younga  $E$  możemy szacować wg poniższej formuły (Robertson *in in.*, 2022):

$$E' = \alpha_E \cdot (q_t - \sigma_{vo}), \quad (5.41)$$

gdzie:  $\alpha_E$  – współczynnik dla estymacji modułu Younga

$$\alpha_E = 0.015 [10^{(0.55I_c + 1.68)}]. \quad (5.42)$$

Wartości modułów  $E_o^{ref}$  oraz  $E_{50}^{ref}$  można szacować na podstawie zależności (Truty, 2020):

$$\frac{E_o^{ref}}{E_{50}^{ref}} = 9 \div 30. \quad (5.43)$$

Niższa wartość odnosi się do gruntów gruboziarnistych zagęszczonych lub drobnoziarnistych prekonsolidowanych w stanie zwartym, natomiast wyższa dotyczy gruntów gruboziarnistych słabo zagęszczonych lub drobnoziarnistych w stanie plastycznym. Należy jednak pamiętać, że formuła ta stanowi jedynie wstępne, jakościowe przybliżenie. Bardziej dokładną metodą sprawdzenia tych zależności są opisane wyżej badania trójosiowe.

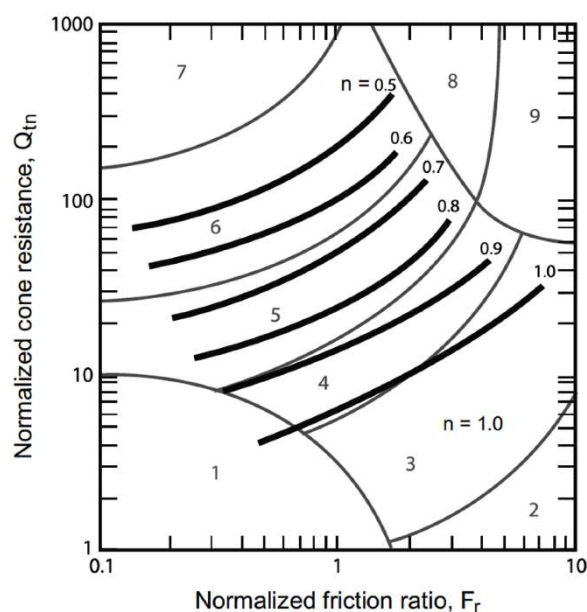
W ustaleniu wartości modułów sztywności  $E_{ur}^{ref}$  oraz  $E_{50}^{ref}$ , gdy nie ma możliwości bezpośredniego ich wyznaczenia w oparciu o wyniki badań trójosiowych, mogą być pomocne wzajemne relacje między ich wartościami, potwierdzone licznymi badaniami (Obrzud *in in.*, 2020):

$$\frac{E_{ur}^{ref}}{E_{50}^{ref}} = 2 \div 6. \quad (5.44)$$

W gruntach niespoistych luźnych należy przyjmować wartości wyższe z powyższego zakresu 3,0 do 6,0, natomiast dla gruntów zagęszczonych bardziej właściwe będą wartości niższe (2 do 4).

W oparciu o wyniki sondowań CPTU oraz na podstawie wzoru korelacyjnego (5.45) możemy wyznaczyć wartość współczynnika potęgowego  $m$  (Robertson, 2009):

$$m = n = 0.381 \cdot I_c + 0.05(\sigma'_{vo}/p_a) - 0.15 . \quad (5.45)$$



Rys. 5.13. Nomogram Robertsona dla określenia wartości współczynnika potęgowego  $n$  w oparciu o wyznaczone na podstawie testu CPT wartości  $Q_{tn}$  oraz  $F_r$

Współczynnik potęgowy  $m$  mieści się w zakresie 0.3 do 1.0. W modelach z rodziny *HS* powinien być ograniczony do wartości 0.95. Na podstawie licznych badań wartości współczynnika  $m$  przedstawiają poniższe tabele (Obrzud i in., 2020). Dla gruntów niespoistych typowe wartości współczynnika  $m$  mieszczą się w zakresie 0.4 ÷ 0.6 (Tab. 5.6 i 5.7), natomiast dla gruntów spoistych jest to zakres 0.5 ÷ 0.9 (Tab. 5.7) (Obrzud i in., 2020):

Tablica 5.6.

Typowe wartości współczynnika  $m$  dla gruntów spoistych

| Rodzaj gruntu                    | $m$ [-]    |
|----------------------------------|------------|
| Pył: mało plastyczny             | 0,4 ÷ 0,6  |
| Pył: średnio i bardzo plastyczny | 0,7 ÷ 0,9  |
| Ił: mało plastyczny              | 0,9 ÷ 1,0  |
| Ił: średnio plastyczny           | 0,95 ÷ 1,0 |
| Ił: bardzo plastyczny            | 1,0        |
| Pył lub ił: organiczny           | 0,85 ÷ 1,0 |
| Torf                             | 1,0        |
| Muł                              | 0,9 ÷ 1,0  |

Tablica 5.7.

Typowe wartości współczynnika  $m$  dla piasków i żwirów z domieszkami spoistymi

| Rodzaj gruntu  | $m [-]$    |
|--|------------|
| Żwir: słabo uziarniony (jednorodny)                      | 0,4 ÷ 0,6  |
| Żwir: piaszczysty, dobrze uziarniony                     | 0,5 ÷ 0,7  |
| Żwir: pylasty lub ilasty, dobrze uziarniony, niekruszony | 0,5 ÷ 0,7  |
| Mieszanka żwiru, piasku i ilitu, kruszona                | 0,7 ÷ 0,9  |
| Piasek: drobny, jednorodny                               | 0,6 ÷ 0,75 |
| Piasek: gruboziarnisty, jednorodny                       | 0,55 ÷ 0,7 |
| Piasek: dobrze uziarniony i żwirowy piasek               | 0,55 ÷ 0,7 |
| Piasek: z drobnoziarnistymi domieszkami, niekruszony     | 0,65 ÷ 0,8 |
| Piasek: z drobnoziarnistymi domieszkami, kruszony        | 0,75 ÷ 0,9 |

Tablica 5.8.

Typowe wartości współczynnika  $m$  dla piasków i żwirów

| Badany grunt                                 | $m [-]$   | Źródło                               |
|--|-----------|--------------------------------------|
| Piasek wapienny (Kenia)                      | 0,45-0,52 | Fioravante (2000)                    |
| Piasek wapienny (Quion)                      | 0,62      | Lo presti et al. (1993)              |
| Piasek (Ottawa)                              | 0,5       | Hardin and Richart Jr (1963)         |
| Piasek (SLB, słabo obtoczony)                | 0,44-0,53 | Hogue and Tatsuoka (2004)            |
| Piasek (Toyoura, słabo ostrokrawędzisty)     | 0,41-0,51 | Hogue and Tatsuoka (2004)            |
| Piasek (Toyoura, słabo ostrokrawędzisty)     | 0,50-0,57 | Chaudary et al. (2004)               |
| Piasek (Toyoura, słabo ostrokrawędzisty)     | 0,45      | Lo Presti et al. (1993)              |
| Piasek (Ticino, słabo ostrokrawędzisty)      | 0,44-0,53 | Hogue and Tatsuoka (2004)            |
| Piasek (Ticino, słabo ostrokrawędzisty)      | 0,43      | Lo Presti and Jamiolkowski (1998)    |
| Piasek (Ticino, słabo ostrokrawędzisty)      | 0,43-0,48 | Fioravante (2000)                    |
| Piasek (H.River, słabo ostrokrawędzisty)     | 0,5-0,52  | Kuwano and Jardine (2002)            |
| Piasek krzemionkowy (słabo ostrokrawędzisty) | 0,5       | Kallioglou et al. (2003)             |
| Piasek (Hostun, ostrokrawędzisty)            | 0,47      | Hogue and Tatsuoka (2000)            |
| Piasek krzemionkowy (ostrokrawędzisty)       | 0,5       | Kallioglou et al. (2003)             |
| Piasek krzemionkowy                          | 0,42      | Witchmann and Triantafyllidis (2004) |
| Żwir (Hime, słabo obtoczony)                 | 0,45-0,51 | Chaudary et al. (2004)               |
| Żwir (Chiba, słabo obtoczony)                | 0,5       | Modoni et al. (1999)                 |

## **6. Analiza porównawcza wyników obliczeń z badaniami**

Niniejszy rozdział zawiera porównanie wyników analiz obliczeniowych przemieszczeń ścianek szczelnych, dla których założenia omówiono w rozdziale piątym, z wynikami badań - pomiarów prowadzonych na poletkach badawczych, scharakteryzowanych w czwartym rozdziale pracy.

Wyniki obliczeń przedstawiono w kolejności zgodnej z przyjętą numeracją poletek badawczych. Analizy prowadzono wybranymi metodami obliczeniowymi, z wykorzystaniem programów komputerowych wymienionych w tabeli (*Tablica 5.1*). Parametry geotechniczne gruntów do obliczeń statycznych wyznaczono na podstawie dostępnych dokumentacji geologicznych, zawierających wyniki rozpoznania podłoża gruntowego wierceniami, sondowaniami CPT oraz CPTU. Dla potrzeb przedmiotowych analiz wykonywano również badania laboratoryjne – testy trójosiowe oraz edometryczne. Do wyznaczania wartości parametrów wykorzystano zależności opisane w rozdziale piątym.

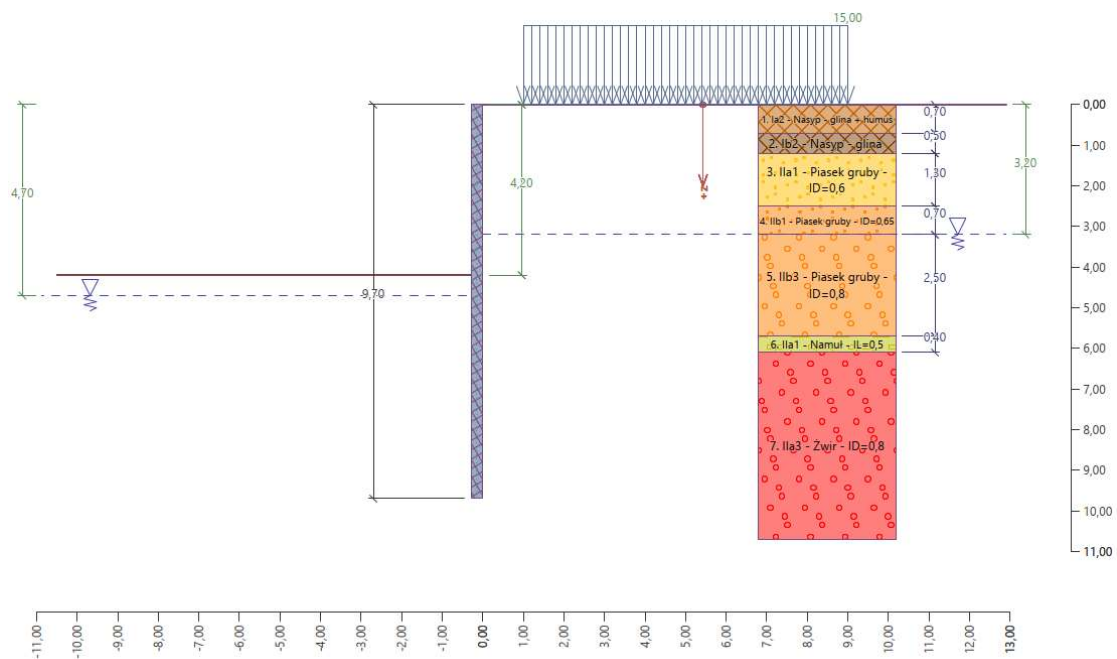
Pomiary przemieszczeń ścianek wykonywano inklinometrem w zamontowanych na ściankach z grodzie rurach inklinometrycznych oraz uzupełniano je pomiarami geodezyjnymi przy użyciu tachimetru.

Wyniki pomiarów oraz obliczeń zestawiono na wspólnych wykresach obrazujących kształt linii ugięcia oraz wartości przemieszczeń poziomych omawianych ścianek szczelnych. Otrzymane w ten sposób porównanie wyników badań z obliczeniami zostało przeanalizowane, a następnie wyciągnięto odpowiednie wnioski.

## 6.1. Poletko badawcze nr 1 – Kraków

### 6.1.1. Model obliczeniowy

W ramach pierwszego poletka badawczego analizie obliczeniowej poddano ściankę szczelną pracującą w schemacie wspornika, stanowiącą zabezpieczenie wykopu o głębokości  $h=4,2\text{m}$  (Rys. 6.1). W celu zabezpieczenia wykopu zastosowano grodzice o profilu GU16-400 S270GP i długości 10 m. Naziom za ścianką szczelną w trakcie prowadzenia prac związanych z wykonaniem kondygnacji podziemnej był obciążony ruchem kołowym pojazdów transportujących grunt z wykopu oraz zapewniających dostawy potrzebnych materiałów budowlanych, takich jak m. in. beton i stal. Na szerokości drogi technologicznej przyjęto obciążenie równomiernie rozłożone o intensywności 15kPa.



Rys. 6.1. Poletko badawcze nr 1 - model obliczeniowy dla ścianki szczelnej wspornikowej.  
Rysunek z programu obliczeniowego GEO5 Ściana Analiza

### 6.1.2. Parametry geotechniczne przyjęte do obliczeń statycznych

Parametry do obliczeń przyjęto na podstawie wierceń geologicznych oraz sondowań CPTU, udokumentowanych w opracowaniu Projektu Budowlanego opracowanego dla tej inwestycji. Opis układu warstw podłoża gruntowego w oparciu o dokumentację geologiczną zawarto w punkcie 4.3.1.

Tablica 6.1  
Poletko nr 1 - Parametry geotechniczne warstw podłoża przyjęte do obliczeń

| Lp | Warstwa gruntu                | Symbol  | IL / ID | strop warstwy [m] | spąg warstwy [m] | głębokość Zśrednie [m] | miąższość warstwy [m] |
|----|-------------------------------|---------|---------|-------------------|------------------|------------------------|-----------------------|
| -  | 1                             | 2       | 3       | 4                 | 5                | 6                      | 7                     |
| 1  | Nasyp niekontrolowany (głina) | Mg (Cl) | 0,4     | 0                 | 0,7              | 0,35                   | 0,7                   |
| 2  | Głina                         | Cl      | 0,3     | 0,7               | 1,2              | 0,95                   | 0,5                   |
| 3  | Piasek gruby                  | Sa      | 0,6     | 1,2               | 2,5              | 1,85                   | 1,3                   |
| 4  | Piasek gruby                  | Sa      | 0,65    | 2,5               | 3,2              | 2,85                   | 0,7                   |
| 5  | Piasek gruby                  | Sa      | 0,8     | 3,2               | 5,7              | 4,45                   | 2,5                   |
| 6  | Namuł                         | Or      | 0,5     | 5,7               | 6,1              | 5,9                    | 0,4                   |
| 7  | Pospółka                      | Gr      | 0,85    | 6,1               | 15               | 10,55                  | 8,9                   |

| Lp | $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ] | $\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ] | $\sigma_{z, strop}$ [kPa] | $\sigma_{z, spag}$ [kPa] | $\sigma_{z, \text{śr.}} \text{ [kPa]}$ | $\sigma_{z, \text{śr.}} \text{ [kPa]}$ | $\sigma_{z, \text{eff}} \text{ [kPa]}$ |
|----|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------------|--------------------------|--|--|--|
| -  | 8                             | 9                                   | 10                        | 11                       | 12                                     | 13                                     | 14                                     |
| 1  | 18,5                          | 19,3                                | 0,00                      | 12,95                    | 6,48                                   | 0,00                                   | 6,48                                   |
| 2  | 20,0                          | 20,0                                | 12,95                     | 22,95                    | 17,95                                  | 0,00                                   | 17,95                                  |
| 3  | 18,5                          | 20,1                                | 22,95                     | 47,00                    | 34,98                                  | 0,00                                   | 34,98                                  |
| 4  | 18,5                          | 20,2                                | 47,00                     | 59,95                    | 53,48                                  | 0,00                                   | 53,48                                  |
| 5  | 18,5                          | 20,3                                | 59,95                     | 110,66                   | 85,31                                  | 12,50                                  | 72,81                                  |
| 6  | 17,0                          | 18,5                                | 110,66                    | 118,06                   | 114,36                                 | 27,00                                  | 87,36                                  |
| 7  | 18,5                          | 20,3                                | 118,06                    | 298,60                   | 208,33                                 | 73,50                                  | 134,83                                 |

| Lp | qc [MPa] | fs [kPa] | u2[kPa] | qt [MPa] | Rf [%] | Qt     | Fr   | n=m  | Qtn    | lc   | OCR (1) Robertson | OCR (2) Kulhawy | OCR (min 1,2) | OCR (przyjęte) | $\phi'$ [°] | c' [kPa] | v    | KoNC |
|----|----------|----------|---------|----------|--------|--------|------|------|--------|------|-------------------|-----------------|---------------|----------------|-------------|----------|------|------|
| -  | 15       | 16       | 17      | 18       | 19     | 20     | 21   | 22   | 23     | 24   | 25                | 26              | 27            | 28             | 29          | 30       | 31   | 32   |
| 1  | 0,50     | 20,00    | 0,00    | 0,50     | 3,00   | 76,22  | 4,05 | 0,75 | 38,95  | 2,42 | 56,30             | 15,24           | 15,24         | 15,00          | 15,00       | 1,00     | 0,35 | 0,74 |
| 2  | 1,00     | 70,00    | 0,00    | 1,00     | 2,50   | 54,71  | 7,13 | 0,70 | 33,28  | 2,70 | 37,20             | 10,94           | 10,94         | 10,00          | 18,00       | 3,00     | 0,3  | 0,69 |
| 3  | 11,00    | 300,00   | 0,00    | 11,00    | 2,00   | 313,51 | 2,74 | 0,50 | 186,00 | 1,92 | 329,80            | 62,70           | 62,70         | 5,00           | 33,00       | 1,00     | 0,25 | 0,46 |
| 4  | 14,00    | 400,00   | 0,00    | 14,00    | 2,00   | 260,80 | 2,87 | 0,50 | 191,45 | 1,98 | 262,02            | 52,16           | 52,16         | 1,00           | 34,00       | 1,00     | 0,25 | 0,44 |
| 5  | 17,00    | 450,00   | 12,50   | 17,00    | 2,00   | 232,36 | 2,66 | 0,50 | 199,24 | 1,98 | 226,80            | 46,47           | 46,47         | 1,00           | 36,00       | 1,00     | 0,25 | 0,41 |
| 6  | 1,00     | 25,00    | 27,00   | 1,01     | 4,00   | 10,20  | 2,81 | 0,80 | 11,14  | 2,97 | 4,56              | 2,04            | 2,04          | 1,00           | 15,00       | 1,00     | 0,4  | 0,74 |
| 7  | 20,00    | 500,00   | 73,50   | 20,01    | 1,50   | 146,90 | 2,52 | 0,50 | 172,24 | 2,08 | 127,85            | 29,38           | 29,38         | 1,00           | 40,00       | 1,00     | 0,25 | 0,36 |

| Lp | Ko   | $\sigma_{ho}'$ [kPa] | $\alpha_M$ | M [kPa] | E [kPa] | $V_s$ (Mayne 2006) | $V_s$ (Mayne 1995) | $V_s$ (min) | $G_0$  | $\gamma_{0,7}$ | $E_0$  | $\sigma_3'$ | $\left(\frac{\sigma_3'+c \text{ ctg} \phi}{\sigma_{ref}'+c \text{ ctg} \phi}\right)^m$ | $E_{0,ref}$ [kPa] | $E_{50,ref}$ [kPa] | $E_{ur,ref}$ [kPa] |
|----|------|----------------------|------------|---------|---------|--------------------|--------------------|-------------|--------|----------------|--------|-------------|--|-------------------|--------------------|--------------------|
| -  | 33   | 34                   | 35         | 36      | 37      | 38                 | 39                 | 40          | 41     | 42             | 43     | 44          | 45   | 46                | 47                 | 48                 |
| 1  | 2,87 | 18,59                | 14,00      | 6909    | 4300    | 153,15             | 173,06             | 153,15      | 44230  | 0,00027        | 106151 | 6,48        | 0,18   | 605000            | 20500              | 41000              |
| 2  | 2,19 | 39,22                | 14,00      | 13749   | 10200   | 242,78             | 237,70             | 237,70      | 115189 | 0,00025        | 276453 | 17,95       | 0,38   | 732000            | 24500              | 49000              |
| 3  | 1,02 | 35,61                | 10,26      | 112534  | 93700   | 383,09             | 312,78             | 312,78      | 184496 | 0,00010        | 442790 | 34,98       | 0,60   | 739000            | 52500              | 156500             |
| 4  | 0,44 | 23,57                | 11,06      | 154242  | 128500  | 412,09             | 327,62             | 327,62      | 202421 | 0,00010        | 485811 | 23,57       | 0,50   | 978000            | 86500              | 259000             |
| 5  | 0,41 | 30,01                | 11,06      | 187068  | 155800  | 421,72             | 333,70             | 333,70      | 210000 | 0,00010        | 504000 | 30,01       | 0,56   | 906000            | 93500              | 280000             |
| 6  | 0,74 | 64,75                | 10,20      | 9088    | 4200    | 178,35             | 184,58             | 178,35      | 55123  | 0,00013        | 132296 | 64,75       | 0,72   | 185000            | 6500               | 13000              |
| 7  | 0,36 | 48,16                | 12,55      | 248503  | 207000  | 430,40             | 339,14             | 339,14      | 216898 | 0,00010        | 520554 | 48,16       | 0,70   | 746000            | 99000              | 296500             |

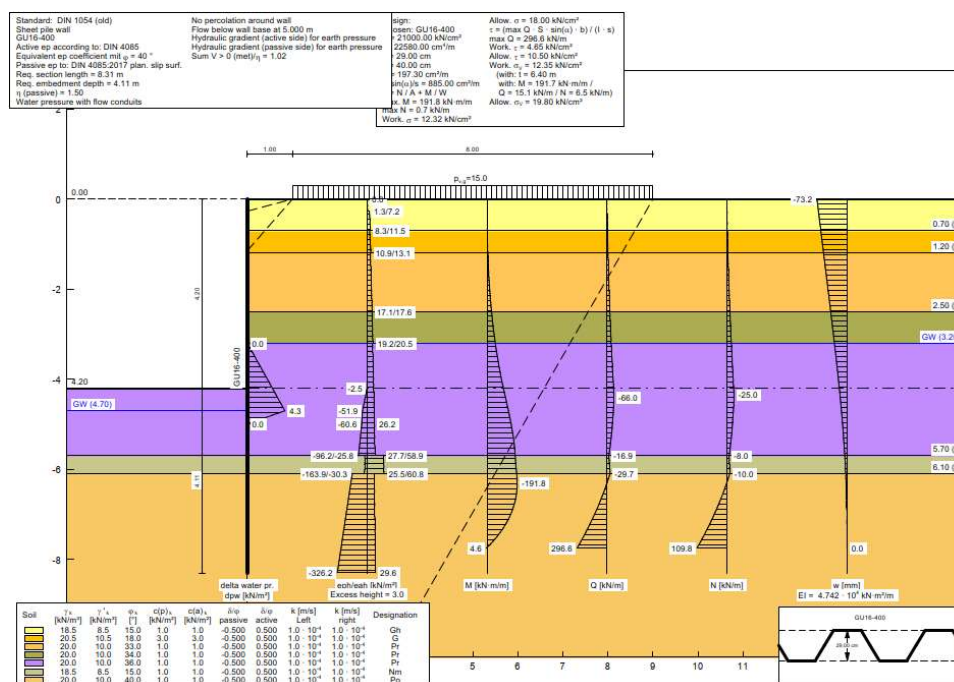
### 6.1.3. Wyniki obliczeń statycznych

Poniżej przedstawiono wyniki obliczeń prowadzonych metodami: klasyczną, parę zależnych i MES, przy użyciu programów komputerowych opisanych w rozdziale piątym (*Tablica 5.1*).

#### 6.1.3.1 Metoda klasyczna

Obliczenia metodą klasyczną prowadzono z wykorzystaniem programu GGU-Retain, w którym przyjęto wyżej przedstawione założenia dotyczące modelu obliczeniowego (*Rys. 6.1*).

W wyniku obliczeń (*Rys. 6.2*) otrzymano maksymalne przemieszczenie poziome ścianki o wartości  $73\text{mm}$  i moment zginający wynoszący  $192\text{kNm/m}$ .



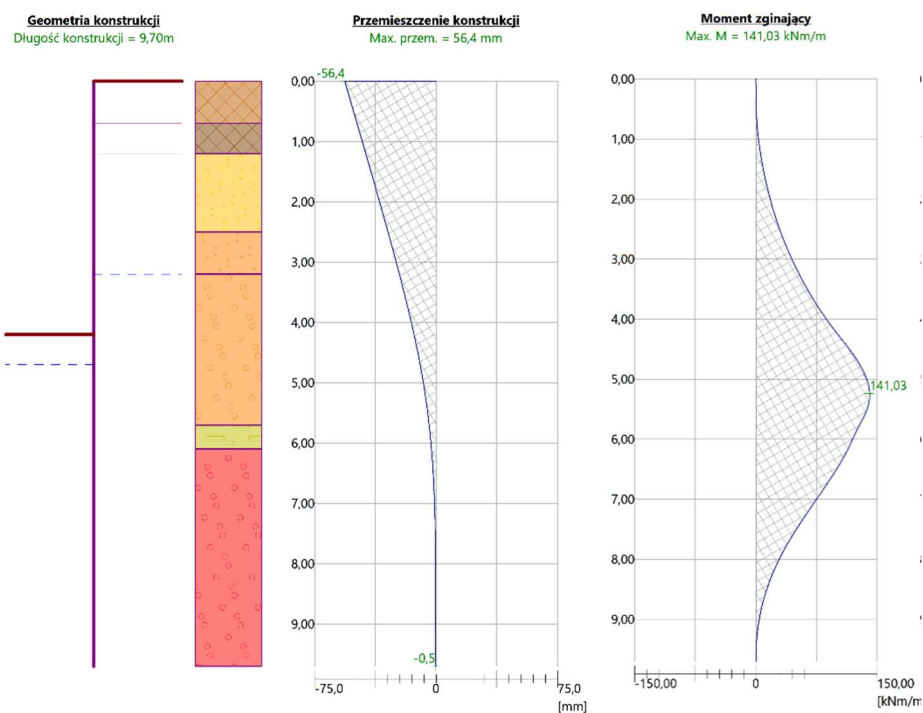
Rys. 6.2. Poletko nr 1. Wyniki obliczeń metodą klasyczną przy użyciu programu GGU-Retain

#### 6.1.3.2. Metoda parę zależnych

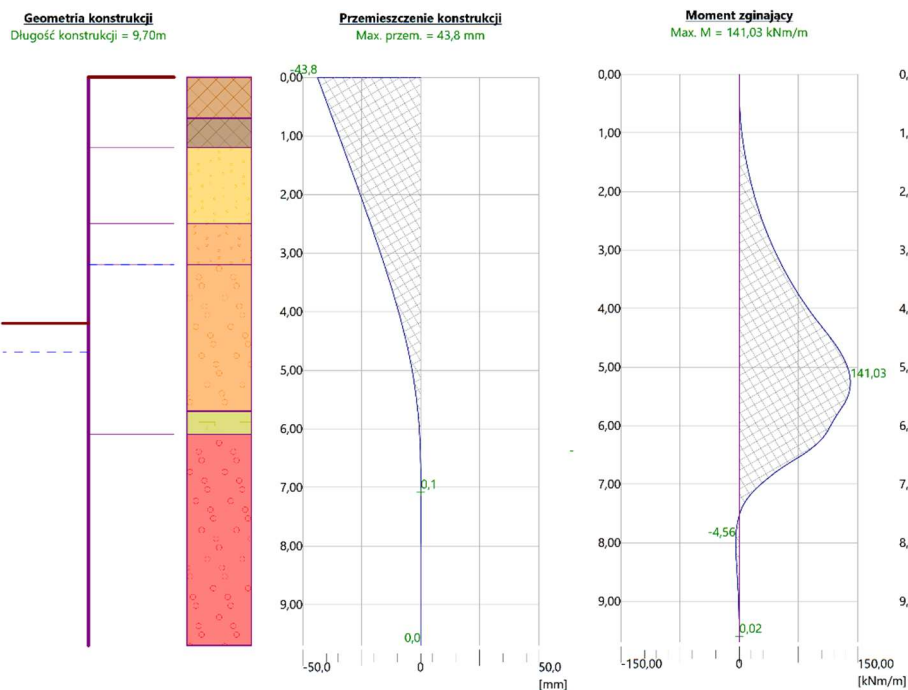
W obliczeniach metodą parę zależnych z dostępnych wielu propozycji dla wyznaczania wartości modułu podarnośći podłoża  $k_h$  wybrano trzy. Dwie z nich, oparte na wzorze Chadeisson'a i Schmitt'a należą do najczęściej wybieranych w projektowej praktyce inżynierskiej. Wybór trzeciej metody opisanej w holenderskich wytycznych (*CUR166*) wynika z faktu, że jest ona oparta na licznych wynikach badań prowadzonych na ściankach szczelnych. Obliczenia metodą parę zależnych prowadzono z wykorzystaniem programu *GEO5 Ściana Analiza*. Poniższe rysunki przedstawiają wyniki obliczeń w postaci wyznaczonych przemieszczeń ścianki oraz momentów zginających. W wyniku przeprowadzonej analizy



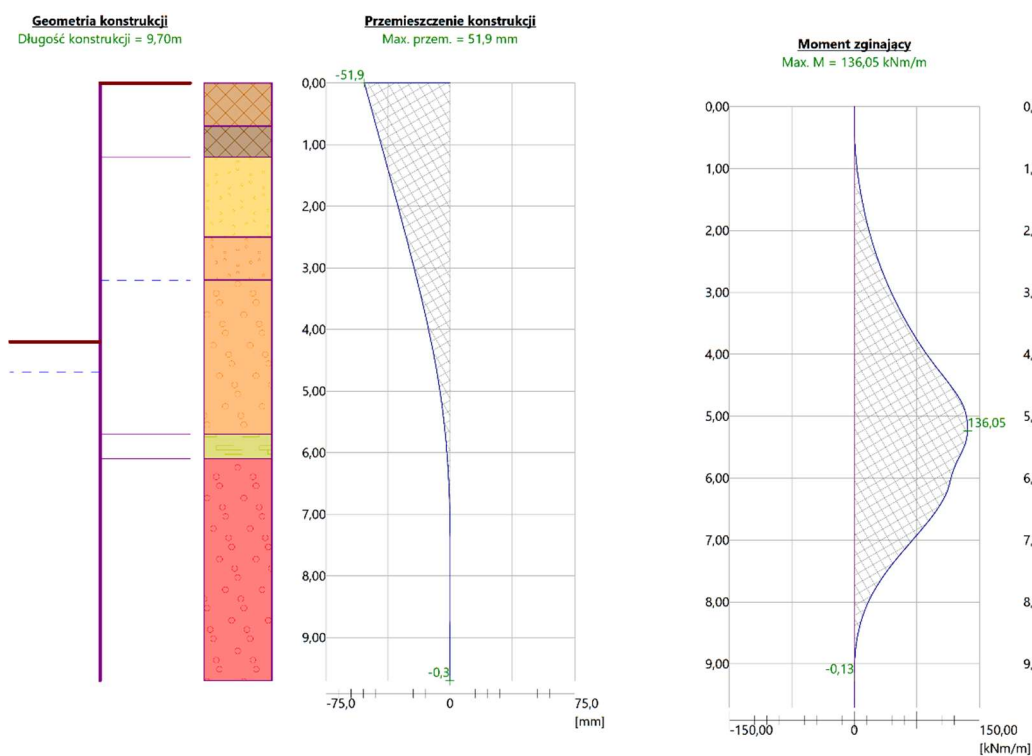
największe przemieszczenia uzyskano dla obliczeń z wykorzystaniem wzoru *Chadeisson'a* (Rys. 6.3), które wyniosły 56mm. Zastosowanie metody holenderskiej (*CUR166*) (Rys. 6.4) dla wyznaczenia wartości modułu  $k_h$  skutkowało otrzymaniem przemieszczeń o wartości 52mm. Przemieszczenia obliczone według propozycji *Schmitt'a* wyniosły 44mm (Rys. 6.5). Obliczone maksymalne wartości momentów zginających ściankę wyniosły odpowiednio: 141kNm/m dla obliczeń według rozwiązania *Chadeisson'a* oraz *Schmitt'a* i 136kNm/m według *CUR166*.



Rys. 6.3. Poletko nr 1. Wyniki obliczeń metodą parć zależnych przy użyciu programu GEO5 Ściana Analiza. Moduł podatności podłoża  $k_h$  wg wzoru *Chadeisson'a*



Rys. 6.4. Poletko nr 1. Wyniki obliczeń metodą parć zależnych przy użyciu programu GEO5 Ściana Analiza. Moduł podatności podłoża  $k_h$  wg wzoru Schmitt'a



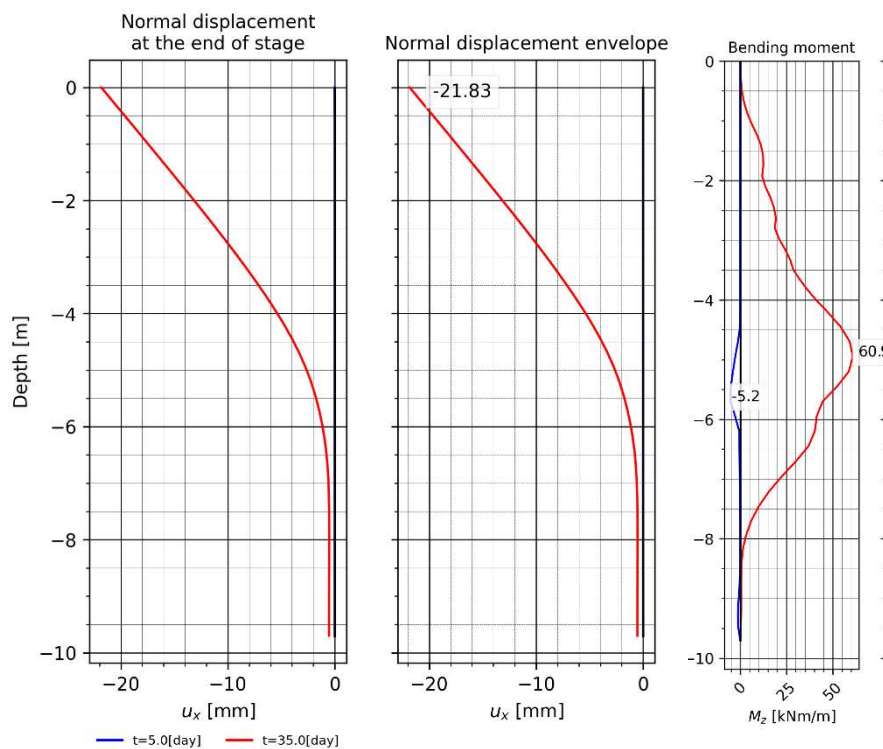
Rys. 6.5. Poletko nr 1. Wyniki obliczeń metodą parć zależnych przy użyciu programu GEO5 Ściana Analiza. Moduł podatności podłoża  $k_h$  wg CUR166

### 6.1.3.3. Metoda MES 2D

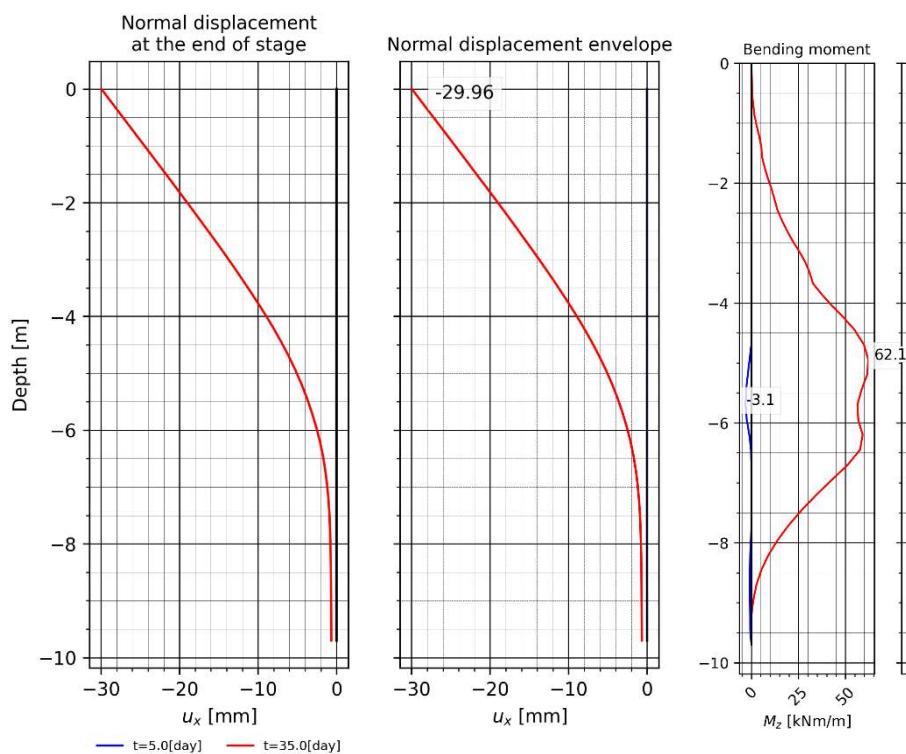
Analizy numeryczne przy założeniu płaskiego stanu odkształcenia, dla analizowanej ścianki wspornikowej, z wykorzystaniem Metody Elementów Skończonych, prowadzono przy użyciu programu *ZSWalls 2023*. W analizie dla opisu gruntu wykorzystano model *Coulomba-Mohra* (w skrócie „*C-M*”) oraz *Hardening Soil Brick* (w skrócie „*HS-Brick*”). Niezbędne do opisu gruntu w tych modelach parametry zostały przedstawione w (Tablicy 6.1).

Na poniższych rysunkach przedstawiono wyniki obliczeń MES, w postaci otrzymanych przemieszczeń poziomych  $u_x$  [mm] oraz momentów zginających w ścianie  $M_z$  [kNm/m].

W wyniku obliczeń z zastosowaniem modelu „*C-M*” otrzymano przemieszczenie ścianki wynoszące 22mm (Rys. 6.6). Natomiast w analizie z wykorzystaniem modelu „*HS-Brick*” 30mm (Rys. 6.7). Obliczone wartości momentów zginających są zbliżone i wynoszą odpowiednio dla modelu „*C-M*”: 61kNm/m oraz dla „*HS-Brick*”: 62kNm/m.



Rys. 6.6. Poletko nr 1. Wyniki obliczeń metodą MES2D. Model gruntu – „*C-M*”



Rys. 6.7. Poletko nr 1. Wyniki obliczeń metodą MES2D. Model gruntu – „HS-Brick”

#### 6.1.3.4. Podsumowanie wyników

W poniższej tabeli zestawiono otrzymane wyniki obliczeń statycznych w zakresie przemieszczenia poziomego ścianki oraz momentu zginającego (Tablica 6.2). Zestawienie zawiera również maksymalne wartości przemieszczeń pomierzonych geodezyjnie w miejscu analizowanego przekroju obliczeniowego na ścianie szczelnej.

Tablica 6.2.  
Poletko badawcze nr 1: Zestawienie wyników obliczeń – maksymalnych wartości przemieszczeń poziomych i momentów zginających oraz maksymalnych pomierzonych przemieszczeń ścianki szczelnej

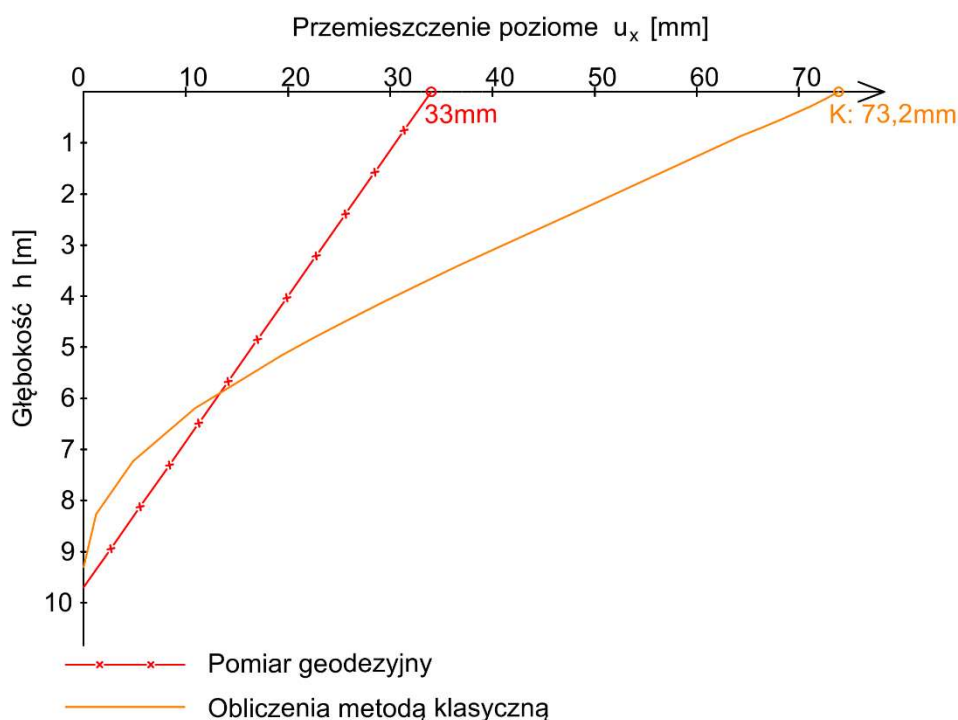
| Monitoring / Metoda obliczeniowa:      | Przemieszczenie korony ścianki | M <sub>min</sub> |
|--|--------------------------------|------------------|
| [-]                                    | [mm]                           | [kNm]            |
| 1. Pomiary geodezyjne                  | 32-34                          | -                |
| 2. Metoda klasyczna                    | 73                             | -192             |
| 3a. Metoda parć zależnych - Chadeisson | 56                             | -141             |
| 3b. Metoda parć zależnych - Schmitt    | 44                             | -141             |
| 3c. Metoda parć zależnych - CUR166     | 52                             | -136             |
| 4. MES 2D - Mohr-Coulomb               | 22                             | -61              |
| 5. MES 2D - HS-Brick                   | 30                             | -62              |

#### 6.1.4. Porównanie wyników obliczeń z przemieszczeniami pomierzonymi

Przedstawione wyniki obliczeń porównywane są z wartościami mierzonych przemieszczeń poziomych ścianki szczelnej. W przypadku poletka badawczego nr 1, zlokalizowanego w Krakowie, pomiary prowadzone były metodą geodezyjną przy pomocy tachimetru. W trakcie prowadzenia robót ziemnych, do uzyskania pełnej głębokości wykopu, mierzono przemieszczenia górnej krawędzi ścianki. Poniższe wykresy obrazują porównanie zmierzonych wartości przemieszczeń ścianki z wartościami obliczonymi przy pomocy wybranych do analizy metod.

##### 6.1.4.1. Metoda klasyczna

Porównując uzyskaną obliczeniowo wartość przemieszczenia ścianki, która wyniosła 73mm, z wartościami pomierzonymi wynoszącymi 32mm do 34mm (średnio 33mm), stwierdza się, że w analizie metodą klasyczną otrzymano ponad dwukrotne przeszacowanie rzeczywistego przemieszczenia (Rys. 6.8). W analizowanym przypadku metoda nie pozwala na właściwą ocenę przemieszczeń konstrukcji – prowadzi do uzyskania znacznie zawyżonych wartości przemieszczeń.



Rys. 6.8. Poletko nr 1. Porównanie wyników przemieszczeń obliczonych metodą klasyczną z wartością pomierzoną geodezyjnie

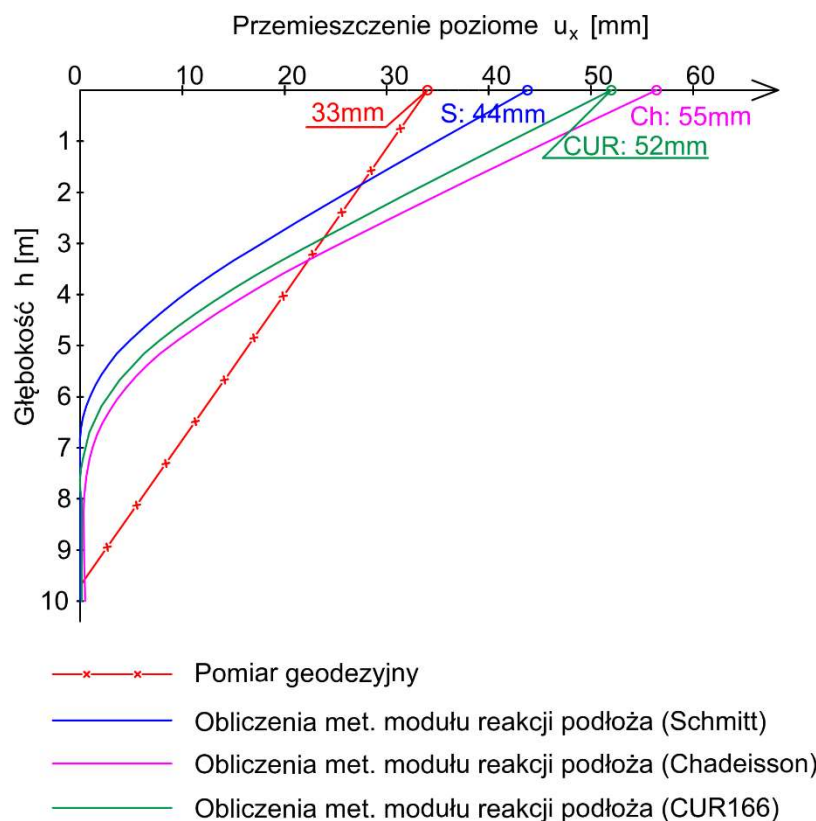
W praktyce inżynierskiej – np. w sytuacji narzuconych projektowo ograniczonych przemieszczeń ścianki, zastosowanie tej metody prowadziło do nieekonomicznego przyjęcia

profilu grodziicy. Chcąc ograniczać przemieszczenia projektant przyjmowałby profil ścianki o większej sztywności, który spełniłby wymagania projektu.

#### 6.1.4.2. Metoda parć zależnych

W obliczeniach z wykorzystaniem metody parć zależnych uzyskane wartości przemieszczeń są większe od pomierzonych, które wynoszą średnio 33mm. Porównanie wartości przemieszczeń obliczonych z pomierzonymi przedstawiono na rysunku (Rys. 6.9).

Z pośród wybranych analizowanych metod definicji modułu reakcji podłoża  $k_h$  najbardziej zbliżony do wartości przemieszczeń pomierzonych wynik uzyskano w metodzie Schmitt'a. Uzyskany wynik przemieszczenia wynoszący 44mm jest większy od wartości pomierzonej, która wynosi 33mm, o 11mm, tj. o 33%. Wartości obliczone metodą Chadeisson'a - 55mm oraz wg metody holenderskiej CUR166 - 52mm, są znacznie przeszacowane – odpowiednio o 66% oraz 58%.



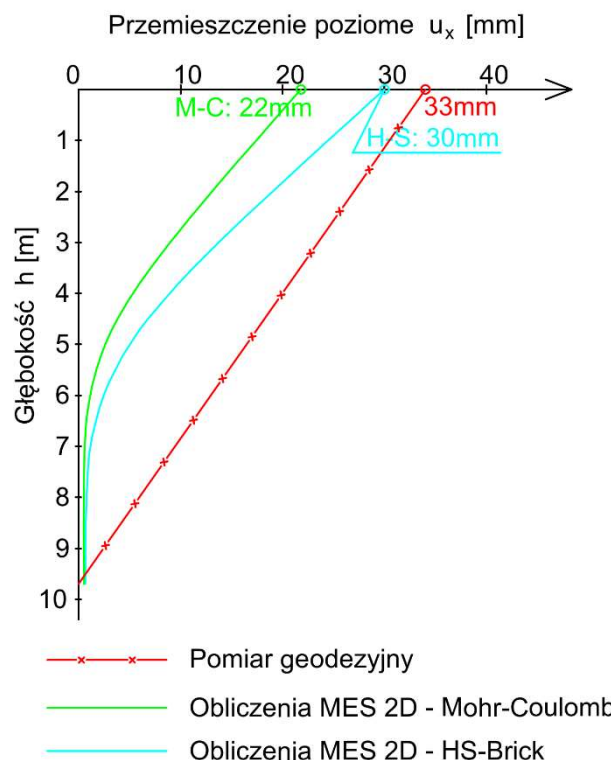
Rys. 6.9. Poletko nr 1. Porównanie wyników przemieszczeń obliczonych metodą parć zależnych z wartością pomierzoną geodezyjnie

### 6.1.4.3. Metoda MES (2D)

W analizie MES 2D, w płaskim stanie odkształcenia, otrzymano różne wyniki przemieszczeń ścianki w zależności od zastosowanego modelu konstytutywnego gruntu. W obliczeniach z wykorzystaniem modelu *Coulomba-Mohra* uzyskano przemieszczenie  $22\text{mm}$  co stanowi niedoszacowanie względem wartości pomierzonych geodezyjnie, wynoszących średnio  $33\text{mm}$ , na poziomie  $11\text{mm}$ , tj.  $33\%$ .

W analizie opartej na modelu *Hardening Soil - Brick* obliczone przemieszczenie wynosi  $30\text{mm}$ , co stanowi wartość mniejszą, jednak bardzo zbliżoną do wartości pomierzonych:  $32$  do  $34\text{mm}$ . Różnice w zakresie od  $2\text{mm}$  do  $4\text{mm}$  stanowią niedoszacowanie na poziomie około  $6\%$ . Porównując wyniki obliczonych przemieszczeń z wartościami pomierzonymi należy wziąć pod uwagę tolerancję dokładności pomiarów geodezyjnych, która wynosiła w tym przypadku  $\pm 1\text{mm}$ . Należy pamiętać również, że przyjęty na podstawie badań geologicznych układ warstw podłoża gruntowego może się w rzeczywistości lokalnie różnić. Ten czynnik może mieć również wpływ na otrzymywane wyniki obliczeń.

Porównanie wyników obliczeń MES 2D z pomiarami



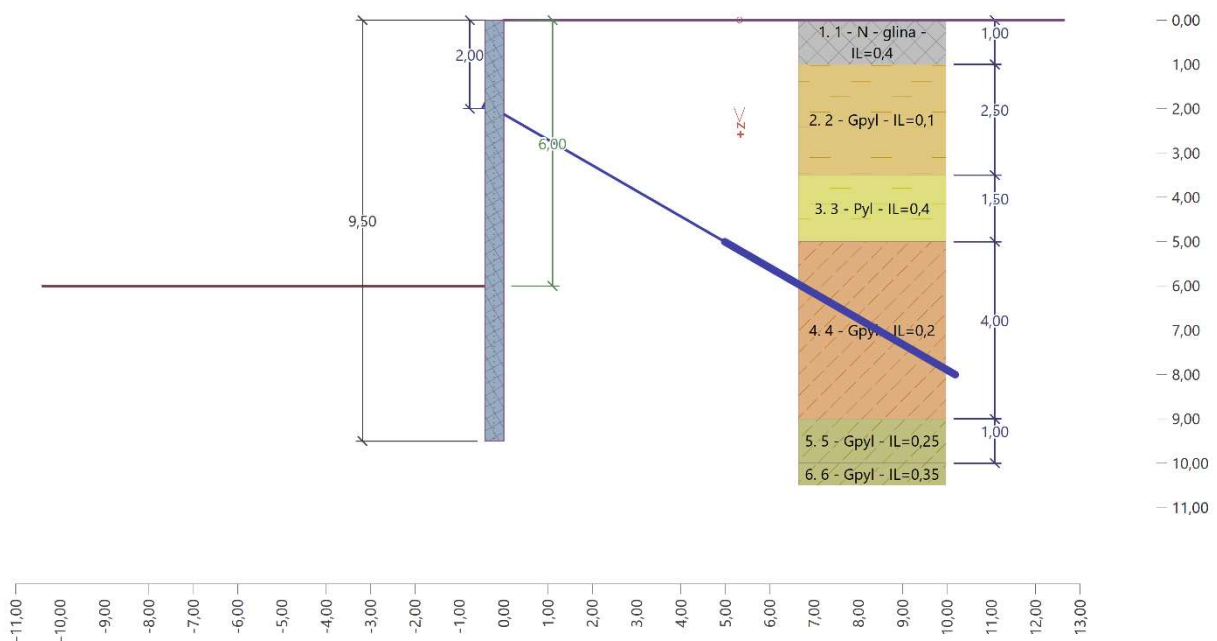
Rys. 6.10. Poletko nr 1. Porównanie wyników przemieszczeń obliczonych metodą MES 2D z wartością pomierzoną geodezyjnie

Podsumowując, można uznać, że w analizowanym przypadku obliczenia metodą MES z wykorzystaniem modelu *HS-Brick* dobrze odwzorowują przemieszczenia ścianki szczelnej.

## 6.2. Poletko badawcze nr 2 – Jastrzębie - Zdrój

### 6.2.1. Model obliczeniowy

W ramach poletka badawczego w Jastrzębiu – Zdroju analizowano ściankę szczelną kotwioną w jednym poziomie, zabezpieczającą wykop o głębokości 6,0m. Do zabezpieczenia wykopu użyto grodzic o profilu GU13N S270GP i długości 10 m, pograżonych na głębokość 9,5m (Rys. 6.11). Naziom za ścianką szczelną w trakcie prowadzenia prac związanych z wykonaniem głębokiego wykopu był nieobciążony.



Rys. 6.11. Poletko badawcze nr 2 - model obliczeniowy dla ścianki szczelnej kotwionej w jednym poziomie. Rysunek z programu obliczeniowego GEO5 Ściana Analiza

### 6.2.2. Parametry geotechniczne przyjęte do obliczeń statycznych

Parametry do obliczeń przyjęto na podstawie wierceń geologicznych, sondowań CPTU oraz badań laboratoryjnych: testów trójosiowych i edometrycznych. Budowę podłoża gruntowego w tej lokalizacji opisano w punkcie 4.3.2, opierając się na *Ekspertyzie geotechnicznej* opracowanej na potrzeby tej inwestycji.



Tablica 6.3.

Poletko nr 2 – Wartości parametrów geotechnicznych warstw podłoża przyjęte do obliczeń

| Lp | Warstwa gruntu                | Symbol  | li / lb | strop warstwy [m] | spąg warstwy [m] | głębokość średnie [m] | miąższość warstwy [m] |
|----|-------------------------------|---------|---------|-------------------|------------------|-----------------------|-----------------------|
| -  | 1                             | 2       | 3       | 4                 | 5                | 6                     | 7                     |
| 1  | Nasyp niekontrolowany (Gлина) | Mg (Cl) | 0,4     | 0                 | 1                | 0,5                   | 1                     |
| 2  | Gлина pylasta                 | siCl    | 0,1     | 1                 | 3,5              | 2,25                  | 2,5                   |
| 3  | Pył                           | Si      | 0,4     | 3,5               | 5                | 4,25                  | 1,5                   |
| 4  | Gлина pylasta                 | siCl    | 0,2     | 5                 | 9                | 7                     | 4                     |
| 5  | Gлина pylasta                 | siCl    | 0,25    | 9                 | 10               | 9,5                   | 1                     |
| 6  | Gлина pylasta                 | siCl    | 0,35    | 10                | 11               | 10,5                  | 1                     |
| 7  | Piasek gliniasty              | ciSa    | 0,2     | 11                | 15               | 13                    | 4                     |

| Lp | $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ] | $\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ] | gamma | $\sigma_{zt, strop}$ [kPa] | $\sigma_{zt, spag}$ [kPa] | $\sigma_{zt, \text{średnie}}$ [kPa] | $\bar{\sigma}$ [kPa] | $\sigma_{z, \text{eff}}$ [kPa] |
|----|-------------------------------|-------------------------------------|-------|----------------------------|---------------------------|-------------------------------------|----------------------|--------------------------------|
| -  | 8                             | 9                                   | 14    | 10                         | 11                        | 12                                  | 13                   | 14                             |
| 1  | 20,0                          | 20,0                                | 20,00 | 0,00                       | 20,00                     | 10,00                               | 0,00                 | 10,00                          |
| 2  | 20,5                          | 20,5                                | 20,50 | 20,00                      | 71,25                     | 45,63                               | 0,00                 | 45,63                          |
| 3  | 20,0                          | 20,0                                | 20,00 | 71,25                      | 101,25                    | 86,25                               | 0,00                 | 86,25                          |
| 4  | 21,0                          | 21,0                                | 21,00 | 101,25                     | 185,25                    | 143,25                              | 0,00                 | 143,25                         |
| 5  | 20,5                          | 20,5                                | 20,50 | 185,25                     | 205,75                    | 195,50                              | 0,00                 | 195,50                         |
| 6  | 20,5                          | 20,5                                | 20,50 | 205,75                     | 226,25                    | 216,00                              | 0,00                 | 216,00                         |
| 7  | 20,0                          | 20,0                                | 20,00 | 226,25                     | 306,25                    | 266,25                              | 0,00                 | 266,25                         |

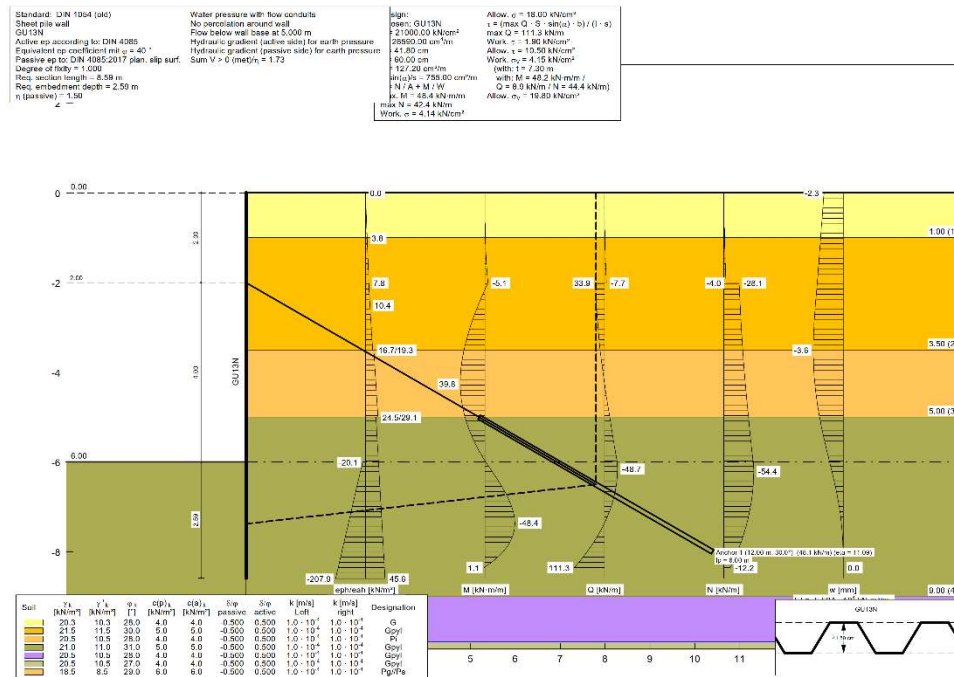
| Lp | qc [MPa] | fs [kPa] | u2[kPa] | qt [MPa] | Rf [%] | Qt    | Fr   | n=m  | Qtn   | lc   | OCR (1) Robertson | OCR (2) Kulhawy | OCR (min 1,2) | OCR (przyjęte) | $\phi'$ [°] | c' [kPa] | v    | KoNC |
|----|----------|----------|---------|----------|--------|-------|------|------|-------|------|-------------------|-----------------|---------------|----------------|-------------|----------|------|------|
| -  | 15       | 16       | 17      | 18       | 19     | 20    | 21   | 22   | 23    | 24   | 25                | 26              | 27            | 28             | 29          | 30       | 31   | 32   |
| 1  | 0,50     | 25,00    | 0,00    | 0,50     | 1,00   | 49,00 | 5,10 | 0,75 | 28,12 | 2,62 | 32,41             | 9,80            | 9,80          | 9,00           | 28,00       | 4,00     | 0,3  | 0,53 |
| 2  | 3,50     | 150,00   | -1,00   | 3,50     | 4,00   | 75,71 | 4,34 | 0,60 | 56,05 | 2,45 | 55,83             | 15,14           | 15,14         | 8,00           | 30,00       | 5,00     | 0,3  | 0,50 |
| 3  | 1,50     | 50,00    | 2,00    | 1,50     | 3,50   | 16,40 | 3,54 | 0,70 | 16,64 | 2,87 | 8,25              | 3,28            | 3,28          | 3,00           | 28,00       | 4,00     | 0,3  | 0,53 |
| 4  | 3,00     | 150,00   | 2,00    | 3,00     | 6,00   | 19,95 | 5,25 | 0,65 | 23,75 | 2,91 | 10,54             | 3,99            | 3,99          | 2,50           | 31,00       | 5,00     | 0,3  | 0,48 |
| 5  | 2,00     | 100,00   | 4,00    | 2,00     | 6,00   | 9,23  | 5,54 | 0,65 | 12,94 | 3,18 | 4,02              | 1,85            | 1,85          | 1,50           | 28,00       | 4,00     | 0,3  | 0,53 |
| 6  | 1,50     | 50,00    | 3,00    | 1,50     | 6,00   | 5,95  | 3,89 | 0,70 | 8,75  | 3,25 | 2,32              | 1,19            | 1,19          | 1,00           | 27,00       | 4,00     | 0,3  | 0,55 |
| 7  | 8,50     | 150,00   | 2,00    | 8,50     | 2,00   | 30,93 | 1,82 | 0,55 | 49,60 | 2,47 | 18,23             | 6,19            | 6,19          | 1,00           | 29,00       | 6,00     | 0,25 | 0,52 |

| Lp | Ko   | $\sigma_{ho}'$ [kPa] | $\alpha_M$ | M [kPa] | E [kPa] | $v_s$ (Mayne 2006) | $v_s$ (Mayne 1995) | $v_s$ (min) | Go [kPa] | $\gamma_{0.7}$ | Eo     | $\sigma_3'$ | $\left(\frac{\sigma_3' + c \cdot ctg \phi}{\sigma_{ref} + c \cdot ctg \phi}\right)^m$ | Eo_ref [kPa] | E50_ref [kPa] | Eur_ref [kPa] |
|----|------|----------------------|------------|---------|---------|--------------------|--------------------|-------------|----------|----------------|--------|-------------|---|--------------|---------------|---------------|
| -  | 33   | 34                   | 35         | 36      | 37      | 38                 | 39                 | 40          | 41       | 42             | 43     | 44          | 45  | 57           | 47            | 48            |
| 1  | 1,59 | 15,92                | 14,00      | 6860    | 5096    | 163,75             | 184,58             | 163,75      | 54666    | 0,00024        | 142132 | 10,00       | 0,26  | 555000       | 18500         | 37000         |
| 2  | 1,41 | 64,52                | 14,00      | 48358   | 35923   | 320,92             | 277,02             | 277,02      | 160364   | 0,00019        | 416946 | 45,63       | 0,66  | 633000       | 21500         | 54500         |
| 3  | 0,92 | 79,26                | 14,00      | 19798   | 14707   | 225,83             | 220,34             | 220,34      | 98978    | 0,00013        | 257343 | 79,26       | 0,86  | 300000       | 10000         | 20000         |
| 4  | 0,77 | 109,84               | 14,00      | 40000   | 29714   | 320,70             | 277,02             | 277,02      | 164275   | 0,00017        | 427115 | 109,84      | 1,06  | 404000       | 13500         | 28500         |
| 5  | 0,65 | 127,03               | 9,23       | 16671   | 12384   | 281,56             | 256,10             | 256,10      | 137058   | 0,00016        | 356350 | 127,03      | 1,16  | 309000       | 10500         | 21000         |
| 6  | 0,55 | 117,94               | 5,95       | 7640    | 5675    | 225,83             | 220,34             | 220,34      | 101452   | 0,00015        | 263776 | 117,94      | 1,11  | 237000       | 8000          | 16000         |
| 7  | 0,52 | 137,17               | 14,00      | 115278  | 96065   | 314,89             | 277,02             | 277,02      | 156452   | 0,00010        | 391131 | 137,17      | 1,17  | 334000       | 27500         | 82000         |

## 6.2.3. Wyniki obliczeń statycznych

### 6.2.3.1 Metoda klasyczna

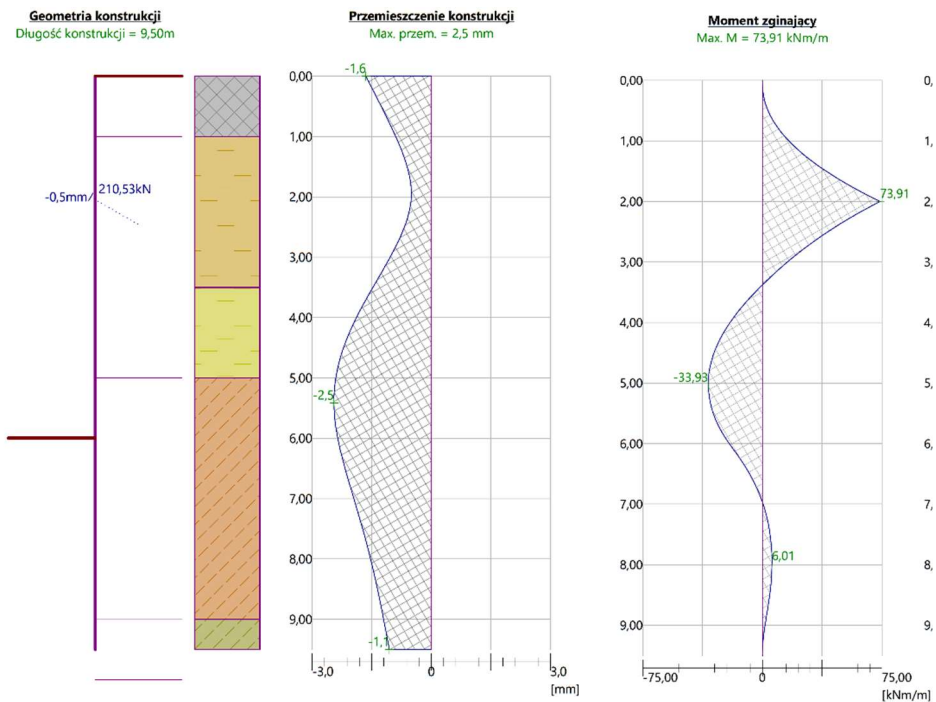
Obliczenia metodą klasyczną przeprowadzono z wykorzystaniem programu GGU-Retain, opierając się na przedstawionych założeniach modelu obliczeniowego (Rys. 6.11). Wyniki obliczeń (Rys. 6.2) wskazują maksymalne przemieszczenie poziome ścianki wynoszące 3,6mm oraz maksymalny moment zginający o wartości 48kNm/m.



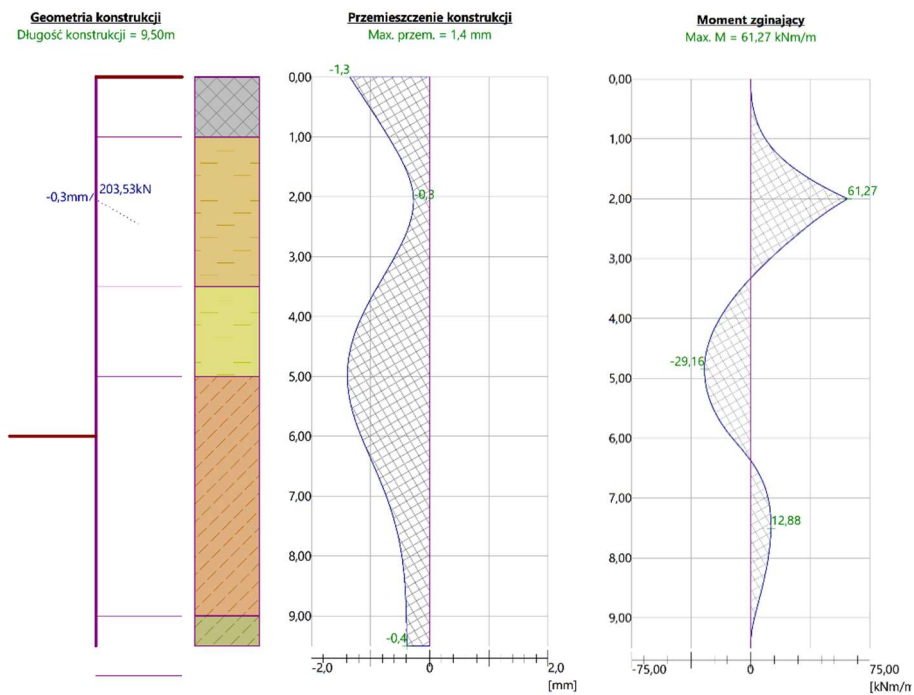
Rys. 6.12. Poletko nr 2. Wyniki obliczeń metodą klasyczną przy użyciu programu GGU-Retain

### 6.2.3.2 Metoda parć zależnych

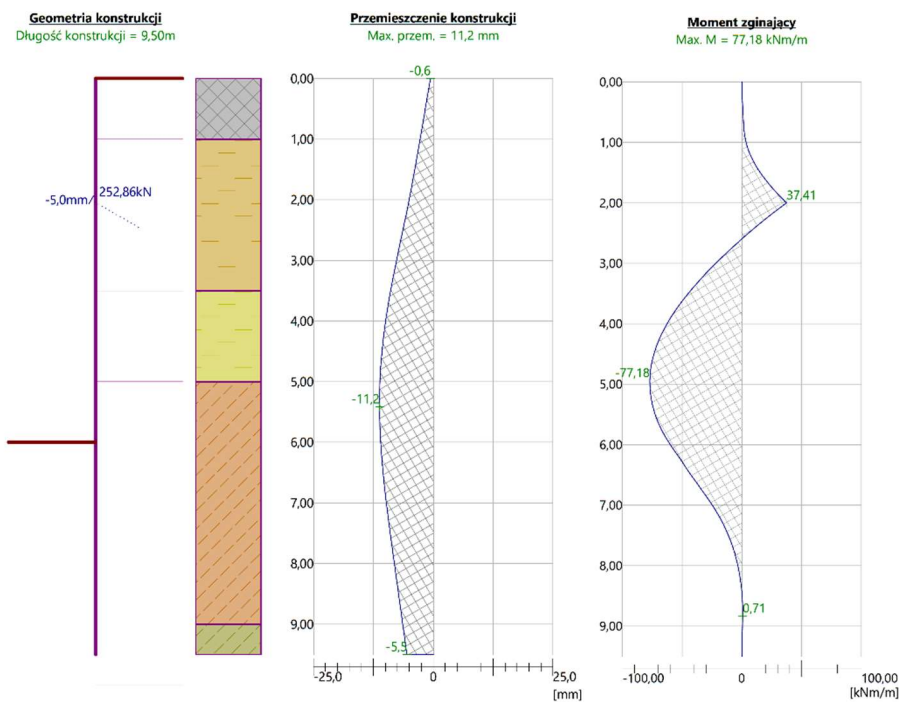
Na poniższych rysunkach (Rys. 6.13., 6.14., 6.15.) przedstawiono wyniki obliczeń, wykonanych przy użyciu programu GEO5 Ściana Analiza, w postaci wykresów przemieszczeń ścianki szczelnej oraz momentów zginających.



Rys. 6.13. Poletko nr 2. Wyniki obliczeń metodą parć zależnych przy użyciu programu GEO5 Ściana Analiza. Moduł podatności podłoża  $k_h$  wg wzoru Chadeisson'a



Rys. 6.14. Poletko nr 2. Wyniki obliczeń metodą parć zależnych przy użyciu programu GEO5 Ściana Analiza. Moduł podatności podłoża  $k_h$  wg wzoru Schmitt'a



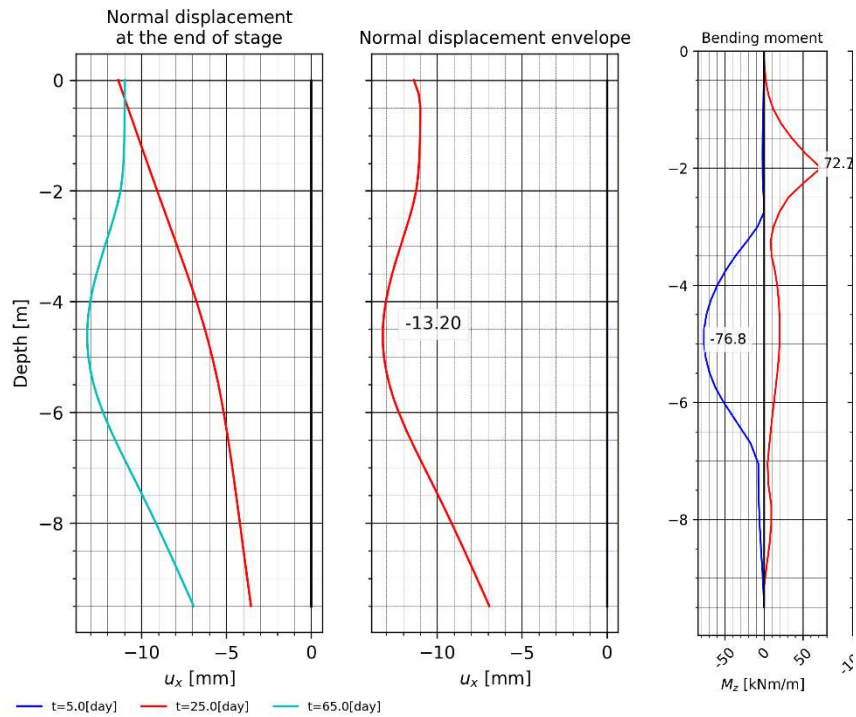
Rys. 6.15. Poletko nr 2. Wyniki obliczeń metodą parć zależnych przy użyciu programu GEO5 Ściana Analiza. Moduł podatności podłoża  $k_h$  wg CUR166

Największe przemieszczenia, które wynoszą 11mm, uzyskano stosując metodę holenderską (CUR166) (Rys. 6.15). Na podstawie obliczeń wg wzorów Chadeisson'a i Schmitt'a uzyskano przemieszczenia wynoszące odpowiednio 2,5mm (Rys. 6.13) i 1,4mm (Rys. 6.14). Maksymalny moment zginający ściankę, równy wartości 77kNm/m otrzymano również w metodzie CUR166. W pozostałych dwóch metodach moment zginający osiągnął wartość 74kNm/m w rozwiązaniu wg Chadeisson'a oraz 62kNm/m dla obliczeń wg wzoru Schmitt'a.

### 6.2.3.3. Metoda MES 2D

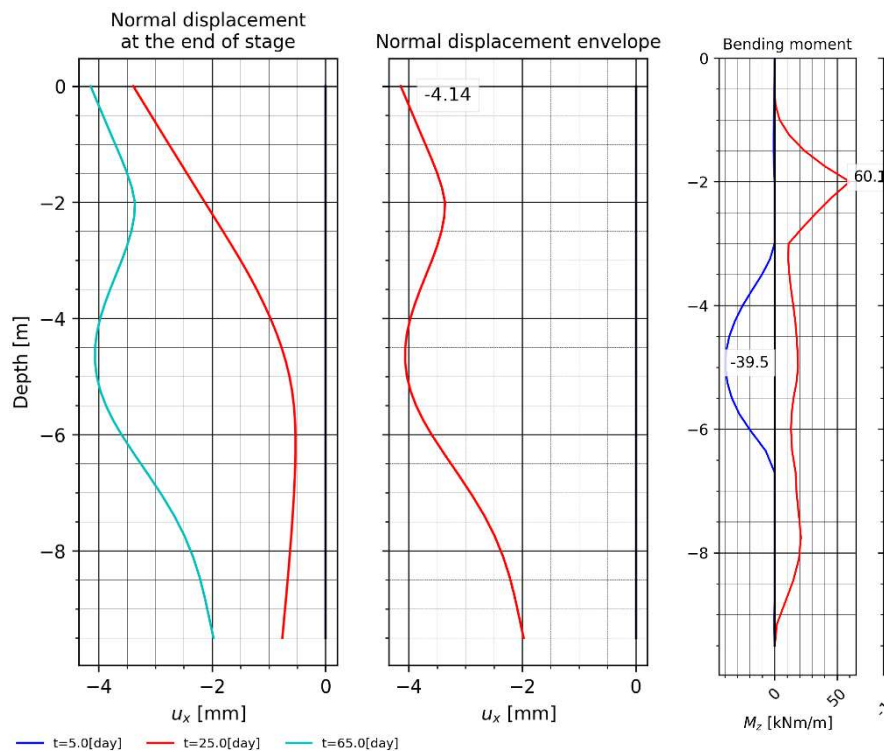
Obliczenia metodą MES dla analizowanej ścianki jednokrotnie kotwionej, prowadzone przy zastosowaniu programu ZSWalls 2023, pozwoliły na uzyskanie kształtów linii przemieszczeń ścianki oraz momentów zginających przedstawionych na rysunkach (Rys. 6.16) oraz (Rys. 6.17.)

W obliczeniach z wykorzystaniem do opisu zachowania się gruntu modelu *Coulomba-Mohra* uzyskano przemieszczenie ścianki o wartości 13mm (Rys. 6.16), natomiast w analizie z wykorzystaniem modelu gruntu *HS-Brick*, wyniosło ono 4mm (Rys. 6.17).



Rys. 6.16. Poletko nr 2. Wyniki obliczeń metodą MES2D. Model gruntu - Coulomba-Mohra

Obliczone, maksymalne co do wartości bezwzględnej, momenty zginające w ścianie szczelnej wynoszą odpowiednio: 77 kNm/m dla modelu „C-M” oraz 60 kNm/m dla modelu „HS-Brick”.



Rys. 6.17. Poletko nr 2. Wyniki obliczeń metodą MES2D. Model gruntu – HS-Brick

#### 6.2.3.4. Podsumowanie wyników

W poniższej tabeli zestawiono otrzymane wyniki obliczeń statycznych w zakresie maksymalnych wartości przemieszczenia poziomego ścianki oraz momentów zginających (Tablica 6.4.). Zestawienie zawiera również maksymalną wartość przemieszczeń pomierzonych w miejscu analizowanego przekroju obliczeniowego na ścianie szczelnej.

Tablica 6.4.  
*Poletko badawcze nr 2: Zestawienie wyników obliczeń – maksymalnych wartości przemieszczeń poziomych i momentów zginających oraz maksymalnych pomierzonych przemieszczeń ścianki szczelnej*

| Monitoring / Metoda obliczeniowa:      | Przemieszczenie ścianki | Mmax  | Mmin  |
|--|-------------------------|-------|-------|
| [-]                                    | [mm]                    | [kNm] | [kNm] |
| 1. Pomiar geodezyjny + inklinometr     | 3,0                     | -     | -     |
| 2. Metoda Klasyczna                    | 3,6                     | 40    | -48   |
| 3a. Metoda parć zależnych - Chadeisson | 2,5                     | 34    | -74   |
| 3b. Metoda parć zależnych - Schmitt    | 1,3                     | 29    | -61   |
| 3c. Metoda parć zależnych - CUR166     | 11,2                    | 77    | -37   |
| 4. MES 2D Mohr - Coulomb               | 13,0                    | 77    | 73    |
| 5. MES 2D HS-Brick                     | 4,1                     | 50    | 66    |

#### 6.2.4. Porównanie wyników obliczeń z pomierzonymi przemieszczeniami

Przedstawione wyniki obliczeń zostały porównane z rzeczywistymi wartościami przemieszczeń poziomych ścianki szczelnej. W ramach analizowanego poletka badawczego nr 2 w Jastrzębiu-Zdroju, pomiary przemieszczeń prowadzono w zainstalowanej rurze inklinometrycznej. Metodą geodezyjną mierzono przemieszczenie górnej krawędzi ścianki. Pomiary przemieszczeń prowadzono w poszczególnych fazach wykonania konstrukcji ścianki, co opisano w rozdziale czwartym pracy (Rys. 4.10). Porównania wartości obliczonych z pomierzonymi dokonuje się w dwóch fazach realizacji ścianki oporowej:

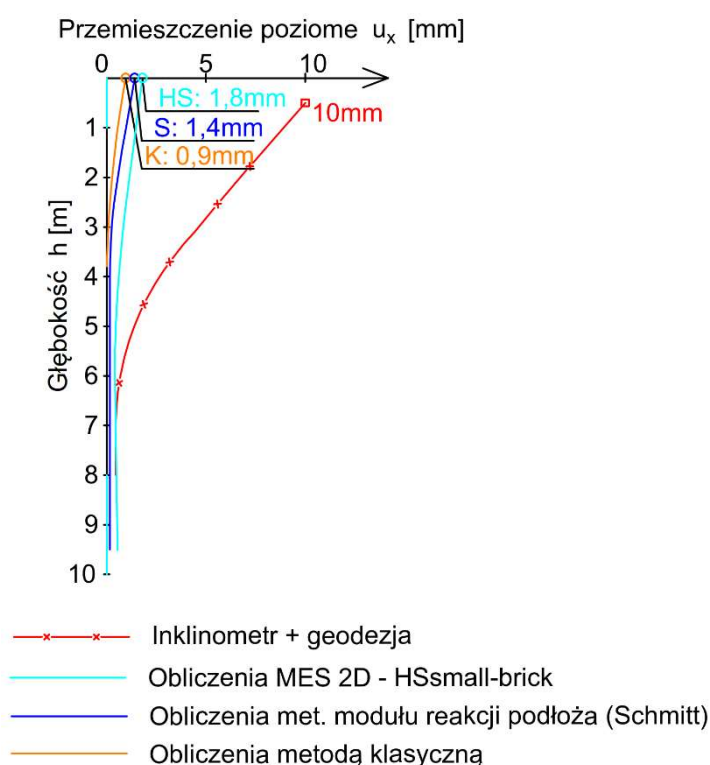
- 1) Faza 1 - wykop do poziomu platformy dla wiercenia kotew gruntowych:  $h_w = 2,5m$ ,
- 2) Faza 4 - wykop do poziomu docelowego:  $h_w = 6,0m$ ; pomiar po upływie około 1 miesiąca od wykonania pełnego wykopu.

Na poniższych wykresach przedstawiono porównanie wyników pomiarów przemieszczeń z wartościami obliczonymi przy użyciu analizowanych metod.

#### 6.2.4.1. Porównanie wyników obliczeń z przemieszczeniami pomierzonymi w pośrednim schemacie pracy ścianki

W analizowanym przypadku wykopu pośredniego, wykonanego do poziomu platformy dla wiertnicy wykonującej kotwy gruntowe, w wyniku pomiarów inklinometrycznych i geodezyjnych uzyskano przemieszczenia poziome ścianki o wartości  $10\text{mm}$  (Rys. 4.10).

Na podstawie obliczeń statycznych wykonanych przy użyciu wybranych metod otrzymano wyniki przemieszczeń poziomych o znacznie mniejszych wartościach. W analizie metodą klasyczną, w tej fazie wykonania konstrukcji, uzyskano wartość przemieszczenia równą  $0,9\text{mm}$ . Niewiele większą wartość, wynoszącą  $1,4\text{mm}$ , otrzymano w wyniku obliczeń metodą parę zależnych z wykorzystaniem wzoru Schmitt'a. W obliczeniach MES, z zastosowaniem modelu podłoża gruntowego HS-Brick otrzymano wynik przemieszczeń na poziomie  $1,8\text{mm}$ . Porównanie wartości przemieszczeń pomierzonych z obliczonymi przedstawiono na rysunku (Rys. 6.18).



Rys. 6.18. Poletko nr 2. Porównanie wyników przemieszczeń obliczonych wybranymi metodami z pomiarami „in-situ” w pośrednim schemacie pracy ścianki

Duża rozbieżność wyników obliczeń z pomiarami *in-situ* może być związana z prowadzeniem robót w okresie zimowym. Prace związane z wykonywaniem robót ziemnych w tej fazie prowadzono w styczniu. Odkopywane warstwy podłoża stanowiły grunty spoiste - gliny oraz gliny pylaste, zaliczane do gruntów wysadzinowych. Utrzymująca się przez dłuższy okres

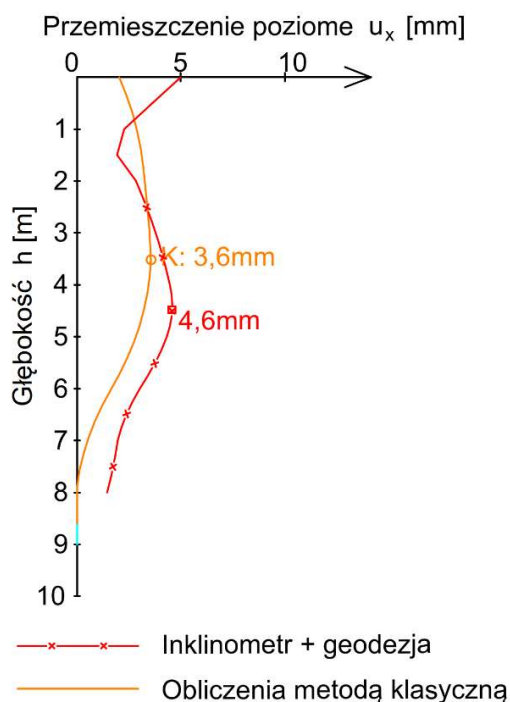
czasu ujemna temperatura spowodowała przemarzanie gruntu za odkopaną ścianką z grodzic. Na skutek przemarzania gruntów wysadzinowych mobilizowane zostało dodatkowe parcie na ściankę, które spowodowało jej nadmierne przemieszczenie w kierunku wykopu, znacznie większe niż wynikające z obliczeń statycznych.

#### 6.2.4.2. Porównanie wyników obliczeń z przemieszczeniami pomierzonymi w schemacie docelowym pracy ścianki

W analizowanym przypadku – docelowej fazie pracy konstrukcji ścianki, występują bardzo małe wartości pomierzonych przemieszczeń poziomych, wynoszące  $4,6\text{ mm}$  na głębokości około  $4,5\text{m}$  poniżej poziomu terenu oraz  $5\text{mm}$  na rzędnej odpowiadającej górnej krawędzi ścianki. Jest to rezultat zastosowania kotew gruntowych, przy stosunkowo niewielkim rozstawie poziomym wynoszącym  $1,2\text{m}$  i wstępnym ich sprężeniu znacznej wartości siłą. Wprowadzona siła naciągu kotew spowodowała przemieszczenia ścianki w kierunku naziomu, dzięki czemu zniwelowano powstałe odkształcenie z etapu wspornikowej pracy konstrukcji.

##### 6.2.4.2.1. Metoda klasyczna

Uzyskaną w obliczeniach metodą klasyczną maksymalną wartość przemieszczenia ścianki, która wynosi  $3,6\text{ mm}$ , można uznać za zbliżoną do wartości pomierzonej wynoszącej  $4,6\text{ mm}$  (Rys. 6.19).

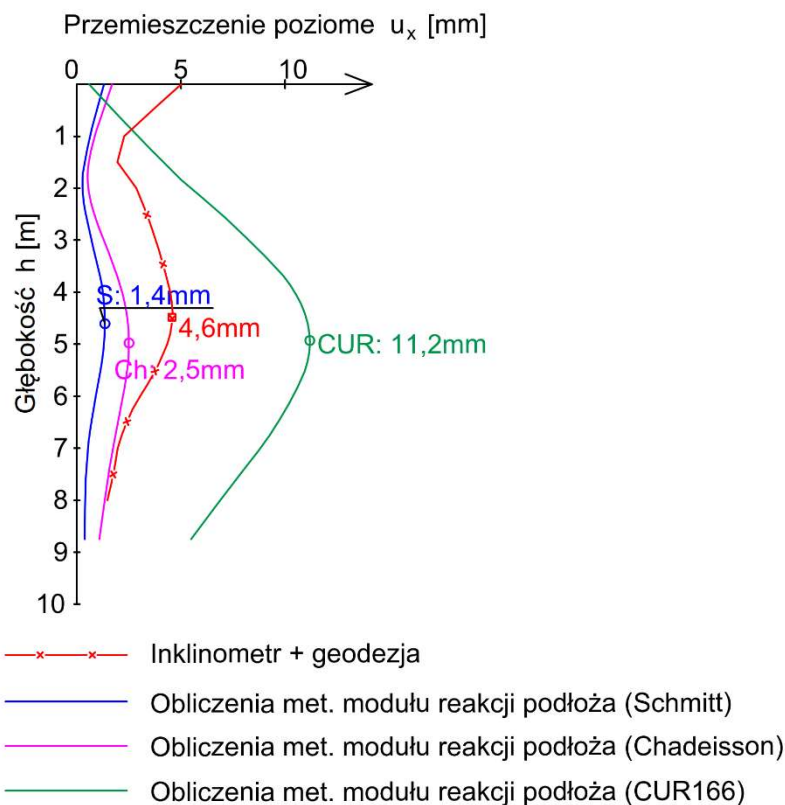


Rys. 6.19. Poletko nr 2. Porównanie wyników przemieszczeń obliczonych metodą klasyczną z pomiarami „in-situ”



#### 6.2.4.2.2. Metoda parć zależnych

W obliczeniach z wykorzystaniem metody parć zależnych w tym przypadku otrzymano wyniki charakteryzujące się znaczną rozbieżnością wartości przemieszczeń poziomych ścianki, zależnie od wybranej metody zdefiniowania modułu reakcji podłoża. Największą wartość przemieszczenia poziomego, wynoszącą  $11\text{mm}$ , uzyskano w obliczeniach metodą *CUR166*. Znacznie mniejsze wartości otrzymano w wyniku obliczeń z wykorzystaniem wzorów Chadeisson'a i Schmitt'a dla wyznaczenia wartości modułu reakcji podłoża. Przemieszczenia wyznaczone tymi metodami wyniosły odpowiednio  $2,5\text{mm}$  (*Chadeisson*) i  $1,4\text{mm}$  (*Schmitt*) (*Rys. 6.20*). Porównując obliczone wartości przemieszczeń poziomych do pomierzonych można zauważyć że wynik najbliższy rzeczywistości uzyskano w obliczeniach metodą wykorzystującą zależność dla wyznaczania modułu  $k_h$  podaną przez Chadeisson'a. W tej analizie obliczeniowej uzyskano wartość  $2,5\text{mm}$ , tj. mniej o  $2\text{mm}$  niż pomierzona „in-situ” wartość przemieszczenia. Jeszcze większe niedoszacowanie wartości, wynoszące  $3\text{mm}$ , otrzymano w obliczeniach z wykorzystaniem wzoru Schmitt'a. Z kolei uzyskana wartość przemieszczeń w obliczeniach wykorzystujących definicję modułu  $k_h$  zaproponowaną w metodzie *CUR166* jest znacznie przeszacowana. Przemieszczenie wynoszące  $11\text{mm}$  w obliczeniach według tej metody jest ponad dwukrotnie większe niż wartość pomierzona wynosząca niespełna  $5\text{mm}$ .



Rys. 6.20. Poletko nr 2. Porównanie wyników przemieszczeń obliczonych metodą parć zależnych z pomiarami „in-situ”

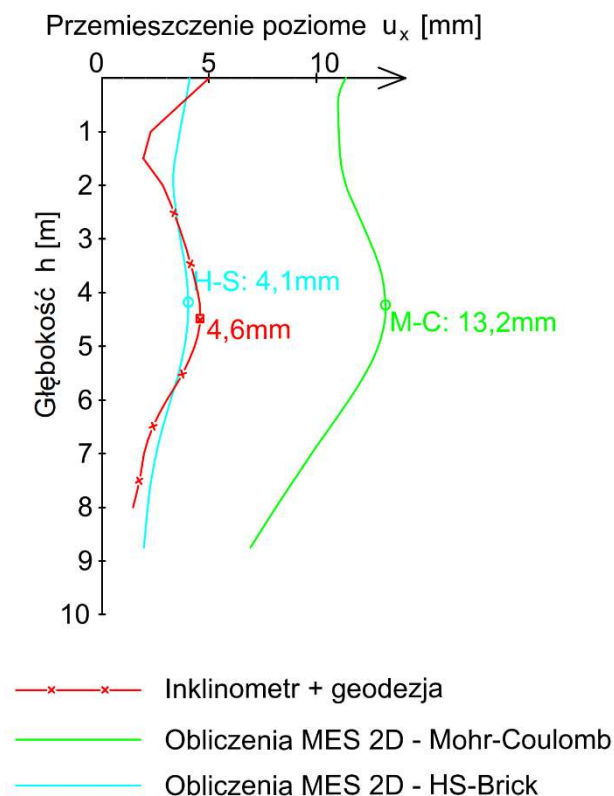
### 6.2.4.2.3. Metoda elementów skończonych 2D

W analizach obliczeniowych MES 2D dla danego przypadku, z wykorzystaniem dla opisu gruntu modeli „HS-Brick” oraz „C-M”, otrzymano znacząco różniące się maksymalne wartości poziomych przemieszczeń ścianki (Rys. 6.21).

Obliczona, maksymalna wartość przemieszczeń w analizie opartej na modelu „HS-Brick” wynosi 4,1mm i jest nieco mniejsza od wartości pomierzonej, wynoszącej 4,6mm.

Zarówno wartość obliczoną, która jest mniejsza od pomierzonej o 0,5 mm, jak i kształt linii ugięcia wyznaczony w analizie obliczeniowej, można uznać za dobre odzwierciedlenie rzeczywistych odkształceń ścianki.

W obliczeniach, z użyciem modelu *Coulomba-Mohra* uzyskano przemieszczenie wynoszące ponad 13mm, co znacznie przewyższa pomierzone wartości. Analiza tego przypadku, z wykorzystaniem modelu „C-M” do opisu gruntu, nie oddaje dobrze rzeczywistego zachowania konstrukcji.



Rys. 6.21. Poletko nr 2. Porównanie wyników przemieszczeń obliczonych Metodą Elementów Skończonych (2D) z pomiarami „in-situ”

### 6.2.4.3. Podsumowanie analizy porównawczej

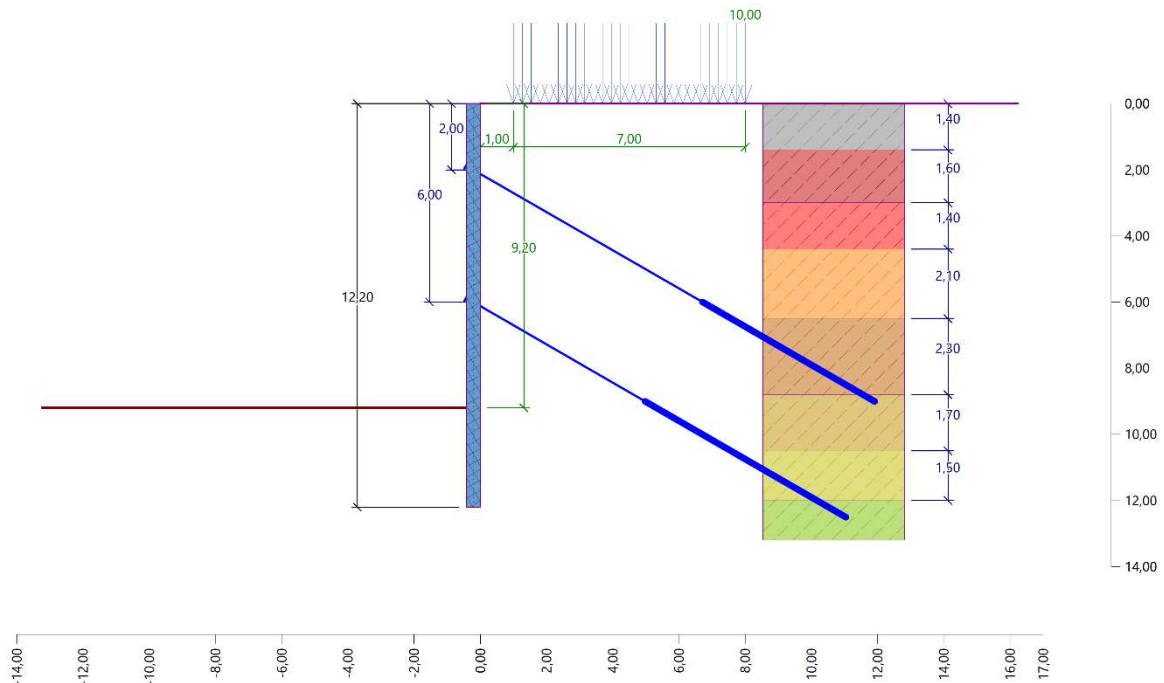
Podsumowując analizowany przypadek ścianki jednokrotnie zakotwionej można stwierdzić:

1. Żadna z wybranych metod obliczeniowych nie odwzorowała prawidłowo przemieszczeń ścianki w fazie pośredniej, która obejmowała wykop dla wykonania kotew gruntowych. Etap ten realizowany był w warunkach ujemnych temperatur, co mogło prowadzić do przemarzania gruntu. Gliny wysadzinowe oraz gliny pylaste, znajdujące się za jednostronnie odkopaną ścianką z grodzic, zwiększały swoją objętość pod wpływem przemarzania. Mobilizowane w ten sposób dodatkowe parcie na ściankę powodowało jej przemieszczenie w kierunku wykopu. Zaobserwowane zjawisko może być bardziej znaczące w przypadku głębszych wykopów, o głębokościach od około 3m do 5m. W takich sytuacjach przemieszczenia poziome górnej krawędzi ścianki wspornikowej na skutek przemarzania gruntu mogą być większe. Jest to szczególnie istotne, jeśli za ścianką, w pobliżu wykopu znajdują się istniejące budynki lub instalacje podziemne.
2. W docelowym schemacie pracy konstrukcji, najlepsze dopasowanie do pomierzonych przemieszczeń uzyskano w obliczeniach metodą MES 2D, z zastosowaniem modelu *HS-Brick*.
3. Dość dobre wyniki uzyskano również w metodzie klasycznej, gdzie niedoszacowanie wartości obliczonej wyniosło około 1mm. Z kolei w obliczeniach metodą parę zależnych, w zależności od sposobu określenia wartości modułu podatności podłoża  $k_h$ , otrzymano wyniki niedoszacowane lub przeszacowane. Jednak ze względu na niewielką skalę przemieszczeń, nie można na tej podstawie formułować ogólnych wniosków co do trafności stosowania tych metod do oceny przemieszczeń ścianek szczelnych jednokrotnie kotwionych.

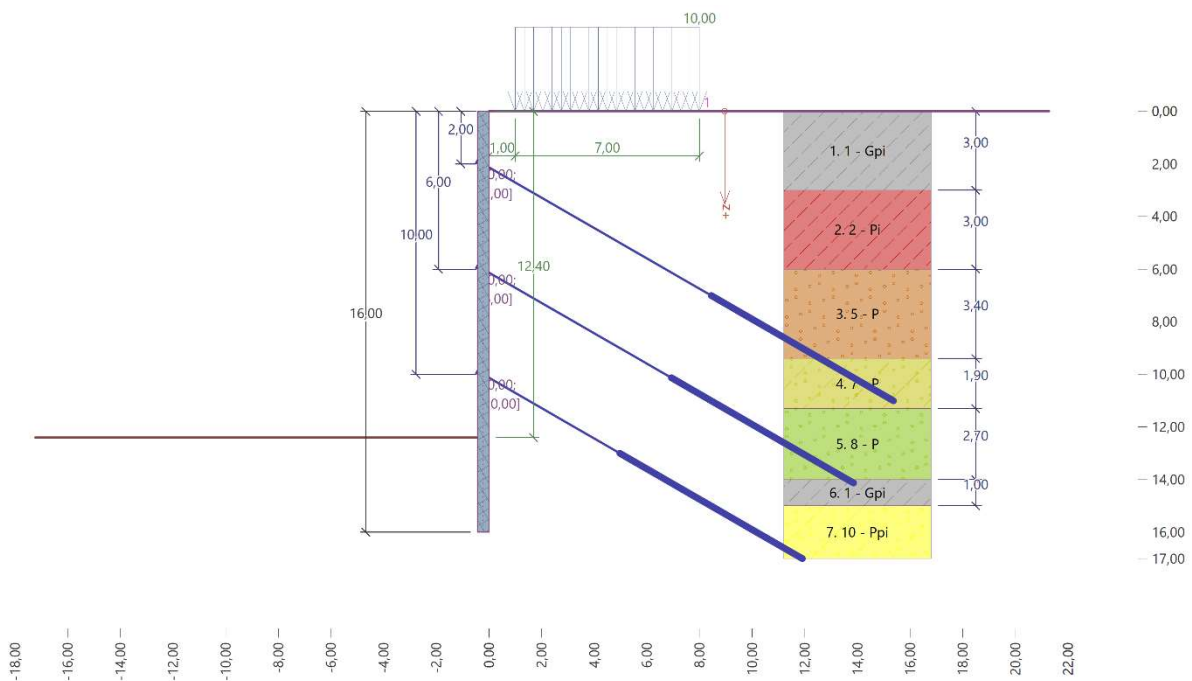
### 6.3. Poletko badawcze nr 3 – południowa Polska

#### 6.3.1. Model obliczeniowy

Przedmiot podjętych analiz obliczeniowych w ramach poletka nr 3 stanowiły ścianki szczelne kotwione w dwóch i trzech poziomach.



Rys.6.22. Poletko badawcze nr 3A - model obliczeniowy dla ścianki szczelnej kotwionej w dwóch poziomach. Rysunek z programu obliczeniowego GEO5 Ściana Analiza



Rys. 6.23. Poletko badawcze nr 3B - model obliczeniowy dla ścianki szczelnej kotwionej w trzech poziomach. Rysunek z programu obliczeniowego GEO5 Ściana Analiza

W przekroju, dla którego głębokość wykopu wynosiła 9,2m, profile grodziec GU18N pogrążono na głębokość 12,2m (Rys. 6.22). Ściankę w tym przekroju zakotwiono w dwóch poziomach: 2,0m oraz 6,0m poniżej poziomu terenu. Wykop o głębokości maksymalnej 12,4m zabezpieczono ścianką szczelną z grodziec o długości 16m, kotwioną w trzech poziomach: 2,0m, 6,0m oraz 10,0m (Rys. 6.23).

### 6.3.2. Parametry geotechniczne przyjęte do obliczeń statycznych

Parametry do obliczeń zostały ustalone na podstawie wierceń geologicznych oraz sondowań CPTU. Opis budowy podłoża gruntowego w tej lokalizacji zawarto w punkcie 4.3.3, opierając się na *Dokumentacji badań podłoża gruntowego* przygotowanej dla tej inwestycji. Wyznaczając parametry geotechniczne zamieszczone w poniższej tabeli (Tablica 6.5) wykorzystano zależności opisane w rozdziale piątym zawierającym opis przyjętych zasad i założeń przyjmowanych do modelowania.

#### 6.3.2.1. Ścianka kotwiona w dwóch poziomach

Tablica 6.5.

*Poletko nr 3A - Parametry geotechniczne warstw podłoża przyjęte do obliczeń*

| Lp | Warstwa gruntu                        | Symbol    | IL / ID | strop warstwy [m] | spąg warstwy [m] | głębokość zięrdnie [m] | miąższość warstwy [m] |
|----|---------------------------------------|-----------|---------|-------------------|------------------|------------------------|-----------------------|
| -  | 1                                     | 2         | 3       | 4                 | 5                | 6                      | 7                     |
| 1  | Nasyp niekontrolowany (Gлина pylasta) | Mg (siCl) | 0,35    | 0                 | 1,4              | 0,7                    | 1,4                   |
| 2  | Pył                                   | Si        | 0,08    | 1,4               | 3                | 2,2                    | 1,6                   |
| 3  | Pył                                   | Si        | 0,16    | 3                 | 4,4              | 3,7                    | 1,4                   |
| 4  | Pył                                   | Si        | 0,03    | 4,4               | 6,5              | 5,45                   | 2,1                   |
| 5  | Pył                                   | Si        | 0,12    | 6,5               | 8,8              | 7,65                   | 2,3                   |
| 6  | Pył                                   | Si        | 0,05    | 8,8               | 10,5             | 9,65                   | 1,7                   |
| 7  | Pył piaszczysty                       | saSi      | 0,00    | 10,5              | 12               | 11,25                  | 1,5                   |
| 8  | Pył                                   | Si        | 0,00    | 12                | 13,5             | 12,75                  | 1,5                   |
| 9  | Pył                                   | Si        | 0,00    | 13,5              | 14,4             | 13,95                  | 0,9                   |
| 10 | Piasek pylasty                        | siSa      | 0,62    | 14,4              | 15,6             | 15                     | 1,2                   |
| 11 | Piasek pylasty                        | siSa      | 0,72    | 15,6              | 16,6             | 16,1                   | 1                     |
| 12 | Piasek pylasty                        | siSa      | 0,58    | 16,6              | 20               | 18,3                   | 3,4                   |

| Lp | $\gamma$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $\gamma_{sat}$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $\sigma_{z,stop}$<br>[kPa] | $\sigma_{z,spag}$<br>[kPa] | $\sigma_{z,šrednie}$<br>[kPa] | $\sigma_{z,šrednie}$<br>[kPa] | $\sigma_{z,eff}$<br>[kPa] |
|----|----------------------------------|--|----------------------------|----------------------------|-------------------------------|-------------------------------|---------------------------|
| -  | 8                                | 9                                      | 10                         | 11                         | 12                            | 13                            | 14                        |
| 1  | 20                               | 20,0                                   | 0,00                       | 28,00                      | 14,00                         | 0,00                          | 14,00                     |
| 2  | 20                               | 20,0                                   | 28,00                      | 60,00                      | 44,00                         | 0,00                          | 44,00                     |
| 3  | 20                               | 20,0                                   | 60,00                      | 88,00                      | 74,00                         | 0,00                          | 74,00                     |
| 4  | 20                               | 20,0                                   | 88,00                      | 130,00                     | 109,00                        | 0,00                          | 109,00                    |
| 5  | 20                               | 20,0                                   | 130,00                     | 176,00                     | 153,00                        | 0,00                          | 153,00                    |
| 6  | 20                               | 20,0                                   | 176,00                     | 210,00                     | 193,00                        | 0,00                          | 193,00                    |
| 7  | 20,5                             | 20,5                                   | 210,00                     | 240,75                     | 225,38                        | 0,00                          | 225,38                    |
| 8  | 20,5                             | 20,5                                   | 240,75                     | 271,50                     | 256,13                        | 0,00                          | 256,13                    |
| 9  | 20,5                             | 20,5                                   | 271,50                     | 289,95                     | 280,73                        | 0,00                          | 280,73                    |
| 10 | 17,5                             | 19,0                                   | 289,95                     | 310,95                     | 300,45                        | 0,00                          | 300,45                    |
| 11 | 17,5                             | 19,0                                   | 310,95                     | 328,45                     | 319,70                        | 0,00                          | 319,70                    |
| 12 | 17,5                             | 19,0                                   | 328,45                     | 387,95                     | 358,20                        | 0,00                          | 358,20                    |

| Lp | qc [MPa] | fs [kPa] | u2[kPa] | qt [MPa] | Rf [%] | Qt    | Fr   | n=m  | Qtn   | lc   | OCR (1)<br>Robertson | OCR (2)<br>Kulhawy | OCR<br>(min 1,2) | OCR<br>(przyjete) | $\phi'$ [°] | c' [kPa] | $\nu$ | KoNC |
|----|----------|----------|---------|----------|--------|-------|------|------|-------|------|----------------------|--------------------|------------------|-------------------|-------------|----------|-------|------|
| -  | 15       | 16       | 17      | 18       | 19     | 20    | 21   | 22   | 23    | 24   | 25                   | 26                 | 27               | 28                | 29          | 30       | 31    | 32   |
| 1  | 1,00     | 20,00    | 1,00    | 1,00     | 4,00   | 70,44 | 2,03 | 0,60 | 32,53 | 2,23 | 51,02                | 14,09              | 14,09            | 15,00             | 29,00       | 1,00     | 0,3   | 0,52 |
| 2  | 3,50     | 50,00    | 3,00    | 3,50     | 3,00   | 78,56 | 1,45 | 0,60 | 57,28 | 2,09 | 58,47                | 15,71              | 15,71            | 15,00             | 29,00       | 3,00     | 0,3   | 0,52 |
| 3  | 2,50     | 75,00    | 4,00    | 2,50     | 3,00   | 32,79 | 3,09 | 0,65 | 30,40 | 2,60 | 19,62                | 6,56               | 6,56             | 7,00              | 29,00       | 4,00     | 0,3   | 0,52 |
| 4  | 4,50     | 120,00   | 3,00    | 4,50     | 3,00   | 40,29 | 2,73 | 0,65 | 42,55 | 2,49 | 25,38                | 8,06               | 8,06             | 7,00              | 29,00       | 5,00     | 0,3   | 0,52 |
| 5  | 3,00     | 90,00    | 3,00    | 3,00     | 3,00   | 18,61 | 3,16 | 0,60 | 23,24 | 2,79 | 9,66                 | 3,72               | 3,72             | 4,00              | 29,00       | 4,00     | 0,3   | 0,52 |
| 6  | 4,00     | 100,00   | 3,00    | 4,00     | 2,50   | 19,73 | 2,63 | 0,50 | 28,79 | 2,72 | 10,39                | 3,95               | 3,95             | 4,00              | 29,00       | 5,00     | 0,3   | 0,52 |
| 7  | 6,00     | 170,00   | 3,00    | 6,00     | 2,00   | 25,62 | 2,94 | 0,55 | 38,38 | 2,66 | 14,41                | 5,12               | 5,12             | 4,00              | 29,00       | 5,00     | 0,3   | 0,52 |
| 8  | 5,50     | 150,00   | 2,00    | 5,50     | 3,00   | 20,48 | 2,86 | 0,50 | 34,37 | 2,73 | 10,89                | 4,10               | 4,10             | 4,00              | 29,00       | 5,00     | 0,3   | 0,52 |
| 9  | 7,50     | 200,00   | -1,00   | 7,50     | 2,50   | 25,72 | 2,77 | 0,50 | 44,76 | 2,65 | 14,48                | 5,14               | 5,14             | 4,00              | 29,00       | 5,00     | 0,3   | 0,52 |
| 10 | 13,00    | 400,00   | 0,00    | 13,00    | 3,00   | 42,27 | 3,15 | 0,50 | 75,00 | 2,52 | 26,94                | 8,45               | 8,45             | 4,00              | 31,00       | 1,00     | 0,25  | 0,48 |
| 11 | 17,50    | 500,00   | 0,00    | 17,50    | 4,00   | 53,74 | 2,91 | 0,50 | 97,87 | 2,42 | 36,37                | 10,75              | 10,75            | 4,00              | 32,00       | 1,00     | 0,25  | 0,47 |
| 12 | 11,50    | 300,00   | 0,00    | 11,50    | 3,00   | 31,10 | 2,69 | 0,50 | 60,76 | 2,58 | 18,36                | 6,22               | 6,22             | 4,00              | 30,00       | 1,00     | 0,3   | 0,50 |

| Lp | Ko   | $\sigma_{ho'}$<br>[kPa] | $\alpha M$ | M [kPa] | E [kPa] | Vs (Mayne<br>2006) | Vs (Mayne<br>1995) | Vs (min) | Go [kPa] | $\gamma_{0,7}$ | Eo     | $\sigma_{z'}$ | $\left(\frac{\sigma'_z + c \operatorname{ctg} \phi}{\sigma'^{ref} + c \operatorname{ctg} \phi}\right)^m$ | Eo_ref<br>[kPa] | E50_ref<br>[kPa] | Eur_ref<br>[kPa] |
|----|------|-------------------------|------------|---------|---------|--------------------|--------------------|----------|----------|----------------|--------|---------------|--|-----------------|------------------|------------------|
| -  | 33   | 34                      | 35         | 36      | 37      | 38                 | 39                 | 40       | 41       | 42             | 43     | 44            | 45   | 47              | 47               | 48               |
| 1  | 2,00 | 27,93                   | 14,00      | 13807   | 10256   | 166,73             | 173,06             | 166,73   | 56673    | 0,00021        | 141683 | 14,00         | 0,33   | 434000          | 14500            | 31500            |
| 2  | 2,00 | 87,79                   | 12,76      | 44113   | 32770   | 230,82             | 220,34             | 220,34   | 98978    | 0,00016        | 247445 | 44,00         | 0,63   | 390000          | 17500            | 52000            |
| 3  | 1,36 | 100,87                  | 14,00      | 33975   | 25239   | 259,82             | 241,26             | 241,26   | 118665   | 0,00014        | 296662 | 74,00         | 0,83   | 356000          | 12000            | 30500            |
| 4  | 1,36 | 148,57                  | 14,00      | 61482   | 45673   | 299,67             | 265,51             | 265,51   | 143718   | 0,00014        | 359296 | 109,00        | 1,05   | 342000          | 14500            | 43500            |
| 5  | 1,03 | 157,65                  | 14,00      | 39866   | 29615   | 275,13             | 250,66             | 250,66   | 128099   | 0,00014        | 320247 | 153,00        | 1,27   | 252000          | 8000             | 23500            |
| 6  | 1,03 | 198,86                  | 14,00      | 53306   | 39599   | 284,04             | 256,10             | 256,10   | 133715   | 0,00014        | 334288 | 193,00        | 1,36   | 246000          | 10000            | 29500            |
| 7  | 1,03 | 232,22                  | 14,00      | 80853   | 60062   | 330,80             | 283,48             | 283,48   | 167927   | 0,00014        | 419818 | 225,38        | 1,52   | 276000          | 13500            | 39500            |
| 8  | 1,03 | 263,91                  | 14,00      | 73420   | 54540   | 319,29             | 277,02             | 277,02   | 160364   | 0,00014        | 400909 | 256,13        | 1,56   | 258000          | 12000            | 35000            |
| 9  | 1,03 | 289,25                  | 14,00      | 101067  | 75078   | 344,93             | 291,86             | 291,86   | 178009   | 0,00014        | 445022 | 280,73        | 1,63   | 273000          | 15500            | 46500            |
| 10 | 0,97 | 291,41                  | 14,00      | 177794  | 148161  | 413,87             | 327,62             | 327,62   | 191480   | 0,00010        | 478699 | 291,41        | 1,70   | 282000          | 29500            | 87500            |
| 11 | 0,94 | 300,57                  | 14,00      | 240524  | 200437  | 434,42             | 339,14             | 339,14   | 205173   | 0,00010        | 512933 | 300,57        | 1,72   | 298000          | 39000            | 116500           |
| 12 | 1,00 | 358,20                  | 14,00      | 155985  | 115875  | 382,21             | 312,78             | 312,78   | 174523   | 0,00014        | 436307 | 358,20        | 1,88   | 232000          | 21000            | 62000            |

### 6.3.2.2. Ścianka kotwiona w trzech poziomach

Tablica 6.6.

Poletko nr 3B - Parametry geotechniczne warstw podłoża przyjęte do obliczeń

| Lp | Warstwa gruntu              | Symbol  | IL / ID | strop warstwy [m] | spąg warstwy [m] | głębokość Zięrdnie [m] | miąższość warstwy [m] |
|----|-----------------------------|---------|---------|-------------------|------------------|------------------------|-----------------------|
| -  | 1                           | 2       | 3       | 4                 | 5                | 6                      | 7                     |
| 1  | Nasyp niekontrolowany (Pył) | Mg (Si) | 0,1     | 0                 | 3                | 1,5                    | 3                     |
| 2  | Pył                         | Si      | 0,1     | 3                 | 6                | 4,5                    | 3                     |
| 3  | Pył                         | Si      | 0,25    | 6                 | 9,4              | 7,7                    | 3,4                   |
| 4  | Piasek średni               | MSa     | 0,25    | 9,4               | 11,3             | 10,35                  | 1,9                   |
| 5  | Piasek średni               | MSa     | 0,5     | 11,3              | 14               | 12,65                  | 2,7                   |
| 6  | Piasek gliniasty            | clSa    | 0       | 14                | 15,5             | 14,75                  | 1,5                   |
| 7  | Piasek średni               | MSa     | 0,2     | 15,5              | 16,5             | 16                     | 1                     |
| 8  | Piasek średni               | MSa     | 0,4     | 16,5              | 25               | 20,75                  | 8,5                   |

| Lp | $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ] | $\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ] | $\sigma_{z, strop}$ [kPa] | $\sigma_{z, spag}$ [kPa] | $\sigma_{z, \text{średnie}}$ [kPa] | $p_{\text{średnie}}$ [kPa] | $\sigma_{z, \text{eff}}$ [kPa] |
|----|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------------|--------------------------|------------------------------------|----------------------------|--------------------------------|
| -  | 8                             | 9                                   | 10                        | 11                       | 12                                 | 13                         | 14                             |
| 1  | 20,0                          | 20,0                                | 0,00                      | 60,00                    | 30,00                              | 0,00                       | 30,00                          |
| 2  | 20,0                          | 20,0                                | 60,00                     | 120,00                   | 90,00                              | 0,00                       | 90,00                          |
| 3  | 20,0                          | 20,0                                | 120,00                    | 188,00                   | 154,00                             | 0,00                       | 154,00                         |
| 4  | 18,5                          | 20,0                                | 188,00                    | 223,15                   | 205,58                             | 0,00                       | 205,58                         |
| 5  | 18,5                          | 20,0                                | 223,15                    | 273,10                   | 248,13                             | 0,00                       | 248,13                         |
| 6  | 20,0                          | 20,0                                | 273,10                    | 303,10                   | 288,10                             | 0,00                       | 288,10                         |
| 7  | 18,5                          | 20,0                                | 303,10                    | 321,60                   | 312,35                             | 0,00                       | 312,35                         |
| 8  | 18,5                          | 20,0                                | 321,60                    | 478,85                   | 400,23                             | 0,00                       | 400,23                         |

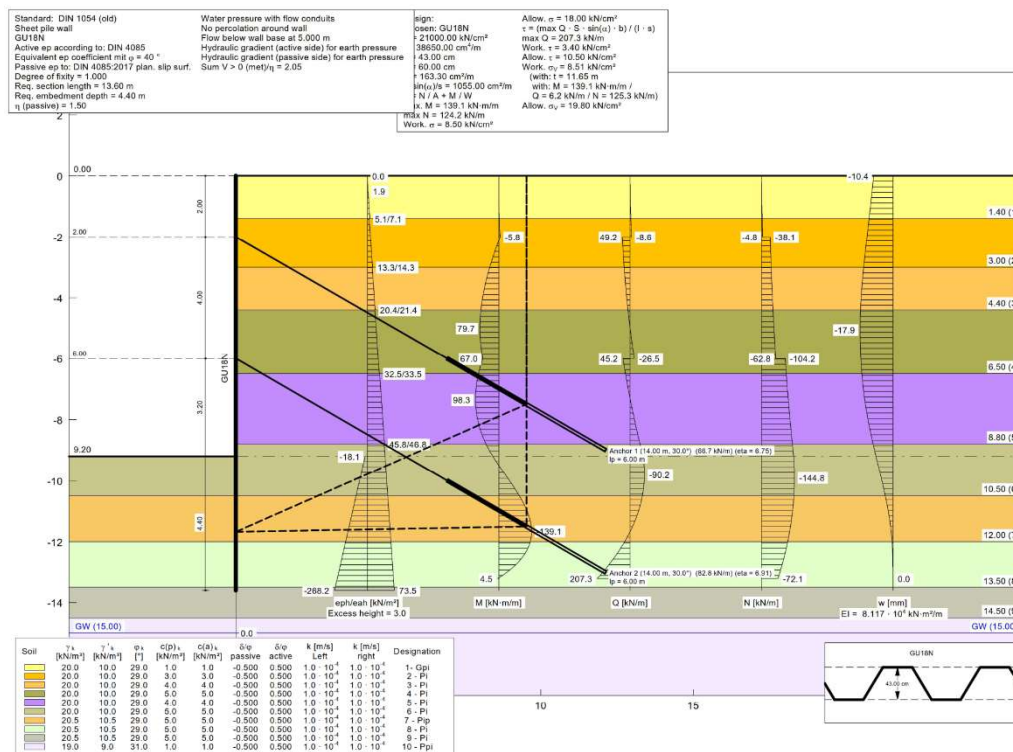
| Lp | qc [MPa] | fs [kPa] | u2[kPa] | qt [MPa] | Rf [%] | Qt    | Fr   | n=m  | Qtn   | lc   | OCR (1) Robertson | OCR (2) Kulhawy | OCR (min 1,2) | OCR (przyjęte) | $\phi'$ [°] | c' [kPa] | v    | KoNC |
|----|----------|----------|---------|----------|--------|-------|------|------|-------|------|-------------------|-----------------|---------------|----------------|-------------|----------|------|------|
| -  | 15       | 16       | 17      | 18       | 19     | 20    | 21   | 22   | 23    | 24   | 25                | 26              | 27            | 28             | 29          | 30       | 31   | 32   |
| 1  | 3,00     | 100,00   | 1,00    | 3,00     | 3,00   | 99,01 | 3,37 | 0,60 | 61,78 | 2,29 | 78,08             | 19,80           | 19,80         | 20,00          | 29,00       | 5,00     | 0,3  | 0,52 |
| 2  | 2,50     | 70,00    | 2,00    | 2,50     | 2,75   | 26,78 | 2,90 | 0,60 | 26,63 | 2,65 | 15,23             | 5,36            | 5,36          | 17,00          | 29,00       | 4,00     | 0,3  | 0,52 |
| 3  | 1,25     | 55,00    | 2,00    | 1,25     | 3,50   | 7,12  | 5,02 | 0,65 | 9,44  | 3,25 | 2,91              | 1,42            | 1,42          | 6,00           | 29,00       | 3,00     | 0,3  | 0,52 |
| 4  | 7,50     | 150,00   | 0,00    | 7,50     | 2,00   | 35,48 | 2,06 | 0,50 | 52,31 | 2,46 | 21,65             | 7,10            | 7,10          | 5,50           | 32,00       | 1,00     | 0,25 | 0,47 |
| 5  | 15,00    | 250,00   | 0,00    | 15,00    | 1,75   | 59,45 | 1,69 | 0,50 | 95,23 | 2,23 | 41,27             | 11,89           | 11,89         | 4,50           | 34,00       | 1,00     | 0,25 | 0,44 |
| 6  | 5,00     | 125,00   | 0,00    | 5,00     | 2,00   | 16,36 | 2,65 | 0,55 | 27,94 | 2,79 | 8,22              | 3,27            | 3,27          | 4,30           | 30,00       | 2,00     | 0,3  | 0,50 |
| 7  | 8,50     | 200,00   | 0,00    | 8,50     | 1,70   | 26,21 | 2,44 | 0,50 | 48,09 | 2,61 | 14,83             | 5,24            | 5,24          | 4,00           | 31,00       | 1,00     | 0,25 | 0,48 |
| 8  | 20,00    | 500,00   | 0,00    | 20,00    | 1,00   | 48,97 | 2,55 | 0,50 | 99,97 | 2,41 | 32,39             | 9,79            | 9,79          | 3,50           | 33,00       | 1,00     | 0,25 | 0,46 |

| Lp | K <sub>o</sub> | σ <sub>ho</sub> <sup>1</sup><br>[kPa] | α <sub>M</sub> | M [kPa] | E [kPa] | V <sub>s</sub> (Mayne 2006) | V <sub>s</sub> (Mayne 1995) | V <sub>s</sub> (min) | G <sub>o</sub> | γ <sub>o,7</sub> | E <sub>o</sub> | σ <sub>3</sub> <sup>1</sup> | $\left(\frac{\sigma_3^1 + c \cdot ct \cdot g \cdot \phi}{\sigma^{1 \cdot \sigma^{1 \cdot T} + c \cdot ct \cdot g \cdot \phi}}\right)^{7m}$ | E <sub>o_ref</sub><br>[kPa] | E50ref | E <sub>urref</sub> |
|----|----------------|---------------------------------------|----------------|---------|---------|-----------------------------|-----------------------------|----------------------|----------------|------------------|----------------|-----------------------------|--|-----------------------------|--------|--------------------|
| -  | 33             | 34                                    | 35             | 36      | 37      | 38                          | 39                          | 40                   | 41             | 42               | 43             | 44                          | 45   | 46                          | 47     | 48                 |
| 1  | 2,30           | 69,12                                 | 14,00          | 41583   | 30890   | 283,97                      | 256,10                      | 256,10               | 133715         | 0,00016          | 334288         | 30,00                       | 0,54   | 620000                      | 19500  | 57500              |
| 2  | 2,12           | 191,18                                | 14,00          | 33746   | 25068   | 254,50                      | 237,70                      | 237,70               | 115189         | 0,00016          | 287972         | 90,00                       | 0,94   | 306000                      | 10500  | 27000              |
| 3  | 1,26           | 194,34                                | 7,12           | 7806    | 5799    | 229,80                      | 225,26                      | 225,26               | 103445         | 0,00014          | 258613         | 154,00                      | 1,31   | 198000                      | 7000   | 14000              |
| 4  | 1,10           | 226,63                                | 14,00          | 102122  | 85102   | 316,41                      | 277,02                      | 277,02               | 144718         | 0,00010          | 361796         | 205,58                      | 1,43   | 254000                      | 20000  | 60000              |
| 5  | 0,94           | 232,02                                | 14,00          | 206526  | 172105  | 356,39                      | 303,38                      | 303,38               | 173565         | 0,00010          | 433913         | 232,02                      | 1,52   | 287000                      | 38000  | 113500             |
| 6  | 1,04           | 298,71                                | 14,00          | 65967   | 49004   | 302,87                      | 267,61                      | 267,61               | 146007         | 0,00018          | 365019         | 288,10                      | 1,77   | 207000                      | 9500   | 28000              |
| 7  | 0,97           | 302,96                                | 14,00          | 114627  | 95523   | 343,27                      | 291,86                      | 291,86               | 160642         | 0,00010          | 401605         | 302,96                      | 1,73   | 233000                      | 18500  | 55500              |
| 8  | 0,85           | 340,95                                | 14,00          | 274397  | 228664  | 430,43                      | 339,14                      | 339,14               | 216898         | 0,00010          | 542244         | 340,95                      | 1,84   | 296000                      | 42000  | 125000             |

### 6.3.3. Wyniki obliczeń statycznych

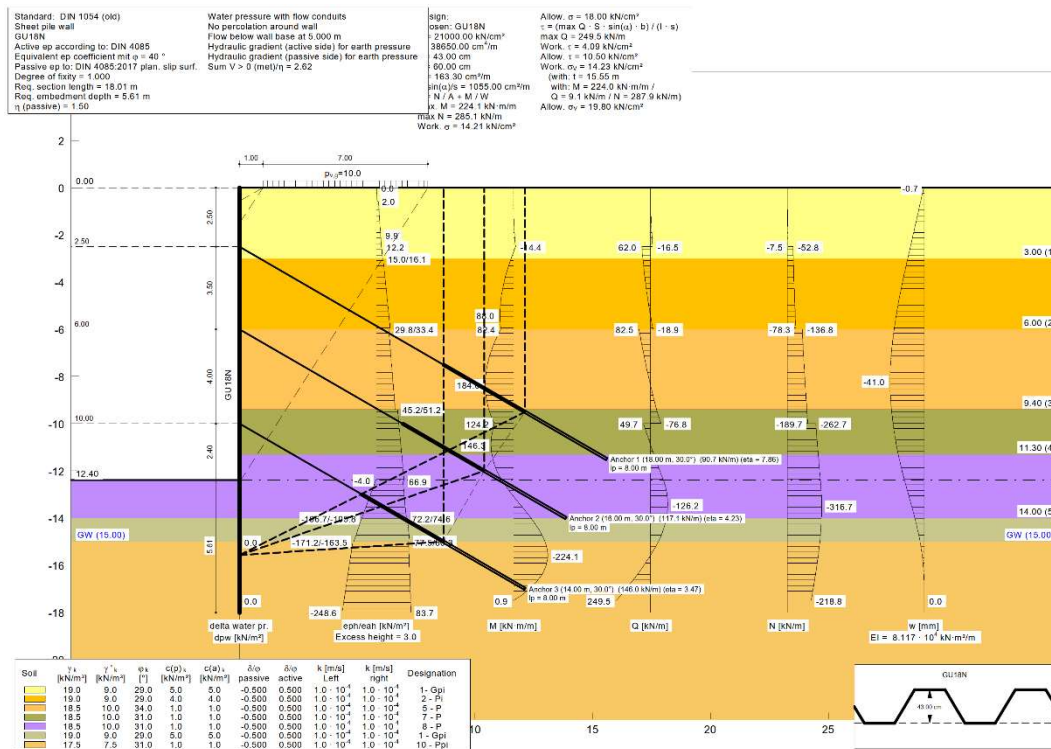
#### 6.3.3.1. Metoda klasyczna

Dla przedstawionych założeń obliczeniowych na rysunkach (Rys. 6.22, Rys. 6.23) oraz w tablicach (Tab. 6.5, Tab. 6.6.) przyjętych dla analizowanych ścianek szczelnych, wykonano analizę statyczną metodą klasyczną. W wyniku obliczeń wykonanych w programie GGU-Retain, dla ostatniej fazy wykopu uzyskano przemieszczenia na poziomie 18mm dla ścianki kotwionej w dwóch poziomach (Rys. 6.24) oraz 41mm dla ścianki kotwionej trzema poziomami kotew gruntowych (Rys. 6.25).



Rys. 6.24. Poletko nr 3A – ścianka kotwiona w dwóch poziomach. Wyniki obliczeń metodą klasyczną przy użyciu programu GGU-Retain

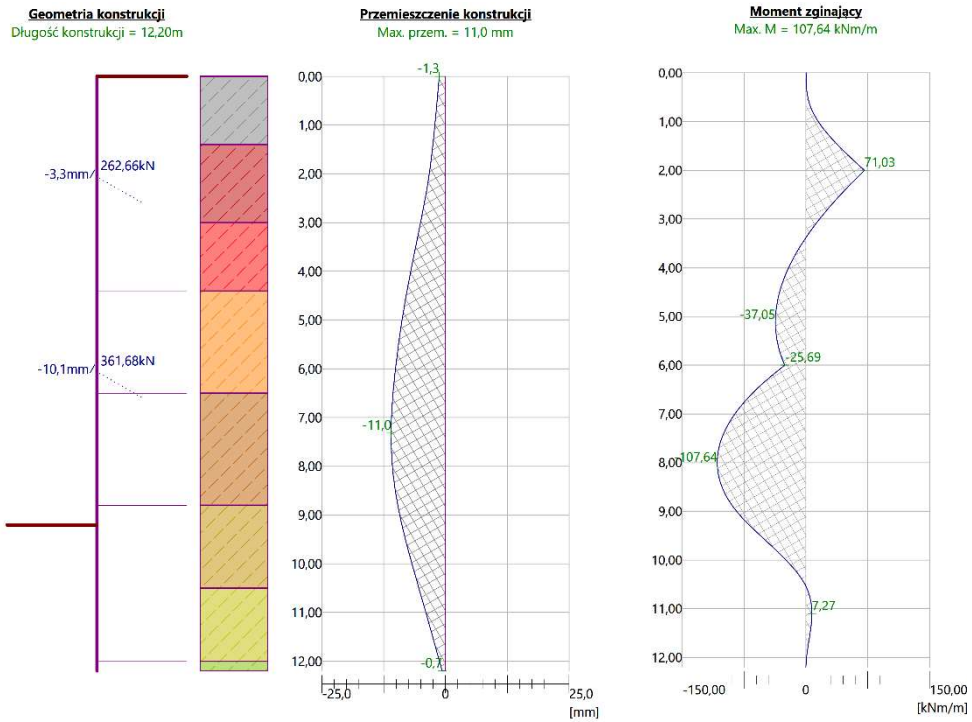




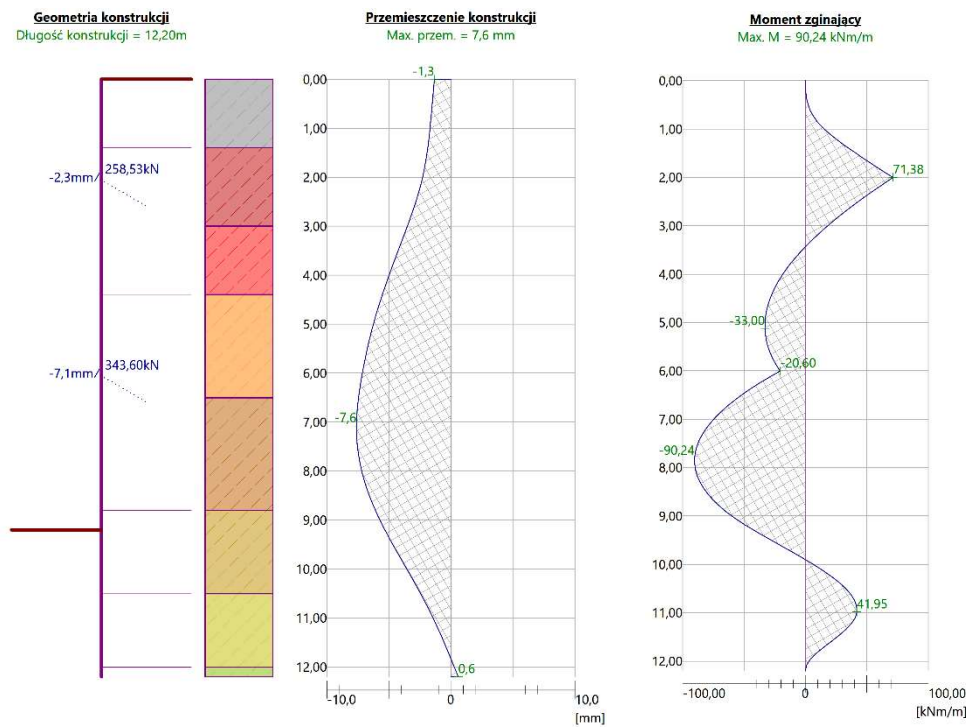
Rys. 6.25. Poletko nr 3B – ścianka kotwiona w trzech poziomach. Wyniki obliczeń metodą klasyczną przy użyciu programu GGU-Retain

### 6.3.3.2 Metoda parć zależnych

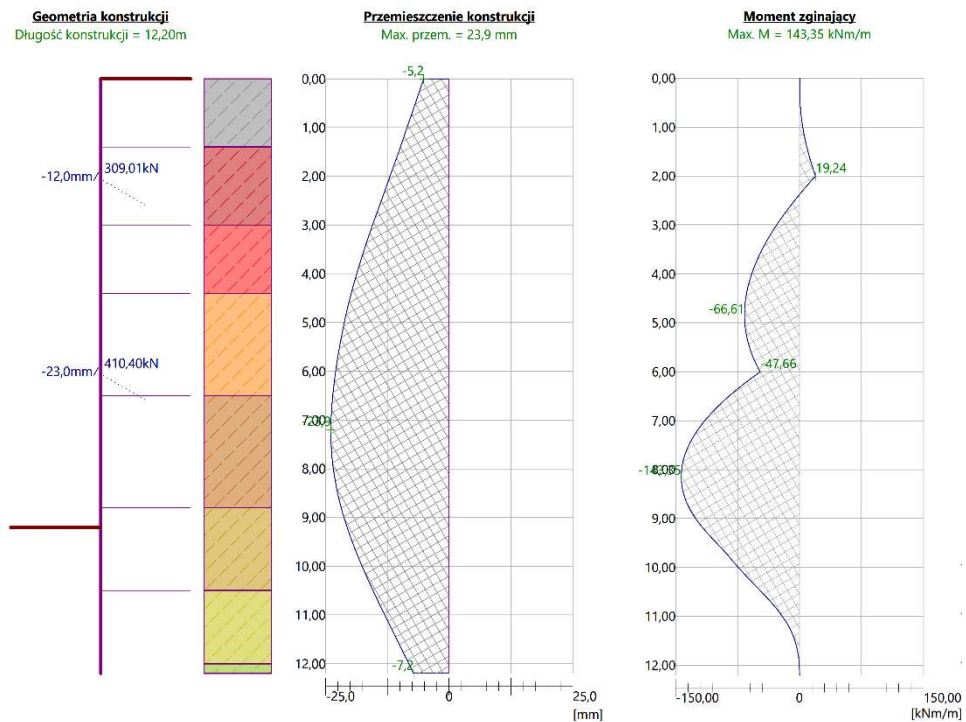
Analogicznie jak dla metody klasycznej, dla przyjętych założeń, wykonano obliczenia ścianek metodą parć zależnych, korzystając z programu *GEO5 Ściana Analiza*. W obliczeniach tych uzyskano dużą rozbieżność wyników przemieszczeń zależnie od zastosowanej metody. Dla ścianki kotwionej w dwóch poziomach najmniejszą wartość przemieszczenia, która wyniosła 8mm uzyskano dla metody opartej na wzorze *Schmitt'a* (Rys. 6.27). Największa z kolei wartość, wynosząca 24mm stanowi rezultat analizy z wykorzystaniem metody *CUR166* (Rys. 6.28). Wariant obliczeń z zastosowaniem wzoru *Chadeisson'a* pozwolił na otrzymanie wartości przemieszczenia poziomego równego 11mm (Rys. 6.26). Dokonując porównania otrzymanych wyników w zakresie sił wewnętrznych w konstrukcji można zauważyć, że największą wartość momentu zginającego ściankę, wynoszącego 143kNm/m otrzymano w metodzie *CUR166* (Rys. 6.28). W pozostałych dwóch metodach moment zginający osiągnął wartość 107kNm/m w rozwiązaniu wg *Chadeisson'a* (Rys. 6.26) oraz 90kNm/m dla obliczeń wg wzoru *Schmitt'a* (Rys. 6.27).



Rys.6.26. Poletko nr 3A. Wyniki obliczeń metodą parć zależnych przy użyciu programu GEO5 Ściana Analiza. Moduł podatności podłoża  $k_h$  wg wzoru Chadeisson'a

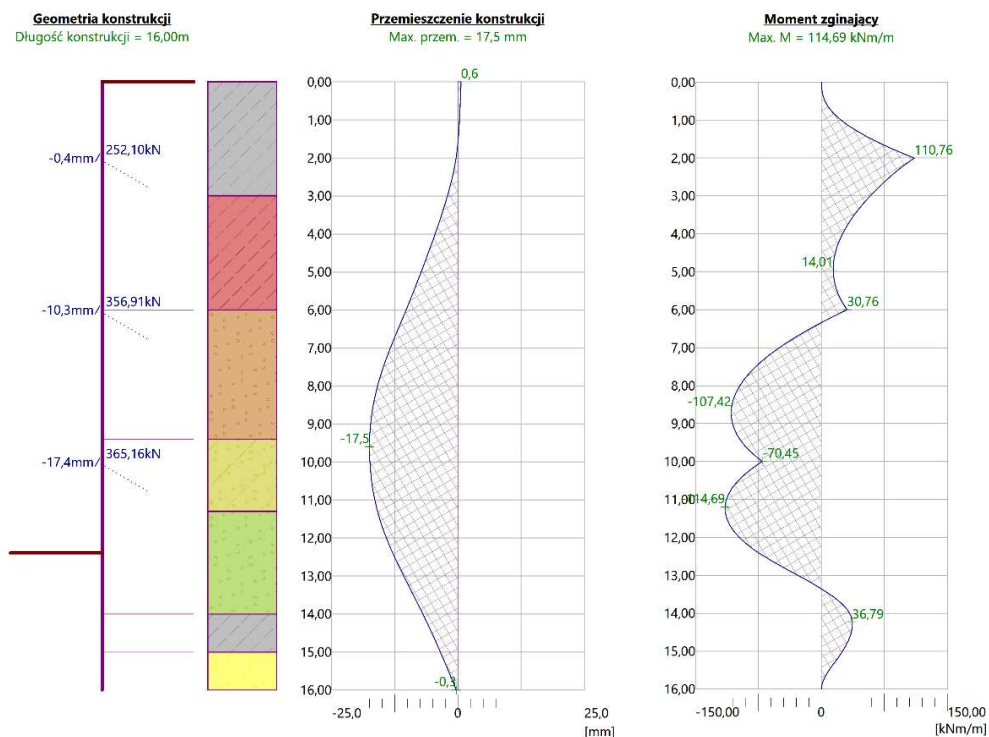


Rys. 6.27. Poletko nr 3A. Wyniki obliczeń metodą parć zależnych przy użyciu programu GEO5 Ściana Analiza. Moduł podatności podłoża  $k_h$  wg wzoru Schmitt'a



Rys. 6.28. Poletko nr 3A. Wyniki obliczeń metodą parć zależnych przy użyciu programu GEO5 Ściana Analiza. Moduł podatności podłoża  $k_h$  wg CUR166

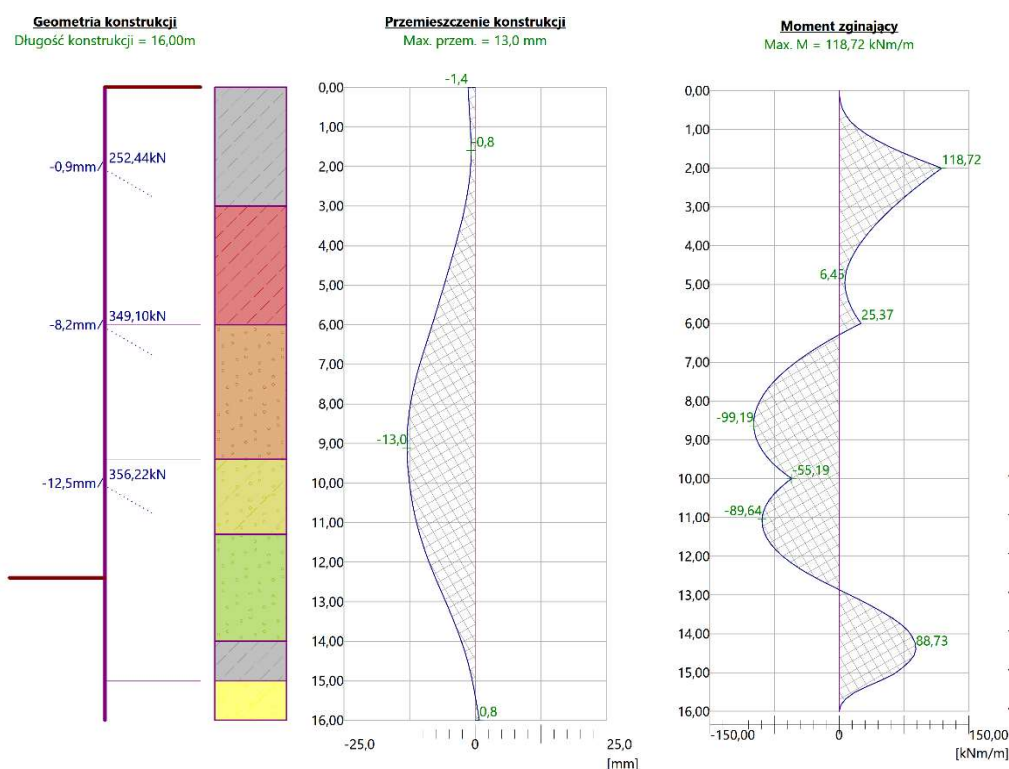
W analizie przypadku ścianki trzykrotnie kotwionej rozrzut wyników obliczeń metodą modułu parć zależnych, uzyskanych w trzech wariantach, jest mniejszy niż dla ścianki z kotwami rozmieszczonymi w dwóch poziomach. Wyniki tej analizy przedstawiają poniższe rysunki.



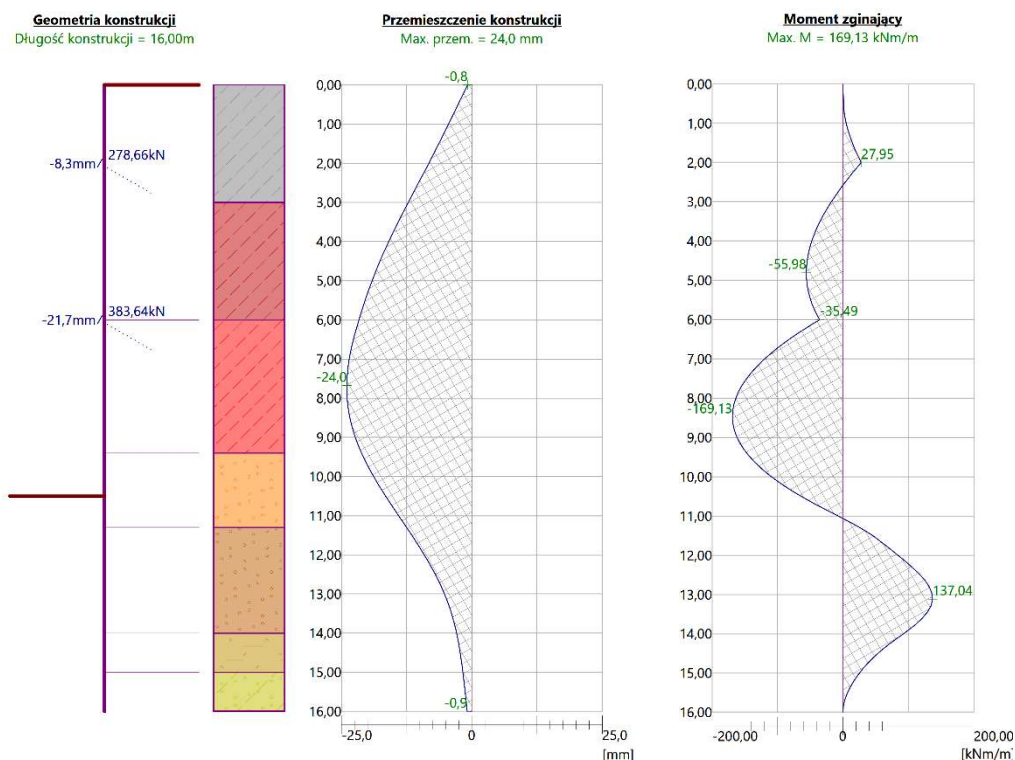
Rys.6.29. Poletko nr 3B. Wyniki obliczeń metodą parć zależnych przy użyciu programu GEO5 Ściana Analiza. Moduł podatności podłoża  $k_h$  wg wzoru Chadeisson'a

Na podstawie analizy wg wzorów *Chadeisson'a* i *Schmitt'a* uzyskano przemieszczenia wynoszące odpowiednio  $17,5\text{mm}$  (Rys. 6.13) i  $13\text{mm}$  (Rys. 6.14). Obliczenia ścianki w tych metodach dały zbliżony rezultat w postaci maksymalnej wartości momentu zginającego wynoszącego  $115\text{kNm/m}$  w rozwiązaniu według *Chadeisson'a* i  $119\text{kNm/m}$  według teorii *Schmitt'a*.

Największą wartość przemieszczenia, wynoszącą  $24\text{mm}$  oraz momentu zginającego ściankę na poziomie  $169\text{kNm/m}$  otrzymano w obliczeniach wykorzystujących metodę CUR166.



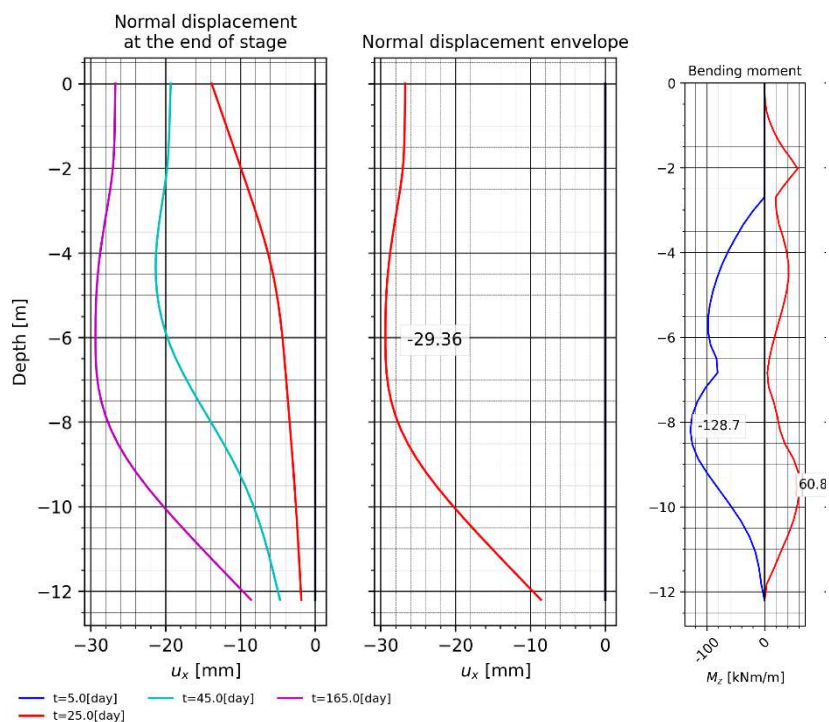
Rys.6.30. Poletko nr 3B. Wyniki obliczeń metodą parć zależnych przy użyciu programu GEO5 Ściana Analiza. Moduł podatności podłoża  $k_h$  wg wzoru *Schmitt'a*



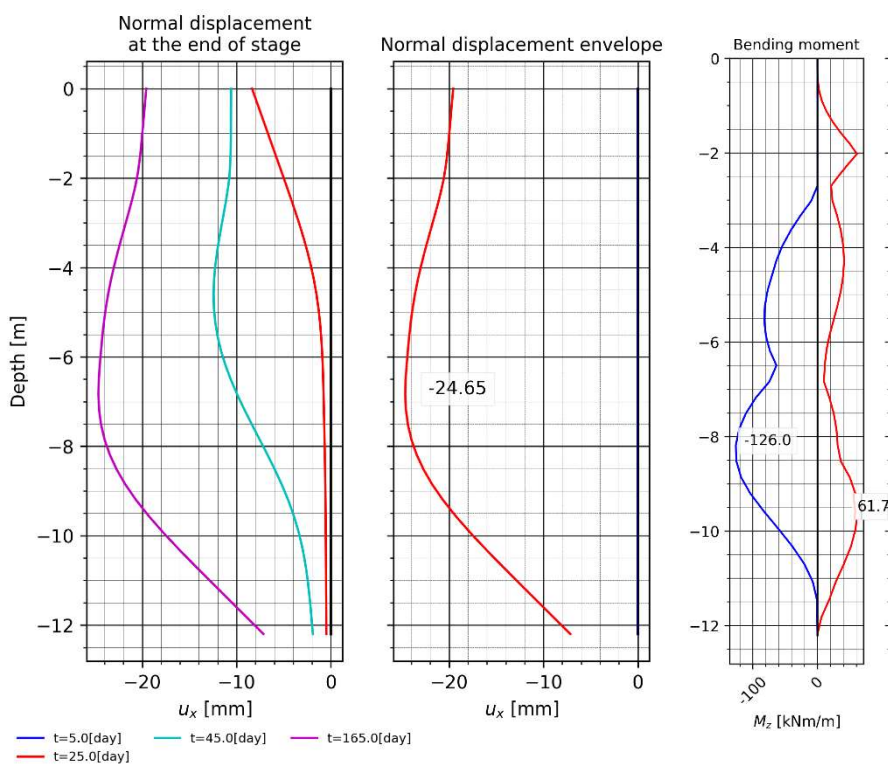
Rys. 6.31. Poletko nr 3B. Wyniki obliczeń metodą parć zależnych przy użyciu programu GEO5 Ściana Analiza. Moduł podatności podłoża  $k_h$  wg CUR166

### 6.3.3.3. Metoda MES 2D

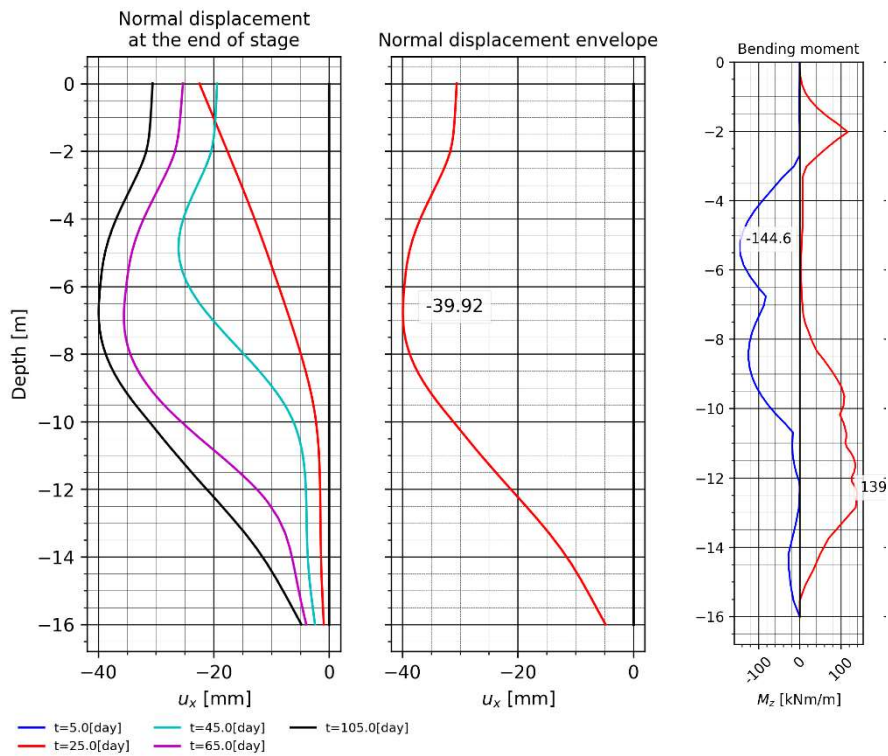
Obliczenia MES w płaskim stanie odkształcenia dla analizowanych ścianek dwu- i trzykrotnie kotwionych, prowadzone przy zastosowaniu programu ZSWalls 2023, pozwoliły na wyznaczenie przemieszczeń ścianki oraz momentów zginających, które przedstawiono na poniższych rysunkach. W obliczeniach z wykorzystaniem do opisu gruntu modelu Coulomba-Mohra uzyskano przemieszczenie o wartości  $29\text{mm}$  dla ścianki dwukrotnie kotwionej (Rys.6.32) oraz  $40\text{mm}$  dla ścianki z trzema poziomami kotew (Rys.6.34). W analizie wykorzystującej model *HS-Brick* obliczone przemieszczenia osiągnęły wartości  $25\text{mm}$  (Rys.6.33) i  $46\text{mm}$  (Rys.6.35) odpowiednio dla ścianek zakotwionych w dwóch i trzech poziomach. W omawianych obliczeniach, przy zastosowaniu do opisu gruntu modeli *Coulomba-Mohra* oraz *HS-Brick*, uzyskano zbliżone do siebie wartości momentów zginających. W pierwszym przypadku, dla ścianki z dwoma poziomami kotwienia, wartość momentów zginających ściankę wyniosła  $129\text{kNm/m}$  dla obliczeń z wykorzystaniem modelu „C-M” (Rys.6.32) i  $126\text{kNm/m}$  przy przyjęciu modelu „HS-Brick” (Rys.6.33). W obliczeniach ścianki trzykrotnie kotwionej wartości momentów zginających osiągnęły maksymalnie  $145\text{kNm/m}$  dla modelu „C-M” (Rys.6.34) i  $139\text{kNm/m}$  dla modelu „HS-Brick” (Rys.6.35).



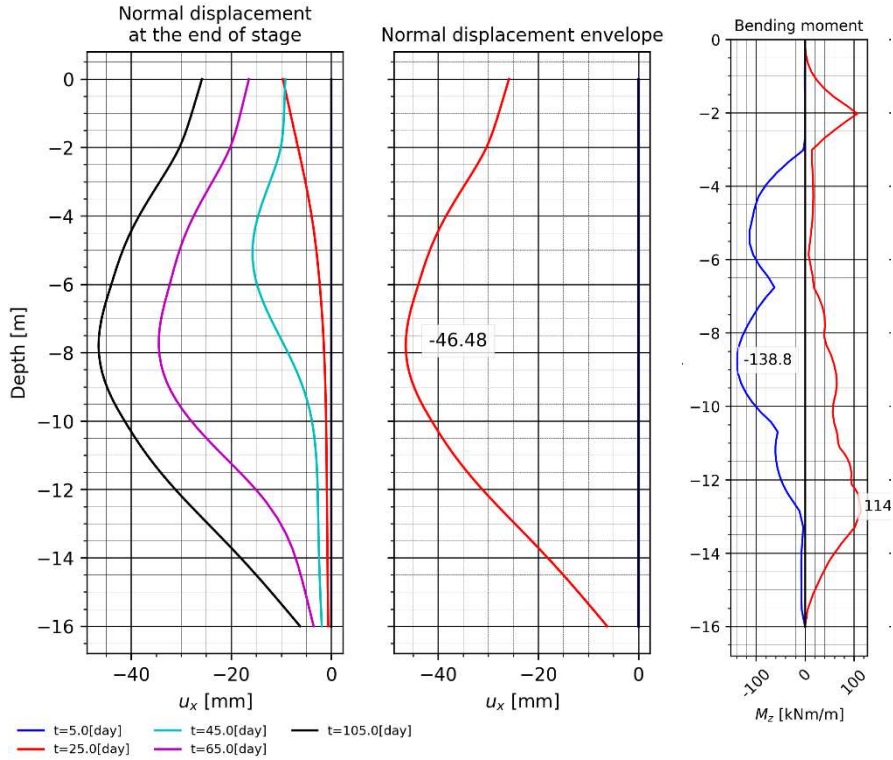
Rys. 6.32. Poletko nr 3A. Wyniki obliczeń metodą MES2D. Model gruntu - Coulomba-Mohra



Rys. 6.33. Poletko nr 3A. Wyniki obliczeń metodą MES2D. Model gruntu – HS-Brick



Rys. 6.34. Poletko nr 3B. Wyniki obliczeń metodą MES2D. Model gruntu - Coulomba-Mohra



Rys. 6.35. Poletko nr 3B. Wyniki obliczeń metodą MES2D. Model gruntu – HS-Brick

#### 6.3.3.4. Podsumowanie wyników

W poniższych tabelach zestawiono otrzymane wyniki obliczeń statycznych w zakresie maksymalnych wartości przemieszczenia poziomego ścianki oraz momentów zginających (Tablica 6.7, Tablica 6.8). Zestawienie zawiera również maksymalne wartości przemieszczeń pomierzonych w miejscu analizowanego przekroju obliczeniowego na ścianie szczelnej.

Tablica 6.7.

*Poletko badawcze nr 3A: Zestawienie wyników obliczeń – maksymalnych wartości przemieszczeń poziomych i momentów zginających oraz maksymalnych pomierzonych przemieszczeń ścianki szczelnej*

| Monitoring / Metoda obliczeniowa:      | Przemieszczenie ścianki | Mmax  | Mmin  |
|--|-------------------------|-------|-------|
| [-]                                    | [mm]                    | [kNm] | [kNm] |
| 1. Pomiar geodezyjny + inklinometr     | 25,0                    | -     | -     |
| 2. Metoda Klasyczna                    | 17,9                    | 98    | -139  |
| 3a. Metoda parć zależnych - Chadeisson | 11,0                    | 108   | -71   |
| 3b. Metoda parć zależnych - Schmitt    | 7,6                     | 90    | -71   |
| 3c. Metoda parć zależnych - CUR166     | 23,9                    | 143   | -19   |
| 4. MES 2D Mohr - Coulomb               | 29,4                    | 129   | -61   |
| 5. MES 2D HS-Brick                     | 25,0                    | 126   | -62   |

Tablica 6.8.

*Poletko badawcze nr 3B: Zestawienie wyników obliczeń – maksymalnych wartości przemieszczeń poziomych i momentów zginających oraz maksymalnych pomierzonych wartości przemieszczeń ścianki szczelnej*

| Monitoring / Metoda obliczeniowa:      | Przemieszczenie ścianki | Mmax  | Mmin  |
|--|-------------------------|-------|-------|
| [-]                                    | [mm]                    | [kNm] | [kNm] |
| 1. Pomiar geodezyjny + inklinometr     | 43,5                    | -     | -     |
| 2. Metoda Klasyczna                    | 41                      | 185,0 | -224  |
| 3a. Metoda parć zależnych - Chadeisson | 17,5                    | 115,0 | -111  |
| 3b. Metoda parć zależnych - Schmitt    | 13                      | 99,0  | -119  |
| 3c. Metoda parć zależnych - CUR166     | 24                      | 169,0 | -137  |
| 4. MES 2D Mohr - Coulomb               | 40                      | 145,0 | -139  |
| 5. MES 2D HS-Brick                     | 46                      | 139,0 | -114  |



#### **6.3.4. Porównanie wyników obliczeń z przemieszczeniami pomierzonymi**

Szczegółowej analizie porównawczej poddaje się otrzymane wyniki obliczeń ścianki z wartościami pomierzonymi „*in-situ*” przy użyciu inklinometru oraz technik geodezyjnych. W pierwszej kolejności porównanie to przedstawia się dla fazy pośredniej wykopu. Pomiary były wykonywane na różnych etapach budowy ścianki, co zostało omówione w rozdziale czwartym (*Rys. 4.11*). Dla ścianki dwukrotnie kotwionej (poletko badawcze 3A) wybraną fazą pośrednią jest schemat statyczny konstrukcji zakotwionej w jednym poziomie i odkopanej do rzędnej odpowiadającej instalacji kotew drugiego poziomu. W przypadku ścianki trzykrotnie kotwionej (poletko badawcze 3B) jest to etap odkopania konstrukcji do poziomu wiercenia kotew trzeciego poziomu, kiedy dwa wyższe rzędy kotwienia są już zrealizowane.

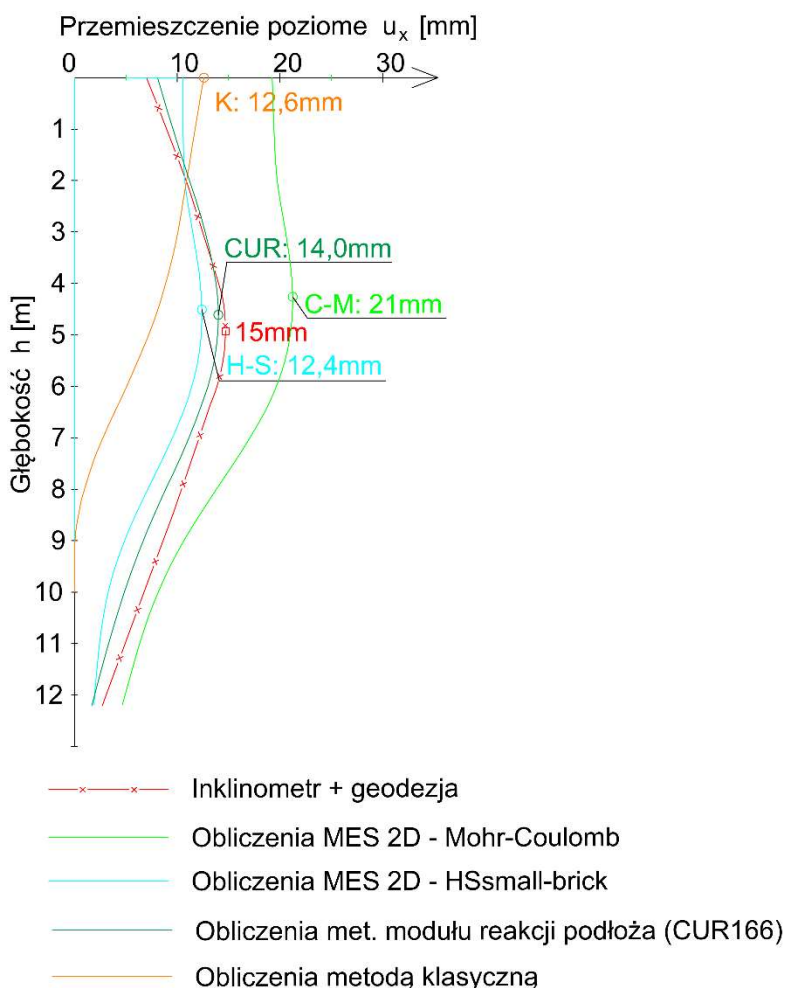
W dalszej części rozdziału przedstawia się porównanie wartości przemieszczeń pomierzonych z obliczonymi w schemacie docelowym, czyli na etapie wykonania wykopu docelowego.

##### **6.3.4.1. Porównanie wyników obliczeń z przemieszczeniami pomierzonymi w schemacie pośrednim pracy ścianki**

W przypadku analizowanej sytuacji przejściowej dla poletka badawczego 3A, mamy do czynienia ze statycznym układem ścianki jednokrotnie kotwionej, która została odkopana do poziomu platformy w celu zainstalowania drugiego rzędu kotew gruntowych.

Badania poziomych odkształceń, przeprowadzone za pomocą inklinometru oraz uzupełnione pomiarami geodezyjnymi przemieszczeń górnej krawędzi ścianki, wykazały maksymalne poziome przemieszczenia wynoszące 15 mm (*Rys. 6.36*). Dla porównania na przedstawionym wykresie zaprezentowano wyniki przemieszczeń poziomych uzyskane z obliczeń statycznych, przeprowadzonych przy użyciu wybranych metod. Maksymalne wartości obliczonych przemieszczeń zawierają się w przedziale od 12,4mm, uzyskanej w analizie MES z wykorzystaniem modelu „*HS-Brick*” do wartości 21mm przy zastosowaniu modelu „*C-M*”. W metodzie parć zastępczych z modułem reakcji podłoża wyznaczonym zgodnie z wytycznymi holenderskimi (*CUR166*) otrzymano wartość przemieszczenia na poziomie 14 mm, podczas gdy w analizie metodą klasyczną było to 12,6mm. Na wykresie nie przedstawiono wyników obliczeń metodą parć zależnych z użyciem modułów reakcji podłoża  $k_h$  wg *Chadeisson'a* i *Schmitt'a*, ponieważ znacznie odbiegały one od wyników pomiarów i innych metod obliczeniowych. Przemieszczenia poziome ścianki wyniosły odpowiednio 3mm dla metody *Schmitt'a* oraz 4,5mm dla metody *Chadeisson'a*. Wynik przemieszczeń w metodzie klasycznej zaprezentowano ze względu na jego zbliżoną do pomierzonej maksymalną wartość

przesunięcia poziome. Niemniej jednak kształt linii ugięcia ścianki wyznaczony w obliczeniach odbiega od zmierzonego.

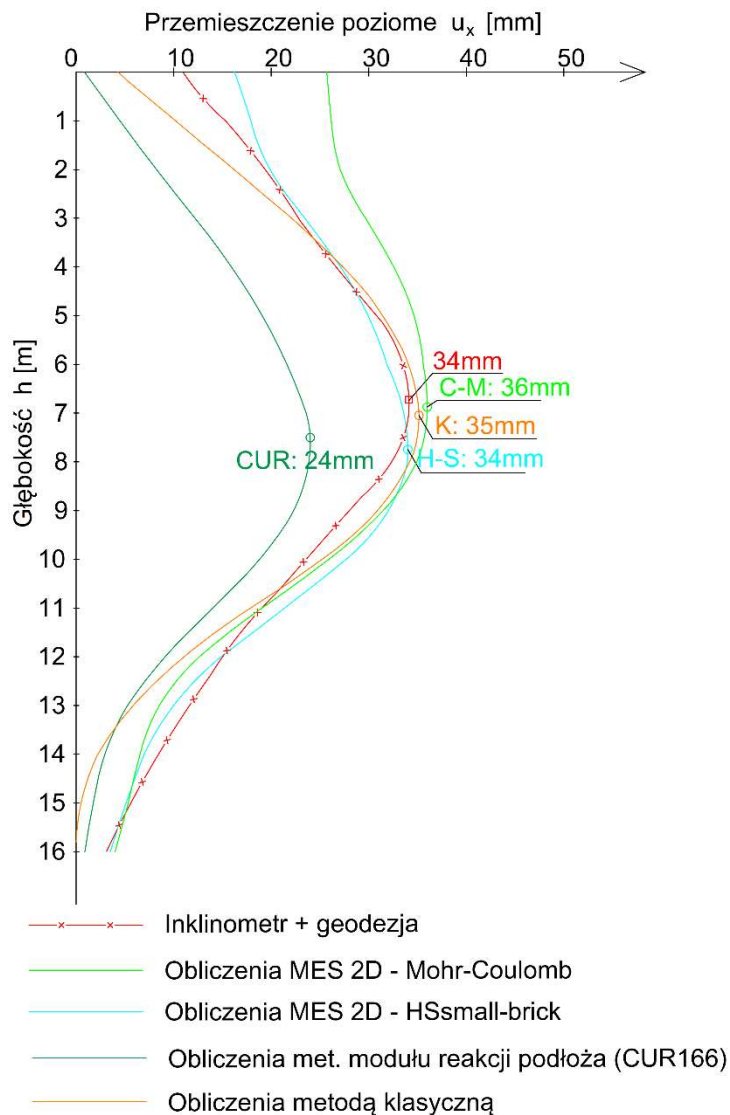


Rys. 6.36. Poletko nr 3A. Porównanie wyników przemieszczeń obliczonych wybranymi metodami z pomiarami „in-situ” w pośrednim schemacie pracy ścianki

W analizie MES 2D z użyciem modelu „C-M” uzyskano przeszacowanie wartości przemieszczeń ścianki, które wyniosło 21mm. Najlepsza zbieżność między obliczonymi a zmierzonymi wartościami przemieszczeń została uzyskana w metodzie parć zastępczych, wykorzystującej moduł  $k_h$  zgodnie z instrukcją CUR166. Zarówno kształt linii ugięcia, jak i wartość przemieszczenia (14mm) były zgodne z wynikami pomiarów. Dobre odwzorowanie kształtu linii ugięcia osiągnięto również w analizie MES 2D z modelem HS-Brick, choć maksymalna wartość przemieszczenia była nieco niedoszacowana i wyniosła 12,4 mm.

W przypadku wykopu pośredniego analizowanego dla poletka badawczego 3B mamy do czynienia ze statycznym układem ścianki dwukrotnie kotwionej, która została odkopana do poziomu platformy w celu realizacji trzeciego rzędu kotew gruntowych. Badania poziomych odkształceń ścianki, wykonane przy użyciu inklinometru oraz uzupełnione pomiarami

geodezyjnymi przemieszczeń górnej krawędzi, wykazały maksymalne przemieszczenia poziome wynoszące 34 mm. Na poniższym rysunku przedstawiono dla porównania wyniki pomierzonych przemieszczeń z wartościami uzyskanymi z różnych metod obliczeń statycznych (Rys.6.37).



Rys. 6.37. Poletko nr 3B. Porównanie wyników przemieszczeń obliczonych wybranymi metodami z pomiarami „in-situ” w pośrednim schemacie pracy ścianki

W wyniku przeprowadzonych analiz obliczeniowych maksymalne wartości przemieszczeń wyniosły:

- w metodzie klasycznej: 35 mm,
- w analizie MES 2D, w zależności od przyjętego do opisu gruntu modelu: 34mm dla modelu „HS-Brick” oraz dla modelu „C-M”: 36 mm,
- w metodzie CUR166: 24mm.

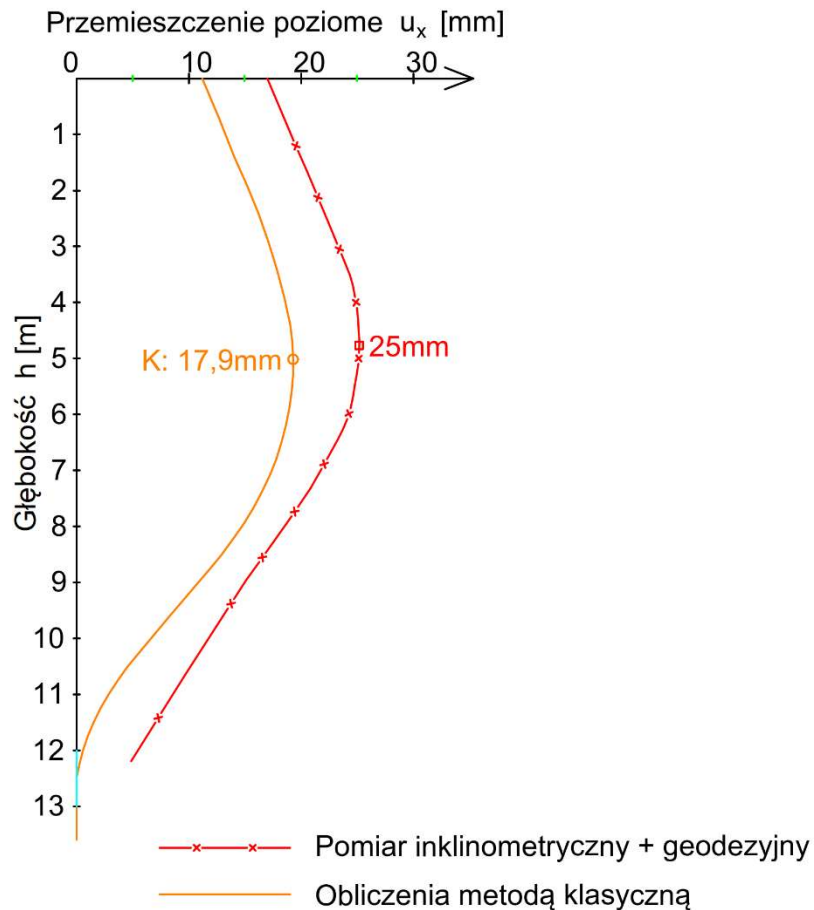
Na wykresie nie przedstawiono wyników obliczeń metodą parć zależnych z użyciem modułów według *Chadeisson'a* i *Schmitt'a*, ponieważ znacznie odbiegały one od wyników pomiarów i innych metod. Przeszacowania poziome wyniosły  $9\text{mm}$  dla metody *Schmitt'a* i  $13\text{mm}$  dla metody *Chadeisson'a*. Obliczenia metodą parć zależnych z wykorzystaniem wytycznych holenderskich (*CUR166*) przy przyjęciu wartości modułu podatności podłoża  $k_h$  nie stanowią w tym przypadku dobrego odzwierciedlenia rzeczywistych odkształceń. W metodzie tej otrzymano wartość przeszacowania na poziomie  $24\text{mm}$  co stanowi niedoszacowanie na poziomie  $10\text{mm}$ , tj. około 30%. Uzyskano bardzo dobrą zgodność wyniku maksymalnej wartości zmierzonego przeszacowania poziomego z wartościami otrzymanymi w obliczeniach metodą klasyczną oraz metodami MES 2D zarówno w analizie opartej na modelu „*HS-Brick*” jak i „*C-M*”. Kształt linii ugięcia ścianki najlepiej oddaje analiza MES 2D wykorzystująca do opisu gruntu model „*HS-Brick*”. Jedynie w górnej części ścianki, od powierzchni terenu do głębokości około  $2\text{m}$ , pomierzone przeszacowanie różni się od obliczonego. Na górnej krawędzi ścianki różnica między obliczeniami a rzeczywistą wartością przeszacowania wynosi około  $5\text{mm}$ . W obliczeniach z wykorzystaniem modelu „*C-M*” znacznie przeszacowana jest wartość przeszacowań w górnej części ścianki. Górna krawędź wg tych obliczeń przeszcaciła się o  $26\text{mm}$ , tj. o  $15\text{mm}$  więcej niż w rzeczywistości.

#### **6.3.4.2. Porównanie wyników obliczeń z przeszacowaniami pomierzonymi w schemacie docelowym pracy ścianki**

Porównania w schemacie docelowym pracy ścianki analizowanej w ramach poletka badawczego 3A oraz 3B dokonano z podziałem na metody prowadzonych obliczeń statycznych. Pomierzone wartości zestawiane są oddzielnie z każdą z metod obliczeniowych na wykresach.

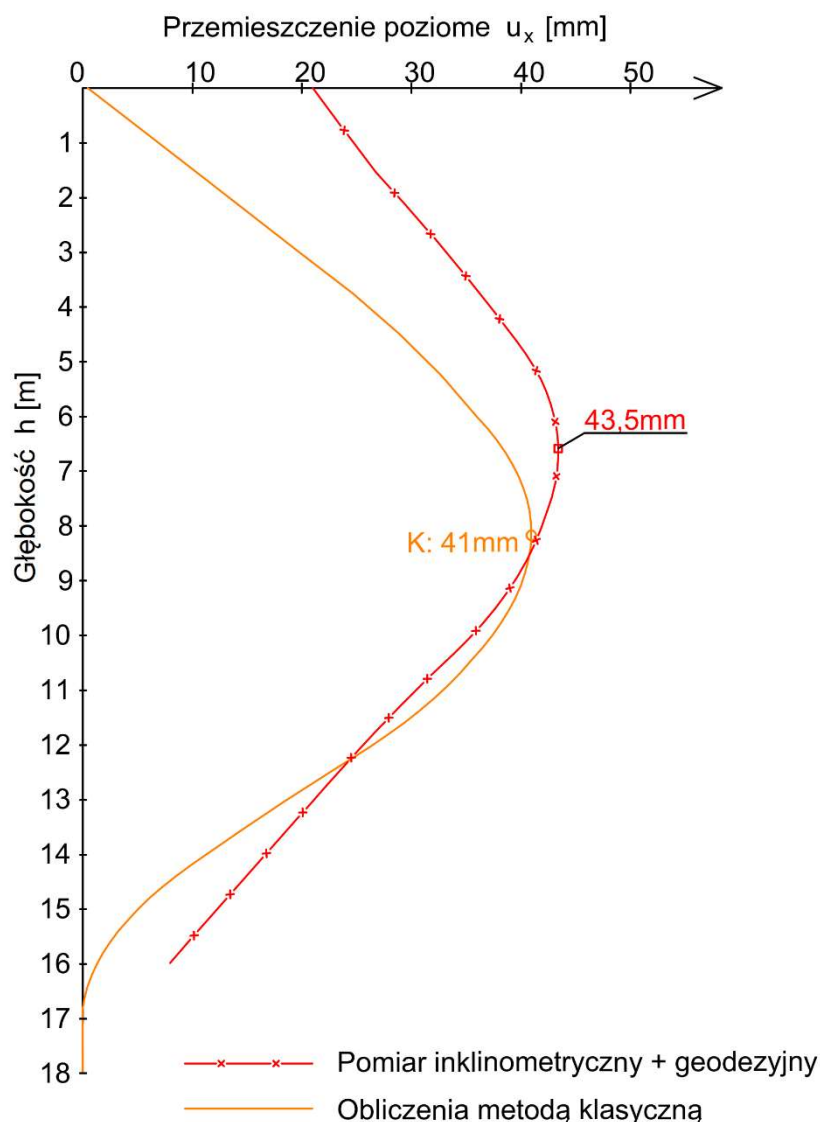
##### **6.3.4.2.1. Metoda klasyczna**

Uzyskana w obliczeniach metodą klasyczną maksymalna wartość przeszacowania ścianki dwukrotnie kotwionej (poletko badawcze 3A), która wynosi  $17,9\text{mm}$ , jest mniejsza od wartości pomierzonej wynoszącej  $25\text{mm}$  (*Rys.6.38*). Kształt linii ugięcia otrzymany z obliczeń jest podobny do pomierzonego. W analizowanym przypadku metoda klasyczna nie daje dobrego odzwierciedlenia wartości przeszacowań – niedoszacowanie maksymalnej wartości przeszacowania wynosi  $7\text{mm}$ , co stanowi 28% wartości pomierzonej.



Rys. 6.38. Poletko nr 3A. Porównanie wyników przemieszczeń obliczonych metodą klasyczną z pomiarami „in-situ” w docelowym schemacie pracy ścianki

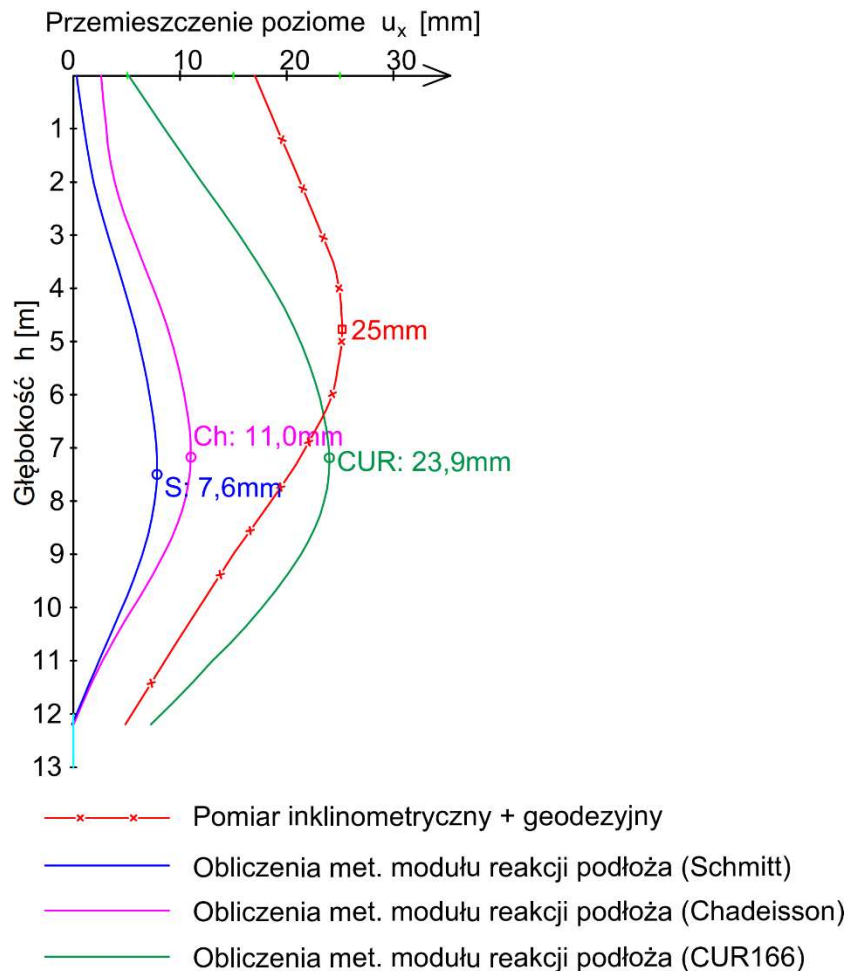
W przypadku analizy porównawczej przemieszczeń dla poletka badawczego 3B uzyskana w obliczeniach metodą klasyczną maksymalna wartość ugięcia ścianki, która wynosi 41mm jest mniejsza od wartości pomierzonej wynoszącej 43,5mm (Rys.6.39). Kształt linii ugięcia otrzymany z obliczeń nawiązuje do kształtu pomierzonego. Wyznaczone w obliczeniach ugięcia znacząco zaniżają rzeczywiste przemieszczenia zwłaszcza w górnej części ścianki. Górna krawędź ścianki przemieściła się o około 20mm więcej niż wynika to z obliczeń metodą klasyczną.



Rys. 6.39. Poletko nr 3B. Porównanie wyników przemieszczeń obliczonych metodą klasyczną z pomiarami „in-situ” w docelowym schemacie pracy ścianki

#### 6.3.4.2.2. Metoda parć zależnych

W obliczeniach metodą parć zależnych w docelowym schemacie pracy ścianki dwukrotnie kotwionej, w zależności od metody wyznaczania modułu podatności podłoża  $k_h$ , uzyskano bardzo zróżnicowane maksymalne wartości przemieszczeń poziomych ścianki. Najmniejszą wartość uzyskano w obliczeniach według metody *Schmitt'a*, w których maksymalne przemieszczenie wyniosło 7,6mm. Nieco większą wartość uzyskano dla metody *Chadeisson'a*, która wyniosła 11mm. Największą obliczoną wartość przemieszczenia otrzymano w analizie metodą *CUR166*, która osiągnęła wartość 23,9mm (Rys.6.40).

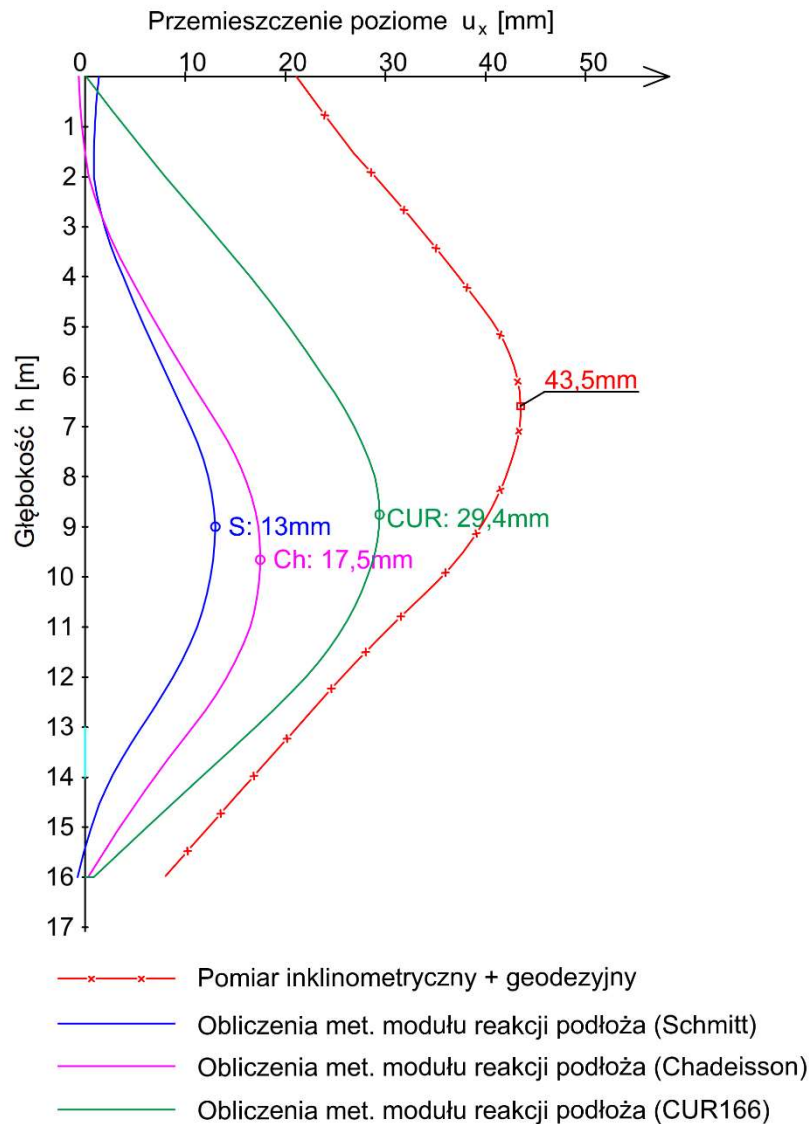


Rys. 6.40. Poletko nr 3A. Porównanie wyników przemieszczeń obliczonych metodą parć zależnych z pomiarami „in-situ” w docelowym schemacie pracy ścianki

Analizując powyższy wykres (Rys.6.40) można zauważyć, że najbardziej zbliżony do zmierzonego przemieszczenia wynik obliczeń uzyskano metodą CUR166. Trzeba jednak zwrócić uwagę na wyraźne różnice w kształcie linii ugięcia ścianki. W obliczeniach uzyskano znacznie mniejszą wartość przemieszczenia górnej krawędzi ścianki, wynoszącą tylko 5mm, w porównaniu do zmierzonej wartości 17mm. Dodatkowo, głębokość, na której obliczono maksymalne przemieszczenie ścianki, jest większa niż głębokość, na której ściana osiąga maksymalne przemieszczenie w rzeczywistości. W obliczeniach wykonanych metodą Schmitt'a oraz Chadeisson'a dla analizowanego przypadku uzyskano znacznie zaniżone wartości przemieszczeń poziomych ścianki.

Dla schematu ścianki kotwionej w trzech poziomach, dla wszystkich zastosowanych metod wyznaczania modułu podatności podłoża, uzyskano znaczne niedoszacowane wartości przemieszczeń w porównaniu do rzeczywistości (Rys.6.41). Zależnie od przyjęto rozwiązania dla modułu  $k_h$ , uzyskano następujące maksymalne wartości przemieszczeń poziomych ścianki:

- dla metody *Schmitt'a* – 13mm,
- dla metody *Chadeisson'a* – 17,5mm,
- dla metody *CUR166* – 29,4mm.



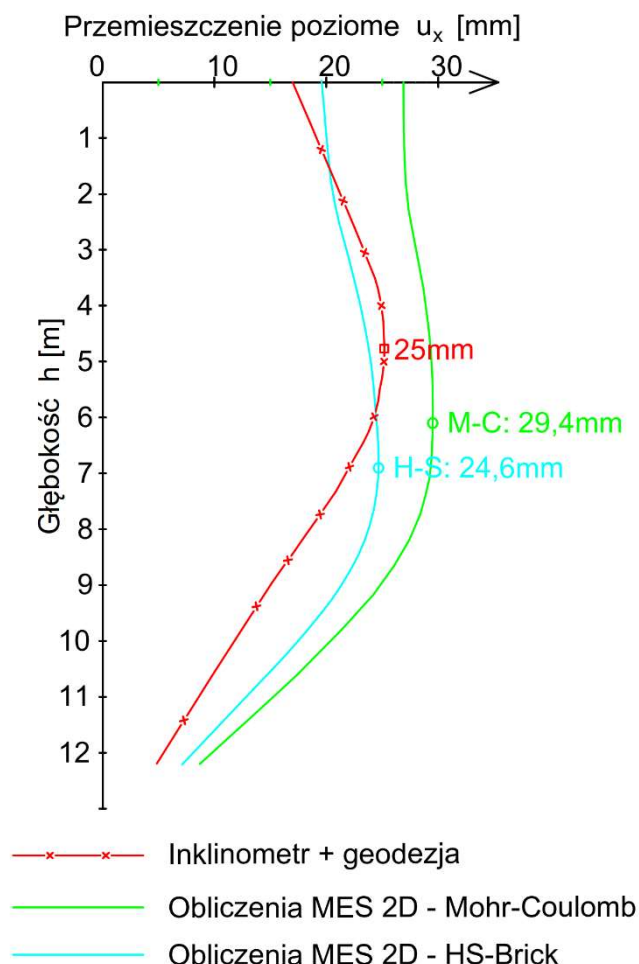
Rys. 6.41. Poletko nr 3B. Porównanie wyników przemieszczeń obliczonych metodą parć zależnych z pomiarami „in-situ” w docelowym schemacie pracy ścianki

Spośród analizowanych metod najbardziej zbliżony do zmierzonego wynik to maksymalne przemieszczenie obliczone metodą *CUR166*, które wynosi 29,4mm. Wartość ta jest jednak znacznie mniejsza niż rzeczywiste przemieszczenie wynoszące 43,5mm. Zwraca uwagę fakt, że w wyniku obliczeń metodą parć zależnych górna krawędź ścianki ulega niewielkim przemieszczeniom wynoszącym maksymalnie 2mm, podczas gdy rzeczywiste przemieszczenie w tym miejscu wyniosło aż 21mm.



### 6.3.4.2.3. Metoda Elementów Skończonych (2D)

W analizach obliczeniowych MES 2D dla danego przypadku ścianki kotwionej w dwóch poziomach, z wykorzystaniem modeli „HS-Brick” oraz „C-M”, uzyskano różniące się maksymalne wartości przemieszczeń poziomych ścianki (Rys.6.42).

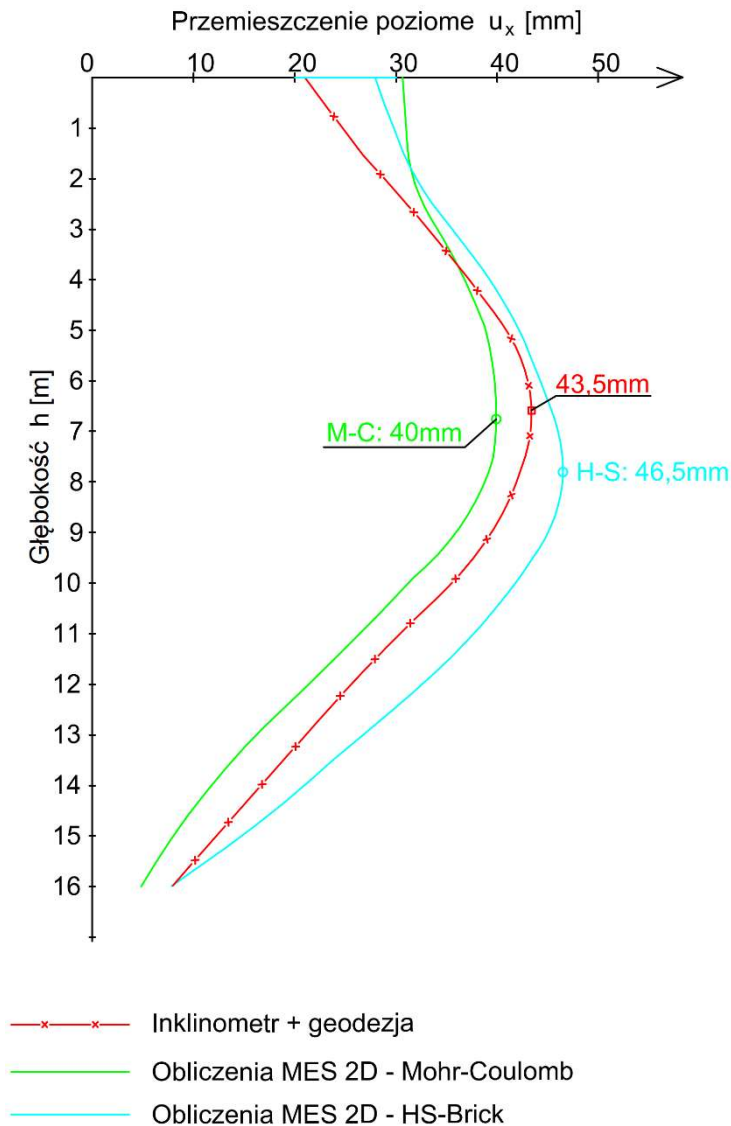


Rys. 6.42. Poletko nr 3A. Porównanie wyników przemieszczeń obliczonych Metodą Elementów Skończonych (2D) z pomiarami „in-situ” w docelowym schemacie pracy ścianki

W obliczeniach opartych na modelu HS-Brick, maksymalne przemieszczenie wyniosło 24,6mm, co jest zgodne z pomierzoną wartością 25mm. Pomimo niewielkich różnic w przemieszczeniu górnej krawędzi oraz głębokości maksymalnego przemieszczenia, kształt linii ugięcia jest zbliżony do rzeczywistego odkształcenia ścianki, co można uznać za dobre odzwierciedlenie rzeczywistości. Z kolei w obliczeniach opartych na modelu *Coulomba-Mohra* uzyskano przemieszczenie równe 29,4 mm, które tylko nieznacznie przekracza pomierzone wartości. Maksymalne, obliczone przemieszczenie górnej krawędzi ścianki, które wynosi 27mm, jest już jednak znacząco większe od wartości pomierzonej wynoszącej 17mm. Należy

zatem uznać, że w tym przypadku, w rezultacie obliczeń z wykorzystaniem modelu „C-M”, uzyskano przeszacowany wynik przemieszczeń w relacji do wartości pomierzonych.

Dla przypadku ścianki kotwionej w trzech poziomach (poletko badawcze nr 3B) w analizach obliczeniowych MES2D, z wykorzystaniem modeli „HS-Brick” oraz „M-C”, uzyskano różniące się maksymalne wartości przemieszczeń poziomych. W obliczeniach opartych na modelu „HS-Brick” maksymalne przemieszczenie wyniosło 46,5mm, co jest większe od pomierzonej wartości wynoszącej 43,5mm (Rys.6.43).



Rys. 6.43. Poletko nr 3B. Porównanie wyników przemieszczeń obliczonych Metodą Elementów Skończonych (2D) z pomiarami „in-situ” w docelowym schemacie pracy ścianki. Maksymalne przemieszczenie w obliczeniach występuje na głębokości niespełna 8m poniżej poziomu terenu i jest to niżej o około 1m od miejsca, w którym występują maksymalne pomierzone przemieszczenia. Górna krawędź ścianki w obliczeniach znalazła się w odległości

28mm od początkowego położenia, podczas gdy zmierzona wartość wyniosła 21mm, tj. o 7mm mniej niż wartość obliczona. Pomimo różnic w przemieszczeniu górnej krawędzi ścianki oraz głębokości maksymalnego przemieszczenia, kształt linii ugięcia jest zbliżony do rzeczywistego odkształcenia ścianki, co można uznać za dobre odzwierciedlenie rzeczywistości. Z kolei w obliczeniach z wykorzystaniem modelu „*Coulomba-Mohra*” uzyskano przemieszczenie o wartość równej 40mm, która jest mniejsza od wartości pomierzonej, wynoszącej 43,5mm. Maksymalne przemieszczenie górnej krawędzi ścianki, wynoszące 31mm, jest większe od wartości pomierzonej o 10mm. Poniżej głębokości 3m od poziomu terenu rzeczywisty kształt linii ugięcia ścianki został dobrze odwzorowany w obliczeniach z zastosowaniem modelu „*C-M*”.

#### **6.3.4.3. Podsumowanie analizy porównawczej.**

Podsumowując analizowany przypadek ścianki dwukrotnie kotwionej stwierdza się, że:

1. Spośród analizowanych metod, dwie – metoda parć zależnych z modułem  $k_h$  wg zaleceń holenderskich *CUR166* oraz analiza MES 2D oparta na modelu „*HS-Brick*” – dobrze odwzorowały przemieszczenia w pośredniej fazie pracy konstrukcji, uzyskując maksymalne przemieszczenia zbliżone do wartości pomierzonej. Kształt linii ugięcia ścianki w tych metodach dobrze odzwierciedla rzeczywiste odkształcenia rejestrowane pomiarami inklinometrycznymi, podczas gdy inne metody zaniżają lub zawyżają wartości przemieszczeń lub dają rozbieżny kształt linii ugięcia.
2. W docelowym schemacie pracy konstrukcji, najlepsze dopasowanie do pomierzonych przemieszczeń uzyskano w obliczeniach metodą MES 2D z modelem „*HS-Brick*”.
3. Dobre wyniki, co do wartości maksymalnych przemieszczeń, osiągnięto także w metodzie parć zależnych, z użyciem podejścia opisanego w instrukcji *CUR166* do określenia modułu podatności podłoża  $k_h$ , jednak kształt linii ugięcia obliczony tą metodą różni się od rzeczywistego odkształcenia ścianki.

Podsumowując omówiony przypadek ścianki trzykrotnie kotwionej można zauważyć, że:

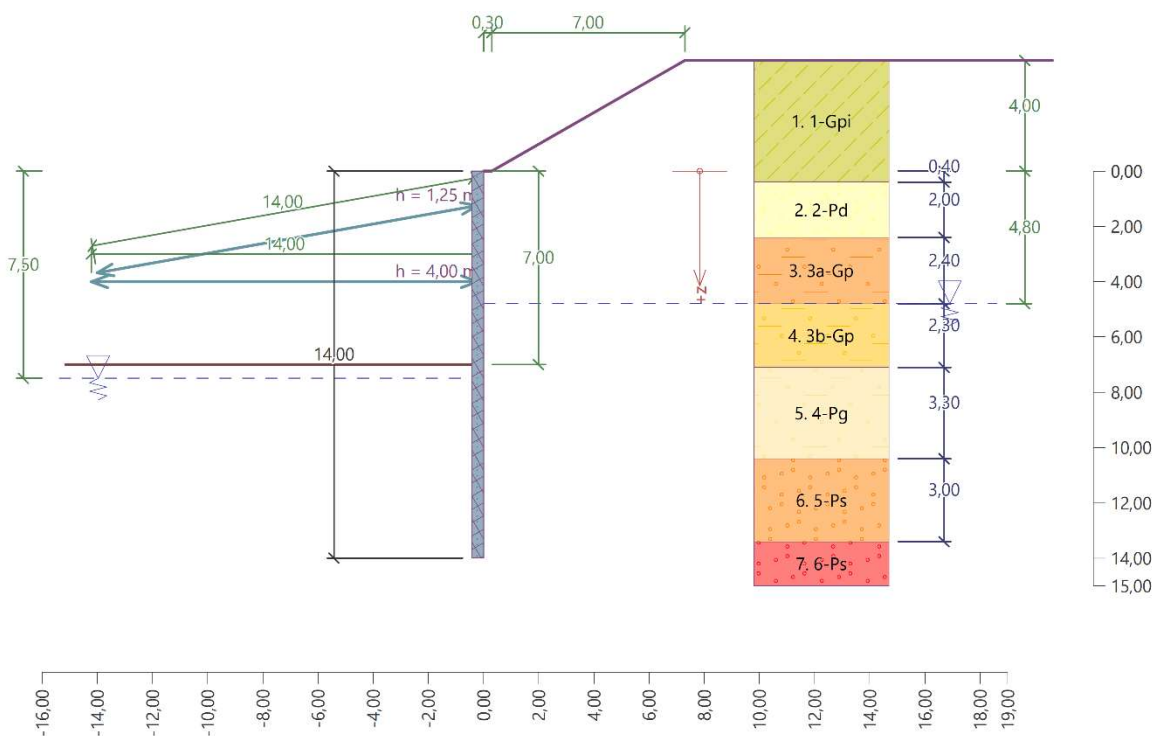
1. Spośród analizowanych metod, analiza MES 2D oparta zarówno na modelu „*HS-Brick*” jak i „*C-M*” dość dobrze odwzorowały przemieszczenia w pośrednim i docelowym schemacie statycznym pracy konstrukcji. Różnice w maksymalnych przemieszczeniach poziomych mieszczą się w granicy 10% błędu w odniesieniu do wartości pomierzonej. Kształt linii ugięcia ścianki w tych analizach dobrze odzwierciedla rzeczywiste odkształcenia rejestrowane pomiarami inklinometrycznymi.

2. Inne analizowane metody obliczeniowe nie pozwalają na dobre oszacowanie wartości przemieszczeń. Znaczne różnice występują również w położeniu górnej jak i dolnej krawędzi ścianki. Kształty linii ugięcia nawiązują do kształtu pomierzonego, jednak wartości przemieszczeń uzyskane z obliczeń świadczą o dużej rozbieżności z rzeczywistą pracą ścianki w analizowanym przykładzie.

## 6.4. Poletko badawcze nr 4 – Gliwice

### 6.4.1. Model obliczeniowy

Przedmiotem analizy obliczeniowej w tym przypadku była ścianka szczelna zabezpieczająca wykop dla posadowienia przyczółka wiaduktu drogowego. Obudowę wykopu o głębokości 7m stanowiły grodzice stalowe GU18N, które pograżono do głębokości 14m. W celu zapewnienia stateczności konstrukcji oporowej zastosowano podparcie pośrednie w postaci stalowych belek oczepowych oraz rozpór stalowych w poziomach 1,25m oraz 4,0m poniżej rzędnej terenu za ścianką. Przyjęty model obliczeniowy przedstawia poniższy rysunek (Rys.6.44).



Rys. 6.44. Poletko badawcze nr 4 - model obliczeniowy w programie GEO5 Ściana Analiza dla ścianki szczelnej podpartej w dwóch poziomach rozpórmi stalowymi.

## 6.4.2. Parametry geotechniczne przyjęte do obliczeń statycznych

Parametry do obliczeń ustalono na podstawie wyników wierceń geologicznych zawartych w *Dokumentacji geologiczno – inżynierskiej* oraz sondowań CPTU opisanych w *Dokumentacji z wykonanych sondowań statycznych CPTU*. Wspomniane dokumenty zostały opracowane dla potrzeb realizacji przedmiotowej inwestycji. Na ich podstawie przyjęto układ warstw podłoża gruntowego. Dla celów omawianej analizy przeprowadzono również badania laboratoryjne - testy trójosiowe i edometryczne. Układ warstw oraz przypisane im parametry geotechniczne przedstawia poniższa tabela (*Tablica 6.9*).

*Tablica 6.9.*  
*Poletko nr 4 - Parametry geotechniczne warstw podłoża przyjęte do obliczeń*

| Lp | Warstwa gruntu                        | Symbol    | lc / ld | strop warstwy [m] | spąg warstwy [m] | głębokość Zśrednie [m] | miąższość warstwy [m] |
|----|---------------------------------------|-----------|---------|-------------------|------------------|------------------------|-----------------------|
| -  | 1                                     | 2         | 3       | 4                 | 5                | 6                      | 7                     |
| 1  | Nasyp niekontrolowany (Gлина pylasta) | Mg (siCl) | 0,3     | 0                 | 4,4              | 2,2                    | 4,4                   |
| 2  | Piasek drobny                         | FSa       | 0,25    | 4,4               | 6,4              | 5,4                    | 2                     |
| 3  | Gлина piaszczysta                     | saCl      | 0,3     | 6,4               | 8,8              | 7,6                    | 2,4                   |
| 4  | Gлина piaszczysta                     | saCl      | 0,3     | 8,8               | 11,1             | 9,95                   | 2,3                   |
| 5  | Piasek gliniasty                      | ciSa      | 0,3     | 11,1              | 14,4             | 12,75                  | 3,3                   |
| 6  | Piasek średni                         | MSa       | 0,45    | 14,4              | 17,4             | 15,9                   | 3                     |
| 7  | Piasek średni                         | MSa       | 0,33    | 17,4              | 19,8             | 18,6                   | 2,4                   |
| 8  | Piasek średni                         | MSa       | 0,27    | 19,8              | 21               | 20,4                   | 1,2                   |
| 9  | II                                    | Cl        | 0,35    | 21                | 30               | 25,5                   | 9                     |

| Lp | $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ] | $\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ] | $\sigma_{z, strop}$ [kPa] | $\sigma_{z, spąg}$ [kPa] | $\sigma_{z, średnie}$ [kPa] | Dśrednie [kPa] | $\sigma_{z, eff}$ [kPa] |
|----|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------------|--------------------------|-----------------------------|----------------|-------------------------|
| -  | 8                             | 9                                   | 10                        | 11                       | 12                          | 13             | 14                      |
| 1  | 20                            | 20,0                                | 0,00                      | 88,00                    | 44,00                       | 0,00           | 44,00                   |
| 2  | 17,5                          | 19,0                                | 88,00                     | 123,00                   | 105,50                      | 0,00           | 105,50                  |
| 3  | 21                            | 21,0                                | 123,00                    | 173,40                   | 148,20                      | 0,00           | 148,20                  |
| 4  | 21                            | 21,0                                | 173,40                    | 221,67                   | 197,54                      | 11,50          | 186,04                  |
| 5  | 21                            | 21,0                                | 221,67                    | 290,98                   | 256,33                      | 39,50          | 216,83                  |
| 6  | 18,5                          | 20,0                                | 290,98                    | 350,91                   | 320,95                      | 71,00          | 249,95                  |
| 7  | 18,5                          | 20,0                                | 350,91                    | 398,85                   | 374,88                      | 98,00          | 276,88                  |
| 8  | 18,5                          | 20,0                                | 398,85                    | 422,82                   | 410,83                      | 116,00         | 294,83                  |
| 9  | 18,5                          | 18,5                                | 422,82                    | 588,99                   | 505,91                      | 167,00         | 338,91                  |

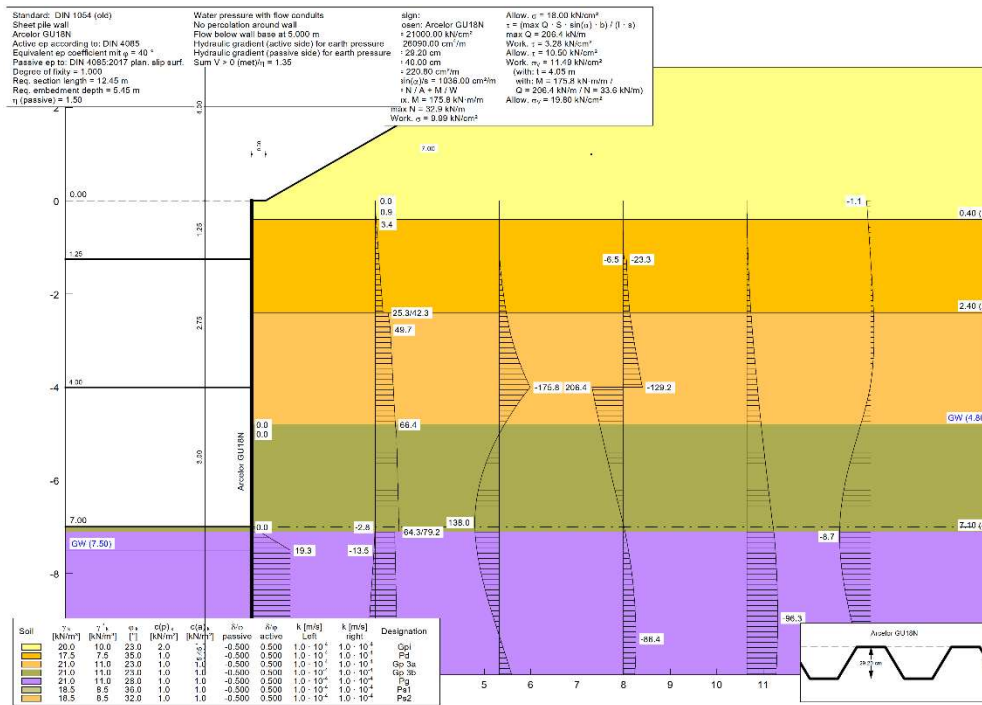
| Lp | qc [MPa] | fs [kPa] | uz[kPa] | qt [MPa] | Rf [%] | Qt    | Fr   | n=m  | Qtn   | lc   | OCR (1)<br>Robertson | OCR (2)<br>Kulhawy | OCR<br>(min 1,2) | OCR<br>(przyjęte) | φ' [°] | c' [kPa] | v    | KoNC |
|----|----------|----------|---------|----------|--------|-------|------|------|-------|------|----------------------|--------------------|------------------|-------------------|--------|----------|------|------|
| -  | 15       | 16       | 17      | 18       | 19     | 20    | 21   | 22   | 23    | 24   | 25                   | 26                 | 27               | 28                | 29     | 30       | 31   | 32   |
| 1  | 1,00     | 50,00    | 0,00    | 1,00     | 4,00   | 21,73 | 5,23 | 0,75 | 18,51 | 2,88 | 11,73                | 4,35               | 4,35             | 4,00              | 23,00  | 2,00     | 0,20 | 0,61 |
| 2  | 8,00     | 225,00   | 0,00    | 8,00     | 6,00   | 74,83 | 2,85 | 0,50 | 77,89 | 2,31 | 55,02                | 14,97              | 14,97            | 3,50              | 35,00  | 1,00     | 0,20 | 0,43 |
| 3  | 1,00     | 20,00    | 0,00    | 1,00     | 4,00   | 5,75  | 2,35 | 0,80 | 7,30  | 3,14 | 2,22                 | 1,15               | 1,15             | 1,00              | 23,00  | 1,00     | 0,30 | 0,61 |
| 4  | 1,00     | 20,00    | 5,00    | 1,00     | 4,00   | 4,32  | 2,49 | 0,80 | 6,09  | 3,26 | 1,56                 | 0,86               | 0,86             | 1,00              | 23,00  | 1,00     | 0,30 | 0,61 |
| 5  | 1,50     | 55,00    | 30,00   | 1,51     | 4,00   | 5,76  | 4,40 | 0,70 | 8,73  | 3,29 | 2,23                 | 1,15               | 1,15             | 1,00              | 28,00  | 1,00     | 0,30 | 0,53 |
| 6  | 7,00     | 300,00   | 70,00   | 7,01     | 3,00   | 26,78 | 4,48 | 0,50 | 44,28 | 2,77 | 15,23                | 5,36               | 5,36             | 1,00              | 36,00  | 1,00     | 0,20 | 0,41 |
| 7  | 4,75     | 175,00   | 100,00  | 4,77     | 3,00   | 15,87 | 3,98 | 0,50 | 28,55 | 2,91 | 7,92                 | 3,17               | 3,17             | 1,00              | 32,00  | 1,00     | 0,20 | 0,47 |
| 8  | 3,75     | 125,00   | 120,00  | 3,77     | 3,00   | 11,41 | 3,72 | 0,50 | 21,84 | 3,00 | 5,24                 | 2,28               | 2,28             | 1,00              | 30,00  | 1,00     | 0,20 | 0,50 |
| 9  | 2,00     | 100,00   | 10,00   | 2,00     | 4,00   | 4,41  | 6,68 | 0,60 | 9,62  | 3,49 | 1,60                 | 0,88               | 0,88             | 1,00              | 22,00  | 14,00    | 0,35 | 0,63 |

| Lp | Ko   | σ <sub>ho</sub> ' [kPa] | α <sub>M</sub> | M [kPa] | E [kPa] | Vs (Mayne 2006) | Vs (Mayne 1995) | Vs (min) | Go [kPa] | γ <sub>0.7</sub> | E <sub>o</sub> | σ <sub>3</sub> ' | $\left(\frac{\sigma_3' + c}{\sigma_1' e^j + c} \text{ctg} \phi\right)^m$ | E <sub>o_ref</sub> [kPa] | E <sub>50_ref</sub> [kPa] | E <sub>ur_ref</sub> [kPa] |
|----|------|-------------------------|----------------|---------|---------|-----------------|-----------------|----------|----------|------------------|----------------|------------------|--|--------------------------|---------------------------|---------------------------|
| -  | 33   | 35                      | 37             | 38      | 39      | 40              | 41              | 42       | 43       | 42               | 43             | 44               | 45   | 46                       | 47                        | 48                        |
| 1  | 1,22 | 53,62                   | 14,00          | 13384   | 9900    | 219,47          | 220,34          | 219,47   | 98203    | 0,00123          | 255328         | 44,00            | 0,56   | 454000                   | 15500                     | 31000                     |
| 2  | 0,80 | 84,16                   | 14,00          | 110523  | 92100   | 356,48          | 297,94          | 297,94   | 158352   | 0,00010          | 395881         | 84,16            | 0,92   | 431000                   | 33500                     | 100500                    |
| 3  | 0,61 | 90,29                   | 5,75           | 4896    | 3600    | 166,72          | 173,06          | 166,72   | 59505    | 0,00018          | 154712         | 90,29            | 0,92   | 168000                   | 6000                      | 12000                     |
| 4  | 0,61 | 113,35                  | 4,32           | 3470    | 2500    | 166,74          | 173,06          | 166,74   | 59515    | 0,00018          | 154739         | 113,35           | 1,10   | 141000                   | 5000                      | 10000                     |
| 5  | 0,53 | 115,03                  | 5,76           | 7202    | 5300    | 232,43          | 225,26          | 225,26   | 108617   | 0,00018          | 282405         | 115,03           | 1,10   | 257000                   | 9000                      | 18000                     |
| 6  | 0,41 | 103,03                  | 14,00          | 93703   | 24700   | 390,45          | 312,78          | 312,78   | 184496   | 0,00010          | 535038         | 103,03           | 1,01   | 528000                   | 8500                      | 24500                     |
| 7  | 0,47 | 130,16                  | 14,00          | 61532   | 41500   | 335,30          | 284,97          | 284,97   | 153147   | 0,00010          | 407372         | 130,16           | 1,14   | 358000                   | 12500                     | 36500                     |
| 8  | 0,50 | 147,42                  | 11,41          | 38364   | 30700   | 303,80          | 267,61          | 267,61   | 135057   | 0,00010          | 343045         | 147,42           | 1,21   | 284000                   | 8500                      | 25500                     |
| 9  | 0,63 | 211,95                  | 4,41           | 6604    | 4100    | 281,57          | 256,10          | 256,10   | 123686   | 0,00025          | 333953         | 211,95           | 1,44   | 233000                   | 8000                      | 16000                     |

### 6.4.3. Wyniki obliczeń statycznych dla poletka nr 4

#### 6.4.3.1. Metoda klasyczna

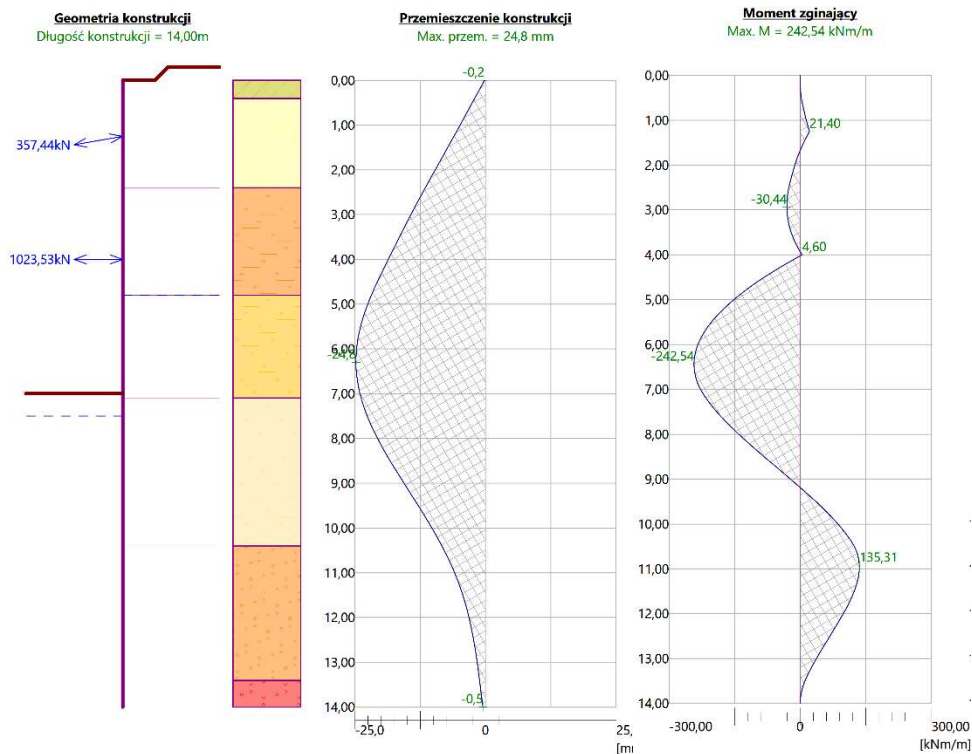
Zgodnie z założeniami obliczeniowymi przedstawionymi na rysunku (Rys. 6.44) oraz w tablicy (Tab. 6.9), dotyczącymi analizowanej ścianki szczelnej, przeprowadzono analizę statyczną metodą klasyczną. Wyniki obliczeń wykonanych w programie GGU-Retain wykazały przemieszczenia rzędu niespełna 9mm dla ścianki rozpartej na dwóch poziomach (Rys. 6.45). Moment zginający ściankę osiągnął wartość równą 175,8kNm/m.



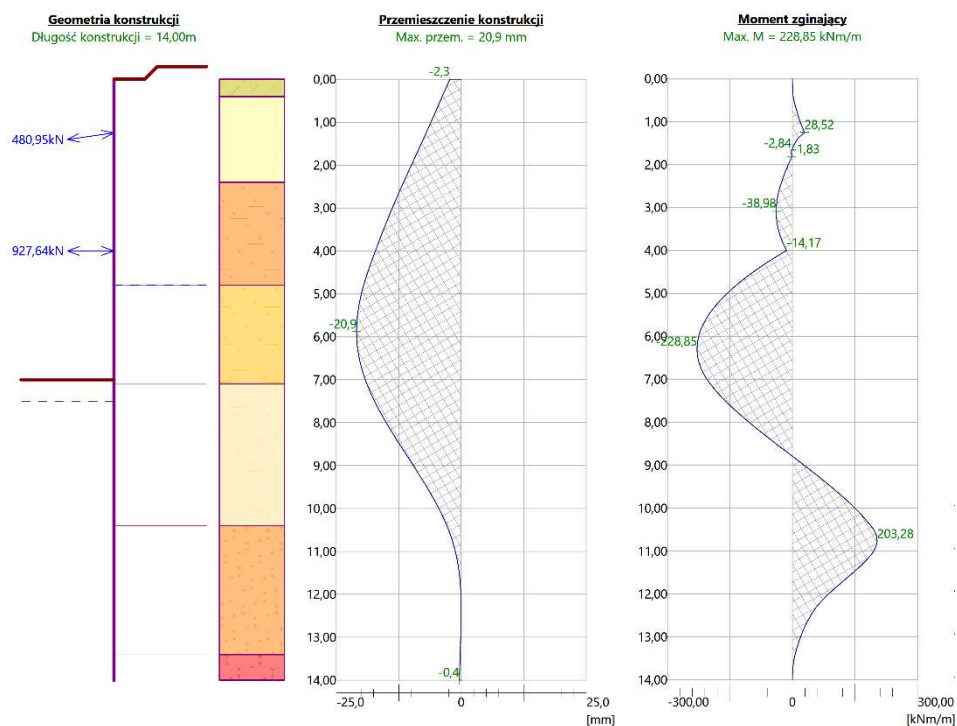
Rys.6.45. Poletko nr 4. Wyniki obliczeń metodą klasyczną przy użyciu programu GGU-Retain

### 6.4.3.2 Metoda parę zależnych

Analogenicznie do metody klasycznej, na podstawie przyjętych założeń, przeprowadzono obliczenia ścianek metodą parę zależnych, korzystając z programu GEO5 Ściana Analiza. W wynikach tych obliczeń stwierdzono znaczną różnicę w przemieszczeniach w zależności od zastosowanej metody. Najmniejsze przemieszczenie wynoszące 21mm uzyskano przy zastosowaniu wzoru Schmitt'a (Rys.6.47), natomiast największe, rzędu 35mm, stanowiło rezultat analizy metodą CUR166 (Rys.6.48). Z kolei obliczenia oparte na wzorze Chadeisson'a dały wartość przemieszczenia 25mm (Rys.6.46). Porównując wyniki pod kątem sił wewnętrznych, najwyższy moment zginający, wynoszący 263kNm/m, uzyskano w metodzie CUR166 (Rys.6.48), podczas gdy dla metody Chadeisson'a moment zginający wyniósł 243kNm/m (Rys. 6.46), a dla wzoru Schmitt'a – 229kNm/m (Rys. 6.47).

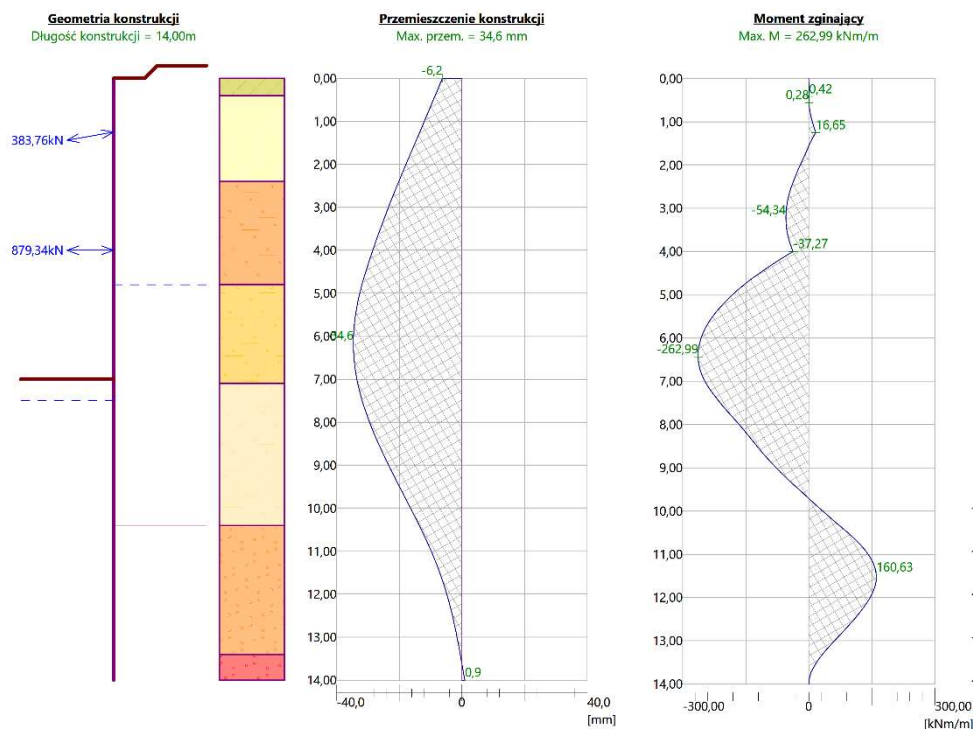


Rys.6.46. Poletko nr 4. Wyniki obliczeń metodą parć zależnych przy użyciu programu GEO5 Ściana Analiza. Moduł podatności podłoża  $k_h$  wg wzoru Chadeisson'a



Rys.6.47. Poletko nr 4. Wyniki obliczeń metodą parć zależnych przy użyciu programu GEO5 Ściana Analiza. Moduł podatności podłoża  $k_h$  wg wzoru Schmitt'a



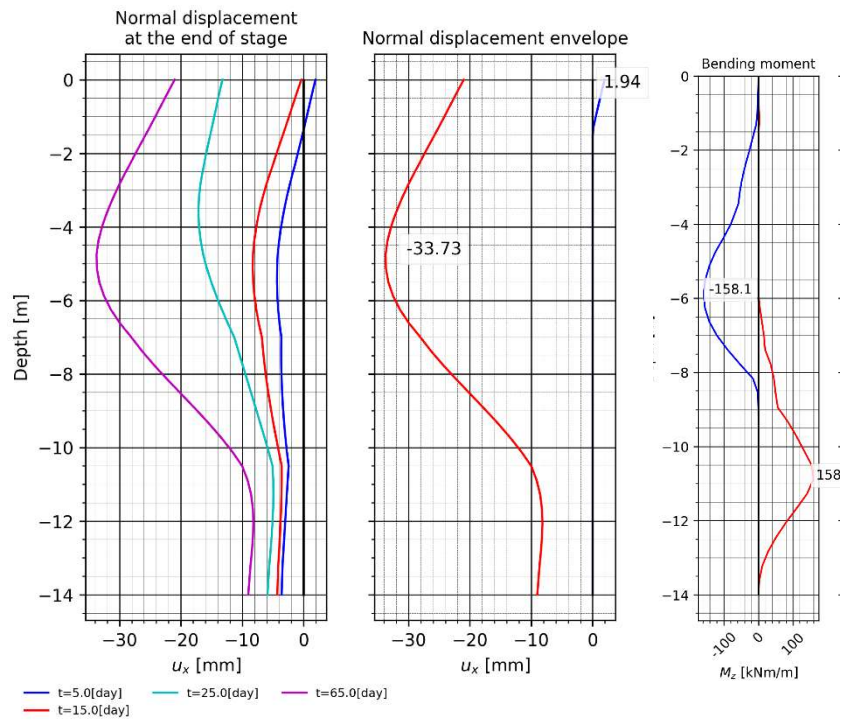


Rys.6.48. Poletko nr 4. Wyniki obliczeń metodą parć zależnych przy użyciu programu GEO5 Ściana Analiza. Moduł podatności podłoża  $k_h$  wg CUR166

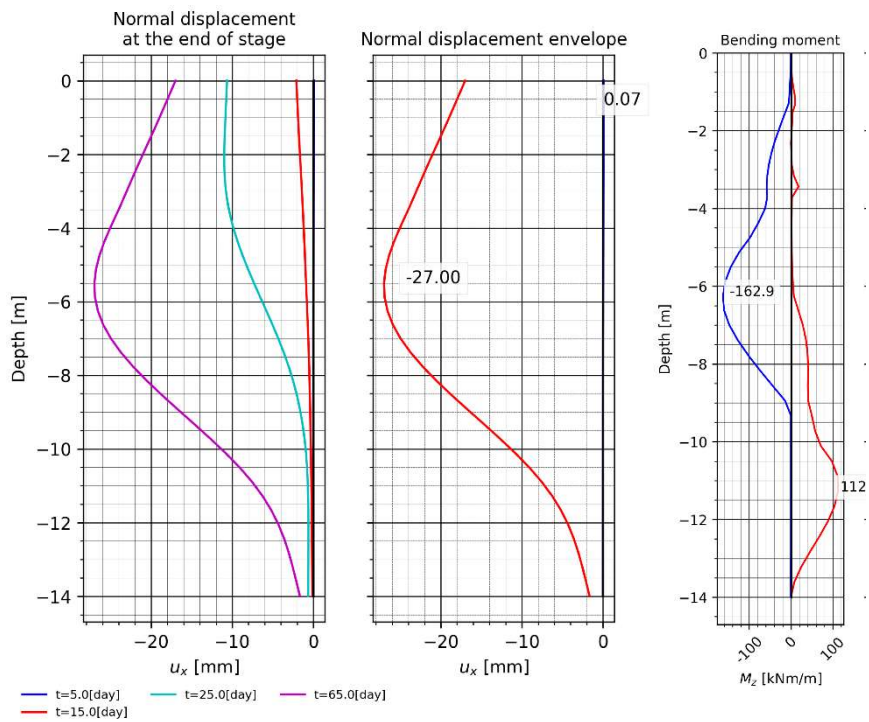
### 6.4.3.3. Metoda MES 2D

Analizy metodą elementów skończonych (MES) w płaskim stanie odkształcenia dla analizowanej ścianki rozpartej w dwóch poziomach przeprowadzone za pomocą programu ZSWalls 2023, umożliwiły określenie przemieszczeń oraz momentów zginających, które zostały zaprezentowane na poniższych rysunkach. W obliczeniach z użyciem modelu „Coulomba-Mohra” uzyskano przemieszczenia wynoszące 34mm (Rys. 6.49) natomiast analiza oparta na modelu „HS-Brick” dała przemieszczenia rzędu 27mm (Rys. 6.50).

W obu przypadkach obliczeniowych wartości momentów zginających były zbliżone. Dla ścianki przy zastosowaniu modelu „Coulomba-Mohra” maksymalna wartość momentu zginającego wyniosła 158kNm/m (Rys. 6.49), natomiast dla modelu „HS-Brick” była równa 163 kNm/m (Rys. 6.50).



Rys.6.49. Poletko nr 3A. Wyniki obliczeń metodą MES2D. Model gruntu - Coulomba-Mohra



Rys.6.50. Poletko nr 4. Wyniki obliczeń metodą MES2D. Model gruntu - HS-Brick

#### 6.4.4. Podsumowanie wyników

W poniższej tabeli zestawiono otrzymane wyniki obliczeń statycznych w zakresie maksymalnych wartości przemieszczenia poziomego ścianki oraz momentów zginających (Tablica 6.10). Zestawienie zawiera również maksymalną wartość przemieszczeń pomierzonych w miejscu analizowanego przekroju obliczeniowego na ścianie szczelnej.

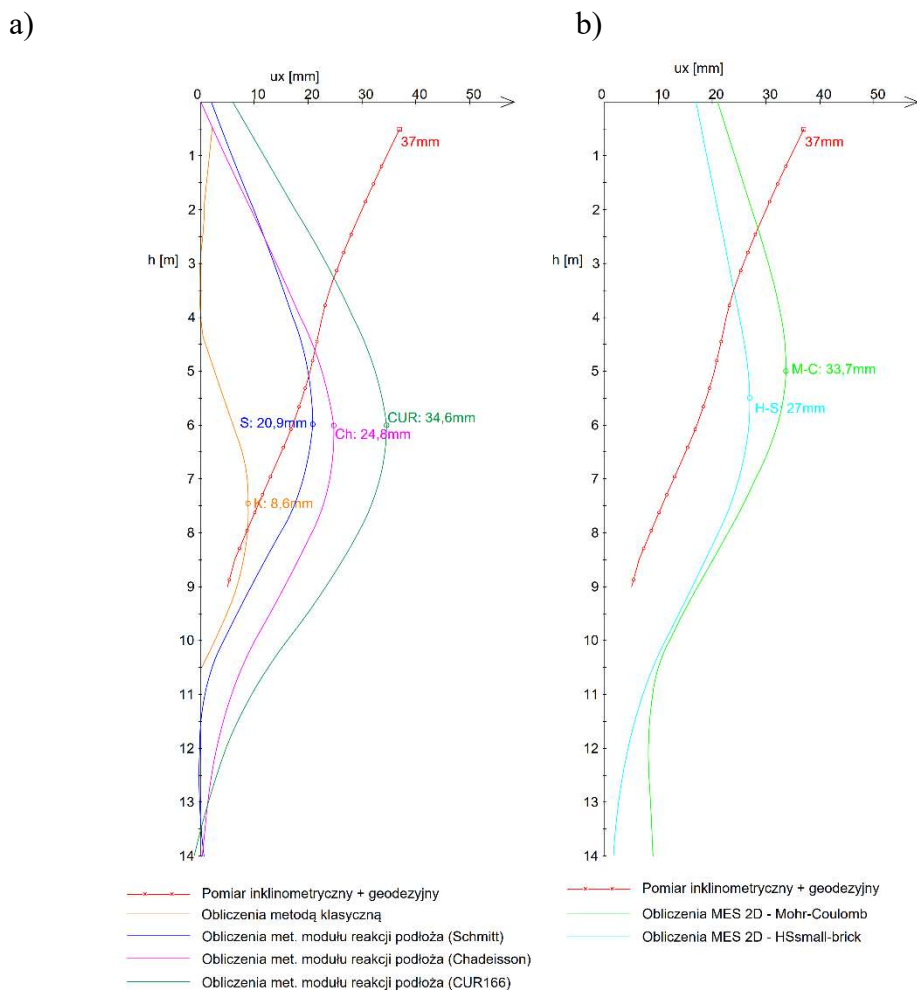
*Tablica 6.10.*  
*Poletko badawcze nr 4: Zestawienie wyników obliczeń – maksymalnych wartości przemieszczeń poziomych i momentów zginających oraz maksymalnych pomierzonych wartości przemieszczeń ścianki szczelnej*

| Monitoring / Metoda obliczeniowa:      | Przemieszczenie ścianki | Mmax  | Mmin  |
|--|-------------------------|-------|-------|
| [-]                                    | [mm]                    | [kNm] | [kNm] |
| 1. Pomiar geodezyjny + inklinometr     | 43,5                    |       |       |
| 2. Metoda Klasyczna                    | 8,7                     | 138   | -176  |
| 3a. Metoda parć zależnych - Chadeisson | 24,8                    | 243   | -135  |
| 3b. Metoda parć zależnych - Schmitt    | 21                      | 229   | -203  |
| 3c. Metoda parć zależnych - CUR166     | 34,6                    | 263   | -161  |
| 4. MES 2D Mohr - Coulomb               | 33,7                    | 158   | -158  |
| 5. MES 2D HS-Brick                     | 27                      | 163   | -112  |

#### 6.4.5. Analiza porównawcza wyników obliczeń z wartościami pomierzonymi

W tym przypadku ścianka szczelna stanowiła zabezpieczenie głębokiego wykopu dla posadowienia przyczółka wiaduktu w Gliwicach. Przemieszczenia ścianki mierzono w dwóch stanowiskach badawczych, jak szczegółowo opisano w rozdziale czwartym (Rys.4.15).

Obliczone wartości przemieszczeń ścianki metodą klasyczną, parć zależnych oraz MES 2D porównano do wartości pomierzonych przemieszczeń w rurze inklinometrycznej „DTS2” (Rys.6.51), zlokalizowanej w środkowej części ścianki szczelnej. Założono, że w tym przekroju pracę ścianki może charakteryzować płaski stan odkształcenia. Obliczenia prowadzono analogicznie jak w poprzednich przypadkach dla ścianki wspornikowej oraz ścianek kotwionych. Otrzymane wyniki zostały porównane z wartościami pomierzonych przemieszczeń w docelowym schemacie pracy ścianki szczelnej - odkopanej na głębokość 7m i rozpartej w dwóch poziomach rurami stalowymi (Rys.6.51).



Rys. 6.51. Poletko badawcze nr 4 - Porównanie wyników pomiarów przemieszczeń poziomych ścianki w przekroju pomiarowym „DTS2” z obliczeniami metodą: a) klasyczną oraz parć zależnych, b) MES 2D

Porównania kształtów linii ugięcia ścianki oraz zmierzonych wartości przemieszczeń poziomych, w odniesieniu do wyników obliczeń świadczą o tym, że nie uzyskano właściwego odwzorowania rzeczywistości w przeprowadzonej analizie obliczeniowej. Prowadząc obliczenia z wykorzystaniem dostępnych inżynierskich programów komputerowych nie otrzymano wyników zbliżonych do wartości pomierzonych. Rozbieżność ta wynika z braku symetrii parcia gruntu na przeciwległe ścianki szczelne w analizowanym przekroju. Ścianka w obrębie skarpy nasypu, pograżona do rzędnej 222,20m n.p.m., rozparta została o ściankę wbitą u podnóża skarpy, na płaskim terenie, do rzędnej 219,30m n.p.m., tj. 2,9m niżej od ścianki zabezpieczającej wykop od strony istniejącej skarpy. Przekrój poprzeczny przez analizowaną ściankę szczelną został przedstawiony w rozdziale czwartym (Rys.4.14).

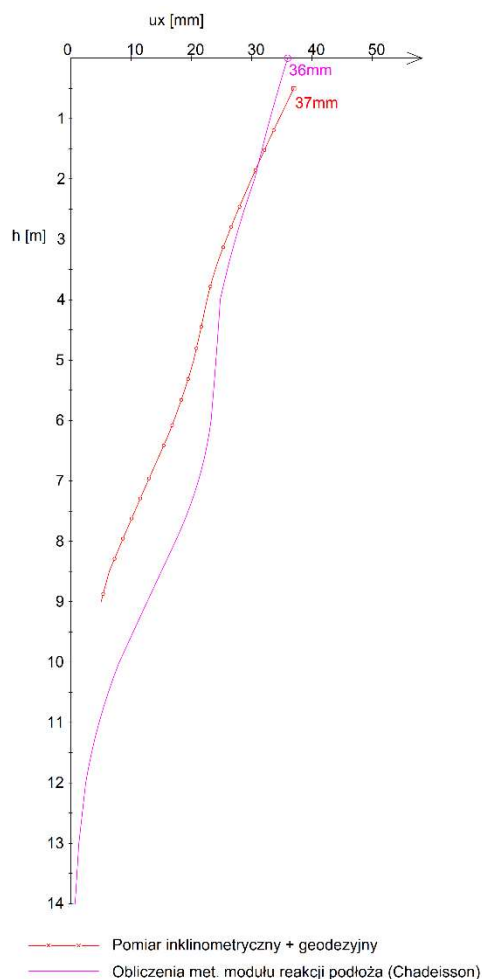
Za przeciwległymi ściankami różny jest też kształt naziomu, co powoduje, że ścianka usytuowana w nasypie jest obciążona parciem gruntu o większej wartości niż ścianka

znajdująca się u podnóża skarpy, na płaskim terenie. Parcie działające od strony wyżej położonej ścianki powodowała przemieszczenie ścianki dolnej w kierunku gruntu, pomimo zastosowanego jej usztywnienia w postaci poprzecznie wbitych grodzic stalowych (*Rys.4.13 i Rys.4.14 w rozdziale czwartym*).

Uzyskany w tym przypadku brak zgodności przemieszczeń między wartościami obliczonymi i pomierzonymi nie może jednak świadczyć o nieprawidłowości stosowanych metod obliczeniowych. Definiując w modelu obliczeniowym sztywność podparcia ścianki jako wynikającą jedynie ze sztywności rozparcia stalowego – jego geometrii oraz właściwości materiałowych, pomijamy wpływ oddziaływania nierównomiernego parcia gruntu na przeciwległe ścianki. W metodzie parć zależnych oraz w analizach metodą MES, można odwzorować redukcję sztywności podparcia pośredniego, wynikającą z braku równowagi parcia pomiędzy rozpieranymi ściankami. Przykładem może być poniższe porównanie zmierzonych przemieszczeń z wynikiem obliczeń ścianki metodą parć zależnych z wykorzystaniem nomogramu *Chadeisson'a* do opisu współczynnika modułu podatności podłoża  $k_h$  (*Rys. 6.52*). Przedstawiony wynik obliczeń uzyskano w drodze kolejnych iteracji polegających na obniżaniu sztywności podparcia pośredniego.

Prawidłowe uwzględnienie redukcji sztywności podparcia na etapie projektowania, wynikające z różnicy wartości parcia gruntu na wzajemnie rozpierane ścianki, może stanowić jednak pewną trudność. Sprawdzenia poprawności przyjętych założeń dla sztywności podparć w modelu obliczeniowym można dokonać w trakcie realizacji głębokiego wykopu. Kontrolując przemieszczenia ścianek możemy odnosić je do wyników uzyskanych w analizie obliczeniowej prowadzonej z uwzględnieniem pośrednich etapów wykonywania konstrukcji oporowej. Prowadzenie monitoringu przemieszczeń ścianki w takim przypadku pozwala na potwierdzenie przyjętych na etapie projektowania założeń lub podjęcia decyzji o konieczności wzmocnienia konstrukcji stanowiącej podparcie pośrednie.

W zagadnieniu nierównomiernego parcia może być pomocne zastosowanie bardziej zaawansowanego modelu wykorzystywanego do analizy płaskiego stanu odkształcenia (np. *PARIS* w metodzie parć zależnych, lub np. *Z-Soil*, *Plaxis*, *GEO5*, *Midas GTS NX* w metodzie MES), pozwalającego na modelowanie większej liczby konstrukcji ścianek w jednym przekroju obliczeniowym i uwzględnienie ich wzajemnego oddziaływania.

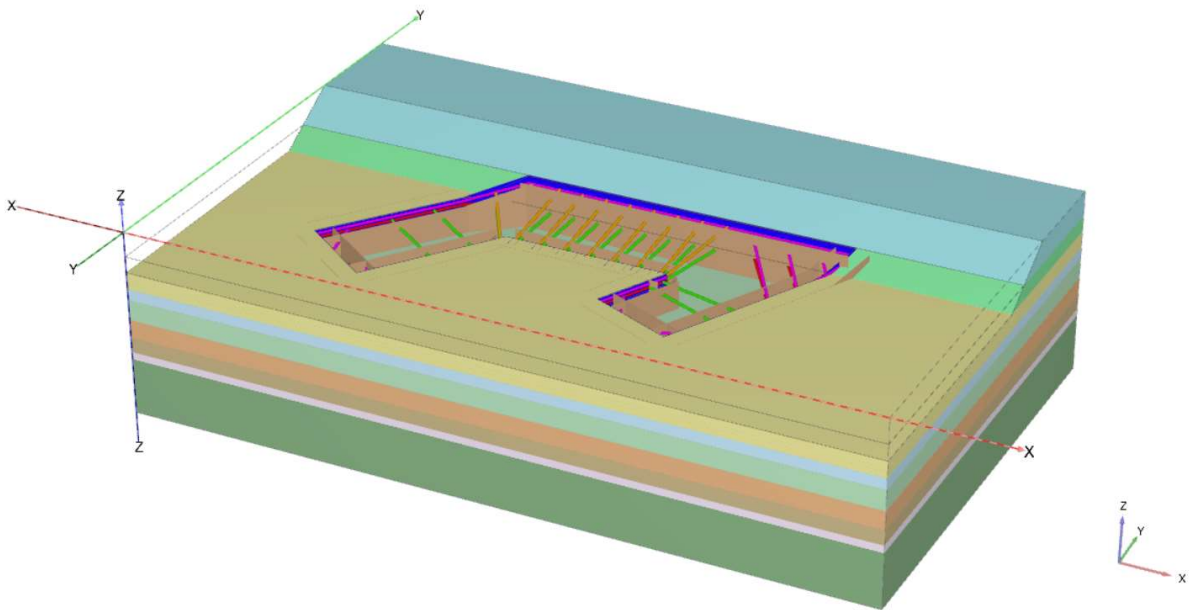


*Rys. 6.52. Poletko badawcze nr 4 - Porównanie wyników pomiarów przemieszczeń poziomych ścianki w przekroju pomiarowym „DTS2” z obliczeniami metodą parę zależnych z uwzględnieniem redukcji sztywności podparć pośrednich ścianki*

Należy zaznaczyć, że w pewnych sytuacjach, dla właściwej oceny zachowania się konstrukcji ścianki szczelnej zabezpieczającej głęboki wykop, zasadne może być wykorzystanie analizy trójwymiarowej. Może to mieć miejsce w sytuacji dużej zmienności warunków obciążenia wzdłuż ścianki, na przykład w gęstej zabudowie miejskiej, gdzie wymagane jest często również określenie wpływu głębokiego wykopu na zabudowę sąsiednią. W sytuacjach, gdy mamy do czynienia z nieregularnym kształtem rzutu zabezpieczanego wykopu analiza 3D pozwala na dokładniejszą ocenę interakcji konstrukcji z gruntem, np. na uwzględnienie lokalnie występującej redukcji parcia gruntu, wpływu zmiennej sztywności obudowy wykopu w strefach naroży. Wykorzystanie analizy przestrzennej może skutkować bardziej świadomym i optymalnym projektowaniem konstrukcji. Należy jednak wówczas pamiętać o konieczności potwierdzania przyjętych założeń na etapie wykonywania głębokiego wykopu poprzez prowadzenie monitoringu zachowania się konstrukcji.

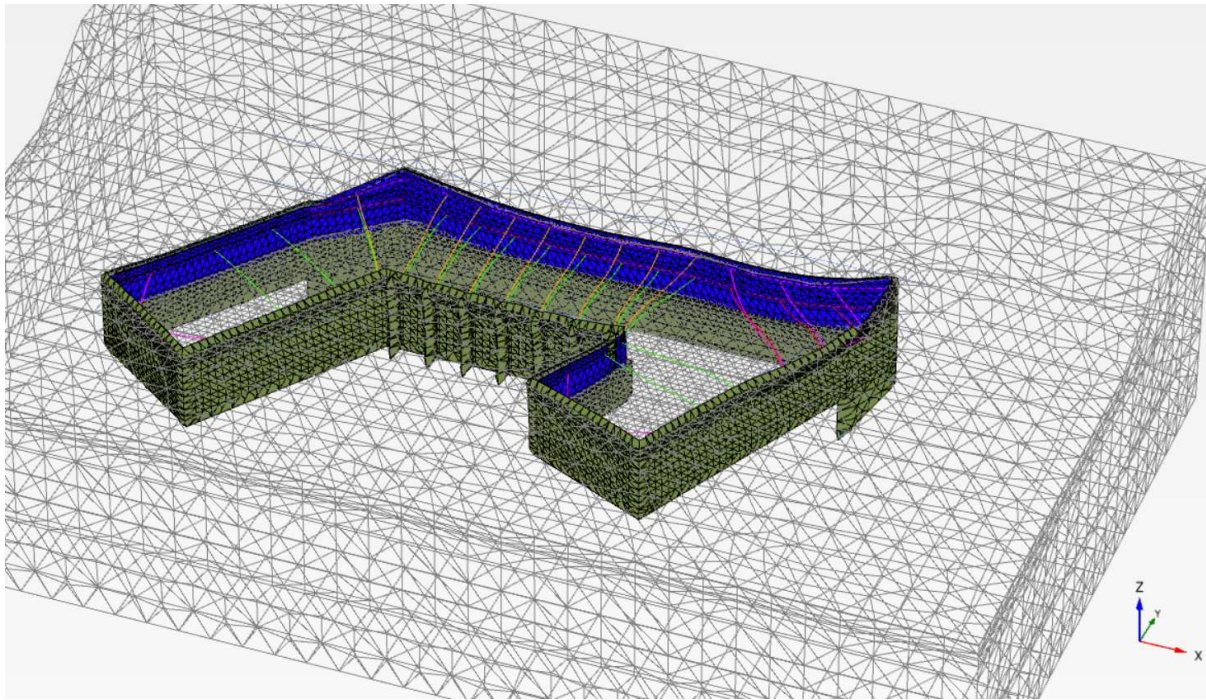
#### 6.4.6. Model przestrzenny dla ścianki dwukrotnie podpartej

W analizowanym przypadku ścianki podpartej w dwóch poziomach rozporami stalowymi nie uzyskano wyników obliczeń zbieżnych z wynikami pomiarów przemieszczeń prowadzonych na ściankach. Dlatego też, w celu weryfikacji przyjętych do analizy obliczeniowej założeń modelu MES, głównie sposobu przyjmowania parametrów modelu dla warstw gruntów, wykonano model 3D w programie PLAXIS 3D (Rys.6.53).

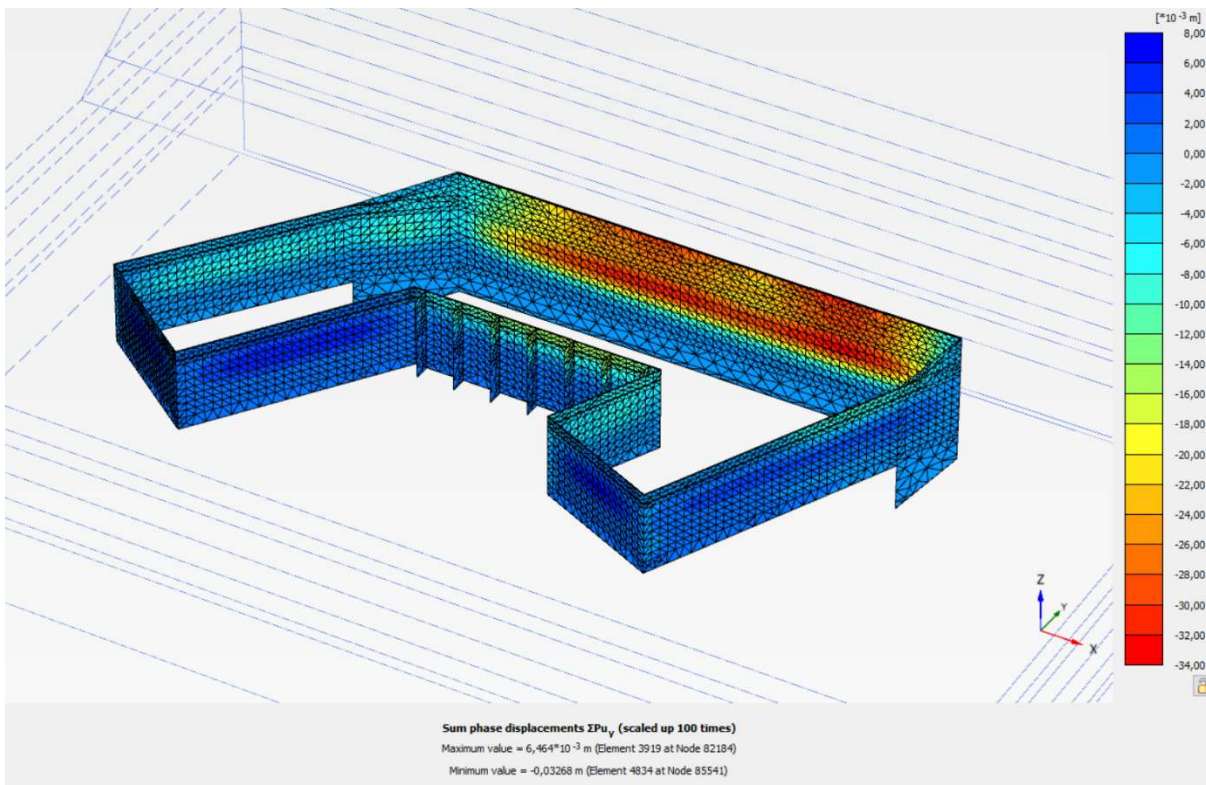


*Rys. 6.53. Widok ogólny modelu obliczeniowego ścianki szczelnej rozpartej w dwóch poziomach, analizowanego w programie Plaxis 3D*

Założenia dla modelu przestrzennego do opisu konstrukcji oraz interakcji konstrukcja-grunt przyjęto tożsame jak dla modelu MES 2D. Parametry warstw podłoża gruntowego zostały przyjęte zgodnie z (Tab. 6.9). Do opisu gruntu zastosowano model konstytutywny HS-small. Obliczenia prowadzono z uwzględnieniem etapowania wykopu oraz montażu kolejnych elementów konstrukcji rozparcia. Uzyskane w analizie wyniki obliczeń przedstawiają poniższe rysunki (Rys.6.54, Rys.6.55, Rys.6.56).

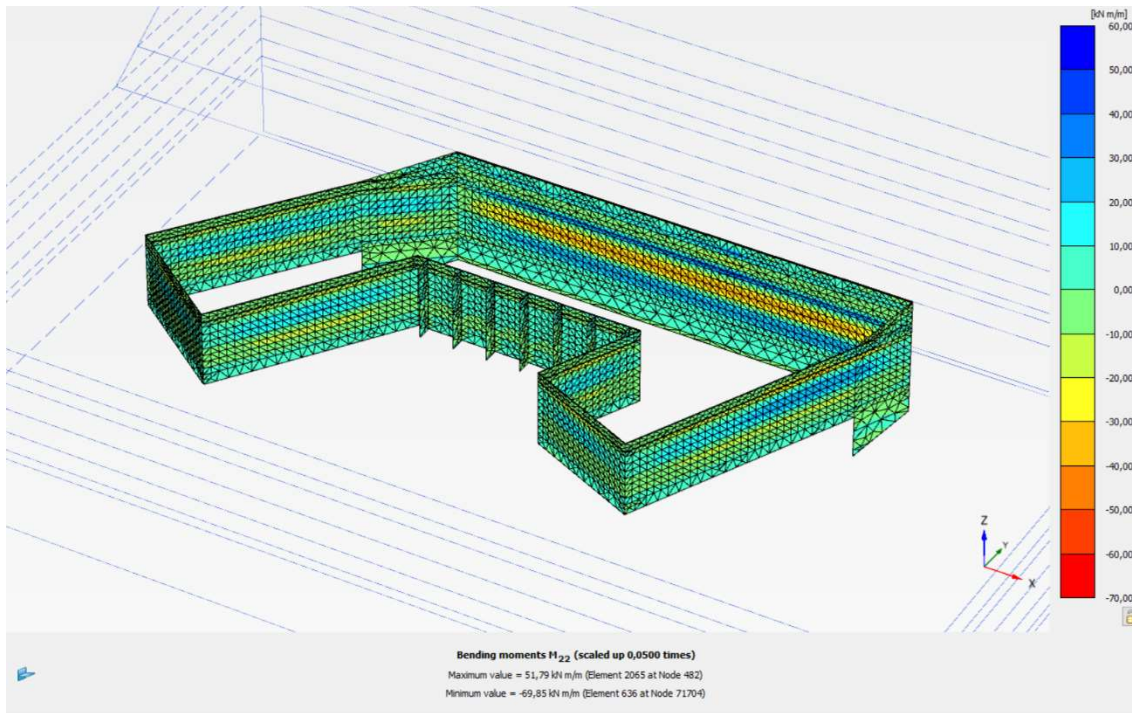


Rys. 6.54. Widok odkształconego modelu konstrukcji ścianek szczelnych w analizowanym przypadku



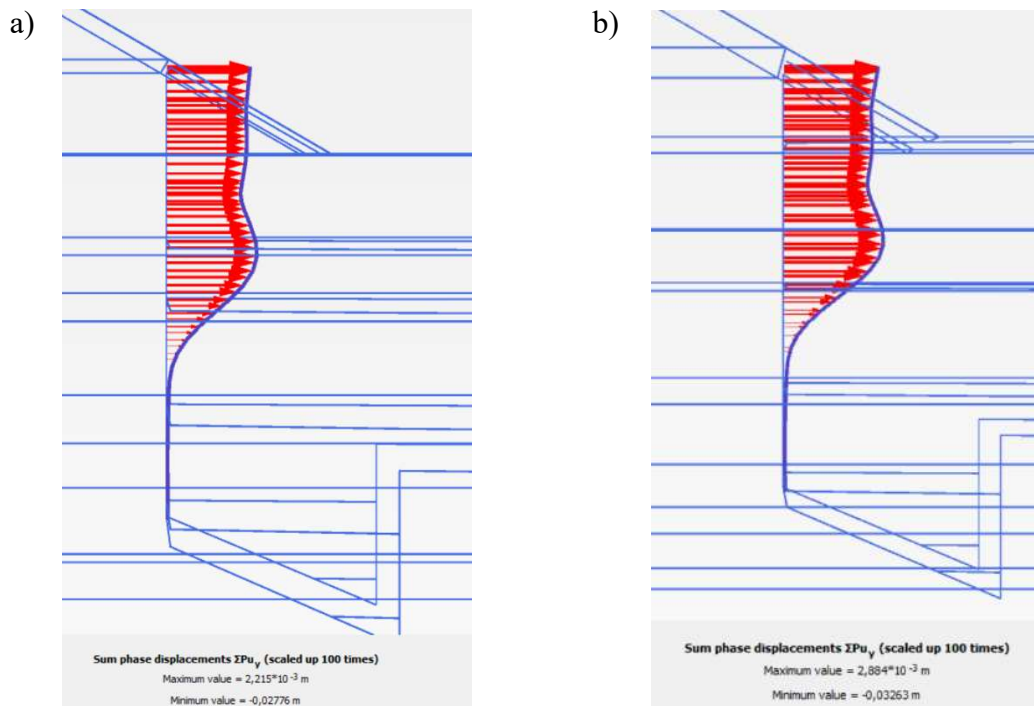
Rys. 6.55. Mapa przemieszczeń poziomych ścianek szczelnych





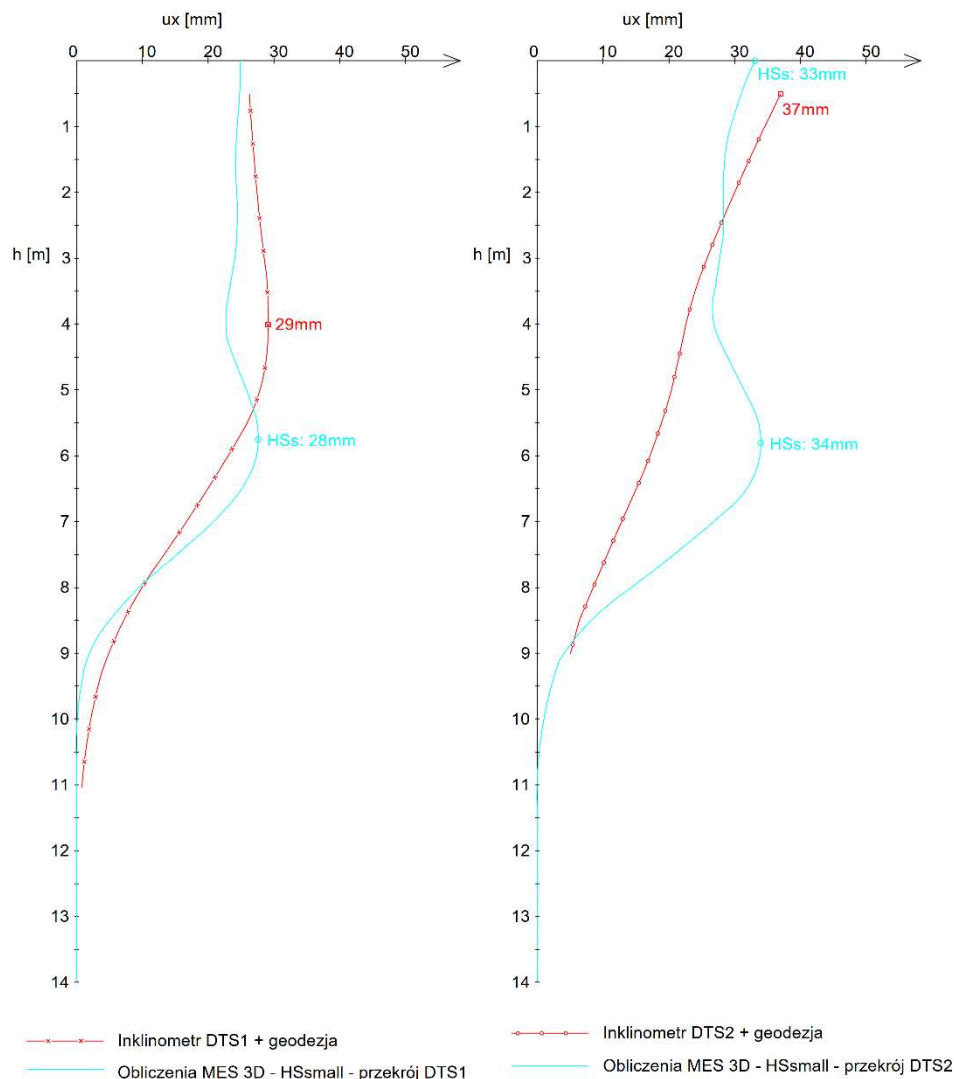
Rys. 6.56. Mapa momentów zginających w analizowanej konstrukcji ścianek szczelnych

W celu weryfikacji przyjętych założeń modelowych porównano otrzymane w obliczeniach wartości przemieszczeń poziomych z wartościami pomierzonymi. W tym celu w programie Plaxis wygenerowano przekroje poprzeczne z modelu obliczeniowego (Rys.6.57), w lokalizacji odpowiadającej zamontowanym na ścianie rurach inklinometrycznych.



Rys. 6.57. Obliczone przemieszczenia poziome ścianki w przekrojach odpowiadających lokalizacji pomiarów inklinometrycznych a) „DTS1” oraz b) „DTS2”

Porównanie otrzymanych wyników obliczeń z wynikami pomiarów przemieszczeń przedstawia poniższy rysunek (Rys.6.58).



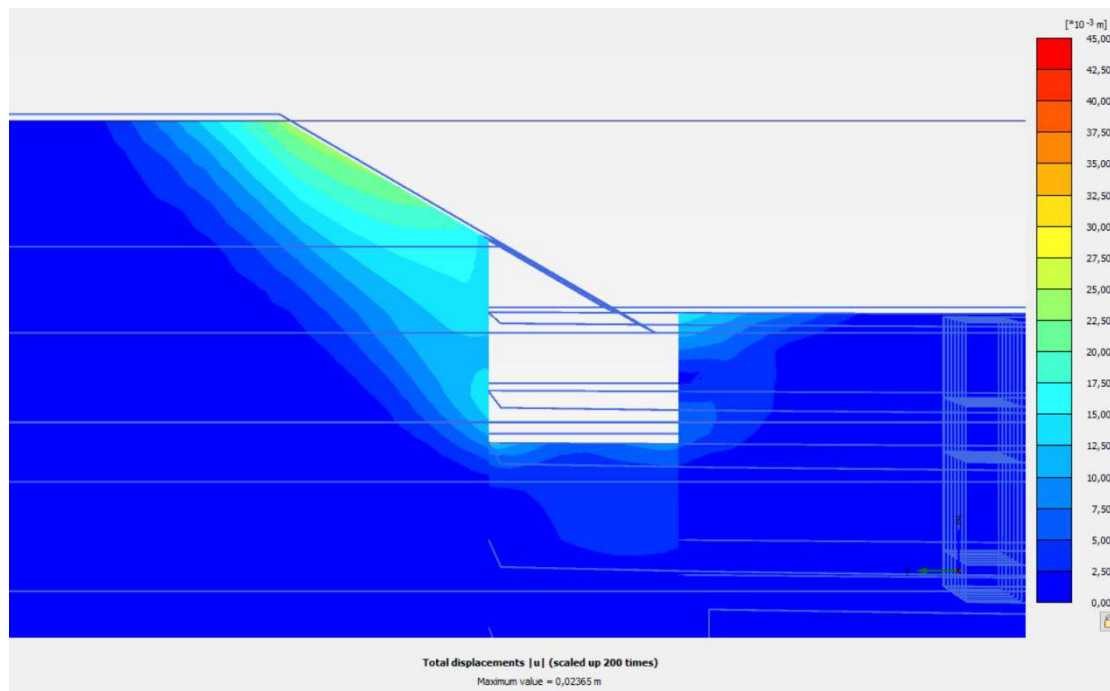
Rys. 6.58. Poletko badawcze nr 4 - Porównanie wyników pomiarów przemieszczeń poziomych ścianki w przekroju pomiarowym a) „DTS1” oraz b) „DTS2” z obliczeniami MES 3D

Analizując pomierzone wartości przemieszczeń oraz kształt linii ugięcia ścianek można zauważyć, że zależą one od odległości od narożnika zabezpieczenia wykopu. Zmierzone przemieszczenie w badanym przekroju „DTS1”, znajdującym się w odległości 5m od narożnika konstrukcji zabezpieczenia wyniosło 29mm, podczas gdy w przekroju „DTS2” zlokalizowanym w środkowej części analizowanego odcinka ścianki osiągnęło wartość 37mm. Kształt linii ugięcia grodzicy zmierzony w rurze inklinometrycznej „DTS1” wskazuje na większą sztywność podparcia ścianki jej górnej części, niż ma to miejsce w przekroju pomiarowym zlokalizowanym w środkowej części zabezpieczenia wykopu. Pomiar

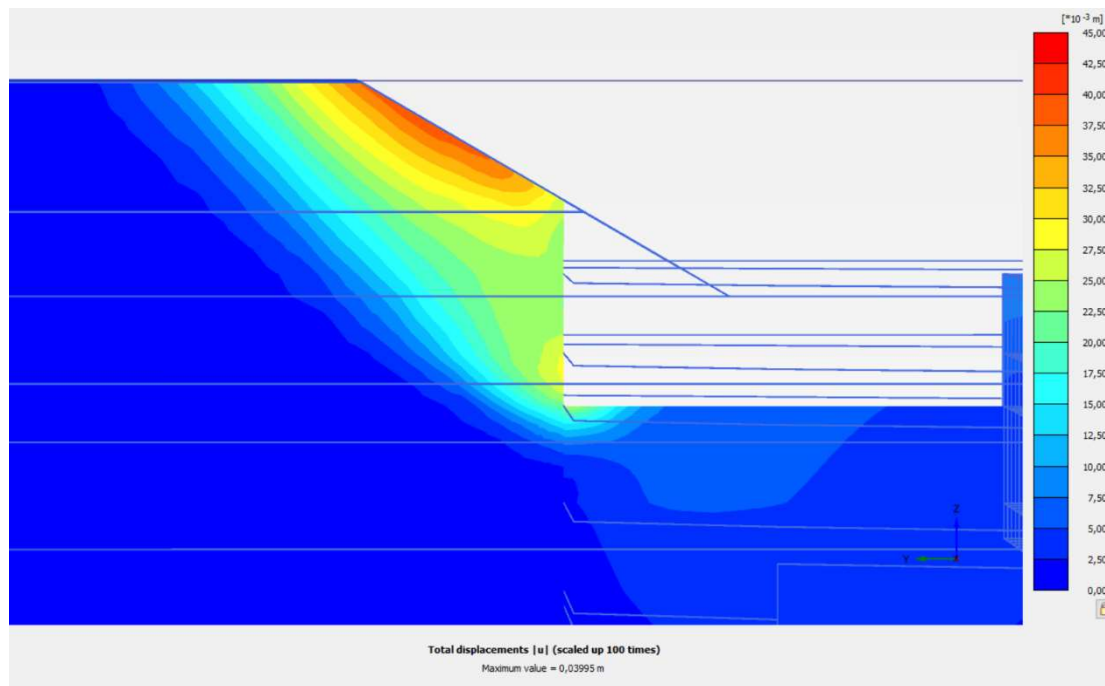
w inklinometrze „DTS2”, zwłaszcza kształt linii ugięcia ścianki, wyraźnie wskazuje na redukcję sztywności podparcia grodzic, spowodowaną różnymi wartościami parć gruntu na przeciwległe ścianki szczelne.

W przestrzennej analizie obliczeniowej opartej na modelu „HS-small”, otrzymano dobre odwzorowanie rzeczywistych przemieszczeń ścianki. Zarówno w przekroju „DTS1” zlokalizowanym w strefie narożnej konstrukcji zabezpieczenia wykopu jak i w środkowej części ścianki, gdzie mierzono przemieszczenia w przekroju „DTS2”, obliczone wartości przemieszczeń są zbliżone do wartości pomierzonych. Porównując kształty linii ugięcia ścianek, otrzymane w wyniku obliczeń z pomierzonymi w rurach inklinometrycznych można zauważyć, że lepsze odwzorowanie otrzymano dla przekroju „DTS1” zlokalizowanego blisko narożnika wykopu. Obliczony kształt linii ugięcia ścianki w przekroju „DTS2” wskazuje na większe odchylenie górnej krawędzi grodzicy niż ma to miejsce w przypadku przekroju „DTS1”. Różnica ta jednak nie jest tak wyraźna, jak dla kształtów pomierzonych w rurach inklinometrycznych „DTS1” i „DTS2”.

Analizy MES pozwalają również na ocenę wpływu wykopu na przemieszczenia terenu przyległego. Przemieszczenie terenu za ścianką jest zdecydowanie większe w środkowej części wykopu, gdzie maksymalna jego wartość wynosi 4cm (Rys.6.60), w porównaniu do strefy narożnika zabezpieczenia, gdzie wynosi około 2,5cm (Rys.6.59).



Rys. 6.59. Przemieszczenie wypadkowe terenu za ścianką szczelną w przekroju „DTS1”



Rys. 6.60. Przemieszczenie wypadkowe terenu za ścianką szczelną w przekroju „DTS2”

Analiza otrzymanych wyników obliczeń pozwala na wyciągnięcie następujących wniosków:

1. Zastosowanie przestrzennej analizy obliczeniowej w tym przypadku pozwoliło w zadowalającym stopniu odwzorować rzeczywistą pracę konstrukcji zabezpieczenia wykopu. Otrzymane wartości przemieszczeń ścianki w obliczeniach są zbliżone z wartościami pomierzonymi w analizowanych przekrojach. Kształt linii ugięcia ścianki, zwłaszcza w przekroju „DTS1”, który znajduje się w strefie narożnika, dobrze odzwierciedla zmierzoną w inklinometrze linię odkształcenia.
2. Model 3D pozwolił na uwzględnienie nierównomiernego parcia gruntu na rozpiętej ścianie szczelnej i dobrze odwzorował ich współpracę. W obliczeniach 2D, w wykorzystanych programach komputerowych, zagadnienie nierównomiernego parcia gruntu było możliwe dopiero w analizie wstecznej, przy założeniu redukcji sztywności podparcia pośredniego ścianki. Oczywiście należy zaznaczyć, że istnieją programy 2D do obliczeń ścian zabezpieczających wykop, pozwalające na analizę konstrukcji złożonych z kilku ścian oporowych współpracujących ze sobą, gdzie efekty zróżnicowanych parć są uwzględniane (np.: Plaxis 2D, Paris).
3. Analiza 3D przedmiotowego zabezpieczenia wykopu pozwoliła na odwzorowanie tzw. „efektu naroża” występującego w miejscach narożników zabezpieczanego wykopu. W tych miejscach możemy zaobserwować znaczną osiadań przyległego terenu (Rys.6.59, Rys.6.60). Otrzymane wyniki obliczeń potwierdzają obserwacje „efektu

naroża” w ścianach zabezpieczających głębokie wykopy (*Wu i in., 2010*), z których wynika, że odkształcenie ściany oraz osiadanie powierzchni gruntu zależy od odległości od narożnika wykopu. Szczegółową analizę, w której opracowano empiryczne równania do oszacowania zmienności ugięć ścian w zależności od odległości do narożników zawarto w pracy (*Wong i in., 2020*).

4. Przypadek ten pokazuje, że w sytuacjach, gdy mamy do czynienia z zabezpieczeniem wykopu w zróżnicowanym wysokościowo terenie lub gdy za ścianką mamy znaczne i różne co do wartości obciążenia naziomu, analiza 3D jest niezbędna dla właściwej oceny pracy konstrukcji oporowej. W zagadnieniach oceny wpływu głębokiego wykopu na zabudowę sąsiednią, zwłaszcza przy nieregularnym kształcie rzutu planowanego wykopu, ten sposób podejścia do obliczeń wydaje się uzasadniony. Celem potwierdzenia założeń przyjmowanych na etapie projektowania oraz zgodności otrzymanych wyników z rzeczywistością, należy w trakcie realizacji prac prowadzić stosowny monitoring przemieszczeń elementów konstrukcji oporowej, terenu i obiektów znajdujących się w strefie wpływu oddziaływania głębokiego wykopu. Podejście takie stosowane jest w projektowaniu metodą obserwacyjną (*Gorska i in., 2013*). Stosowanie oprogramowania MES pozwala na elastyczną reakcję projektanta na dane uzyskane z placu budowy. Informacje o przemieszczeniach konstrukcji w celu modyfikacji wcześniej przyjętych założeń pozwalają na bezpieczną i optymalną realizację inwestycji.

## 7. Wnioski

Przedmiot pracy stanowiła weryfikacja metod stosowanych do obliczania poziomych przemieszczeń stalowych ścianek szczelnych. W pracy porównano wyniki otrzymane w obliczeniach prowadzonych wybranymi metodami z przemieszczeniami pomierzonymi na poletkach badawczych ścianek, stanowiących konstrukcje oporowe działające w różnych schematach statycznych. W poniższej tabeli zawarto podsumowanie otrzymanych wyników analiz porównawczych przemieszczeń poziomych ścianek.

*Tablica 7.1*  
*Podsumowanie otrzymanych wyników analiz porównawczych*  
*przemieszczeń poziomych ścianek szczelnych - wartości wyznaczonych*  
*wybranymi metodami obliczeniowymi z pomierzonymi w terenie:*  
*A – dobre odwzorowanie rzeczywistych przemieszczeń, B – dostateczne, C – niezgodne*

| Metoda obliczeniowa           |  | Metoda klasyczna | Metoda parę zależnych       |                          |                       | Metoda elementów skończonych (2D) |                  |
|-------------------------------|--|------------------|-----------------------------|--------------------------|-----------------------|-----------------------------------|------------------|
|                               |  |                  | Moduł $k_h$ wg Chadeisson'a | Moduł $k_h$ wg Schmitt'a | Moduł $k_h$ wg CUR166 | Model „Coulomba-Mohra”            | Model „HS-Brick” |
| Schemat statyczny ścianki     |  |                  |                             |                          |                       |                                   |                  |
| Ścianka wspornikowa           |  | C                | C                           | B                        | C                     | C                                 | A                |
| Ścianka jednokrotnie kotwiona |  | B                | C                           | C                        | C                     | C                                 | A                |
| Ścianka dwukrotnie kotwiona   | Faza przejściowa – ścianka jednokrotnie kotwiona | C                | C                           | C                        | A                     | C                                 | A                |
|                               | Faza docelowa – ścianka dwukrotnie kotwiona      | C                | C                           | C                        | B                     | B                                 | A                |
| Ścianka trzykrotnie kotwiona  | Faza przejściowa – ścianka dwukrotnie kotwiona   | B                | C                           | C                        | C                     | B                                 | A                |
|                               | Faza docelowa – ścianka trzykrotnie kotwiona     | C                | C                           | C                        | C                     | A                                 | A                |
| Ścianka rozpięta              |  | C                | C                           | C                        | C                     | C                                 | C                |

Podsumowując, stwierdza się, że uzyskano zgodność jakościową i ilościową wyników analiz MES 2D, przy zastosowaniu do opisu gruntu modelu „*HS-Brick*”, z wynikami pomiarów *in-situ*. Postawiona na początku teza pracy została udowodniona.

Powyższa tabela, stanowiąca podsumowanie omówionych przypadków potwierdza, że uproszczone metody analityczne, mimo swojej powszechności w praktyce inżynierskiej, mogą nie dawać poprawnych wyników. Natomiast bardziej zaawansowane metody, do których zaliczyć możemy metodę elementów skończonych (MES), charakteryzują się lepszym odwzorowaniem rzeczywistej pracy konstrukcji. Należy jednak zaznaczyć, że wymagają one bardziej szczegółowych danych, zwłaszcza w odniesieniu do rozpoznania podłoża gruntowego. Weryfikacja wyników obliczeń z rzeczywistymi pomiarami przeprowadzonymi na poletkach badawczych wykazała, że metoda elementów skończonych, zwłaszcza z wykorzystaniem do opisu gruntu modelu „*HS-brick*”, dobrze odwzorowuje rzeczywiste przemieszczenia ścianek szczelnych. Poza przypadkiem poletka badawczego nr 4, gdzie uzasadnione okazało się zastosowanie modelu przestrzennego, implementacja w analizach numerycznych 2D modelu „*HS-Brick*”, pozwalała na uzyskanie adekwatnych do zbadanych inklinometrem kształtów linii ugięcia ścianki. W analizach tych otrzymano również zbliżone co do wartości przemieszczenia poziome konstrukcji z pomierzonymi w terenie. Potwierdza to zalecenia zawarte w literaturze, przywołane w (*Tablicy 3.3*), w rozdziale trzecim pracy, które świadczą o przydatności modelu „*HS-Brick*” w analizie przemieszczeń konstrukcji.

Warto zwrócić uwagę, że pomiary terenowe stanowią cenne źródło informacji przy weryfikacji metod obliczeniowych. Wyniki badań „*in-situ*” dostarczają danych, które umożliwiają kalibrację modeli numerycznych oraz weryfikację poprawności przyjętych w obliczeniach założeń. Takie podejście rekomendowane jest w przypadkach bardziej odpowiedzialnych zabezpieczeń, gdy w strefie oddziaływania wykopu znajduje się istniejąca zabudowa lub infrastruktura. Uzasadnione jest wówczas prowadzenie monitoringu przemieszczeń ścianek, celem potwierdzenia założeń przyjmowanych na etapie projektowania oraz zgodności otrzymanych wyników z rzeczywistością. Podejście takie stosowane jest w projektowaniu metodą obserwacyjną, w którym zastosowanie oprogramowania MES pozwala na elastyczną reakcję projektanta na dane uzyskane z placu budowy i weryfikację założeń przyjętych w modelu obliczeniowym.

Istnieją przypadki, które uzasadniają zastosowanie w obliczeniach modelu przestrzennego. Przykład taki pokazano w analizie poletka badawczego nr 4 – ścianki dwukrotnie rozpartej, gdzie model 3D pozwolił na uwzględnienie nierównomiernego parcia gruntu na rozpierane wzajemnie ścianki szczelne i dobrze odwzorował ich współpracę. W obliczeniach 2D, przy

użyciu wybranych programów komputerowych, problem nierównomiernego parcia gruntu mógł być uwzględniony dopiero w analizie wstecznej, przy założeniu redukcji sztywności podparcia pośredniego ścianki. Analiza przestrzenna pozwoliła również na odwzorowanie tzw. „efektu naroża” występującego w miejscach narożników zabezpieczonego wykopu, w których możemy zaobserwować znaczną redukcję przemieszczeń ścianki oraz osiadań przyległego terenu.

Trzeba zaznaczyć, że w prostszych przypadkach zabezpieczeń wykopów, gdy nie zachodzi konieczność dokładnego obliczania przemieszczeń ścianki szczelnej, metody klasyczne i parę zależnych mogą być wystarczające. W analizie stanów granicznych nośności metody te dają wyniki będące po stronie bezpiecznej w porównaniu do metod numerycznych. W przypadku metody parę zależnych, spośród dostępnych metod, warto wybierać te, których podstawę stanowią badania eksperymentalne prowadzone na konstrukcjach z grodziec stalowych. Przykład taki stanowi metoda holenderska *CUR166*, która w porównaniu do metod opartych na badaniach ścian szczelinowych (*Schmitt* i *Chadeisson*), okazała się metodą lepiej odwzorowującą rzeczywiste przemieszczenia ścianek.

Wyniki pracy dostarczają informacji dla praktyki inżynierskiej, wskazując, że stosowanie odpowiednio dobranych metod obliczeniowych może pozwolić na dobre odwzorowanie przemieszczeń ścianek szczelnych. Uzyskana w ten sposób trafniejsza ocena rzeczywistej pracy konstrukcji może przyczynić się również do optymalizacji kosztów realizacji.

Ze względu na złożoność zagadnienia związanego z przemieszczeniami ścianek szczelnych, istnieje potrzeba prowadzenia dalszych badań. Jednym z planowanych elementów dalszych analiz autora są efekty konsolidacji gruntu w rejonie odkopywanej ścianki i jej wpływ na odkształcenia konstrukcji i osiadania terenu przyległego. Uwzględnienie zachowania się gruntu zależne od czasu, szczególnie dla gruntów spoistych o niskiej przepuszczalności wymaga poszerzenia zakresu badań podłoża gruntowego oraz większej liczby pomiarów prowadzonych w dłuższym okresie czasu. Założenie konsolidacji pozwala na uwzględnienie warunków bez odpływu lub z częściowym drenażem, które mogą powstać za ścianką szczelną, jak również częściowo nasyconej strefy na dnie wykopu. Efekty konsolidacji z pewnością stanowią interesujący temat do dalszych badań dotyczących zachowania trwałych konstrukcji zabezpieczających głębokie wykopy.

Kontynuacja badań w kierunku obserwacji zachowania się konstrukcji oporowych, nie tylko ścianek szczelnych, może przyczynić się do jeszcze lepszego dopasowania modeli obliczeniowych do rzeczywistych warunków pracy konstrukcji.



## BIBLIOGRAFIA

1. Ahmadpour P., Amelsakhi M., Mohsen K. (2019): *Study of Loose Soil Layer Effects on Excavations Supported by Steel Sheet Pile Walls-A Numerical Study*. Engineering Geology 12(5):31-54
2. Balay J. (1985): *Récommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction*, Note d'information technique LCPC
3. Benz T. (2007): *Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences*. Phd, Universitat Stuttgart, 2007
4. Bustamante M., Gianceselli L. (1991): *Predicting the bearing capacity of sheet piles under vertical load*, Proceedings of the 4th International Conference on Piling and Deep Foundations, Stresa (Italy), 7 – 12 April 1991
5. Biernatowski K., Dembicki E., Dzierżawski K., Wolski W.: *Fundamentowanie: t.1 Podłoże budowlane*, Arkady, Warszawa
6. Bilgin Ö. (2010): Numerical studies of anchored sheet pile wall behavior constructed in cut and fill conditions, Computers and Geotechnics, Volume 37, Issue 3, April 2010, p. 399-407
7. Boone S.J., Westland J. (2006): *Design of excavation support using apparent earth pressure diagrams: consistent design or consistent problem?* Taylor & Francis Group plc, London, UK
8. Chaidesson R. (1961): *Parois continues moulées dans le sols*, Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Dunod,
9. Cudny M., Truty A. (2020): *Refinement of the Hardening Soil model within the small strain range*, Acta Geotechnica 15, 2031-2051 (2020)
10. Dembicki E., Rymsza B. (2015): *Obliczanie parcia i odporu gruntu według Eurokodu 7*, Inżynieria Morska i Geotechnika, 3/2015
11. Demibicki E., Tejchman A. (1981): *Wybrane zagadnienia fundamentowania i budowli hydrotechnicznych*, PWN, Warszawa
12. Domańska D., Wichur A. (2006): *Ocena stateczności skarp i zboczy na podstawie pomiarów inklinometrycznych*. Geoinżynieria drogi mosty tunele 04/2006

13. Drażkiewicz J., Golan M. (2021): *Przebudowa Nabrzeża Cumowniczego*, Inżynieria Morska i Geotechnika, 6/2021
14. Duncan, J.M., Chang, C.M. (1970): *Nonlinear analysis of stress and strain in soils*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 96(SM5), 1629-1653
15. Fall M., Gao Z., Ndiaye B.C. (2019): *Three-dimensional response of double anchored sheet pile walls subjected to excavation and construction sequence*. Heliyon 5 (2019) e01348, doi: 10.1016/j.heliyon.2019.e01348
16. Gorska K. (2015): *Zasady prowadzenia pomiarów inklinometrycznych*. Geoinżynieria drogi mosty tunele 04/2015
17. Gorska K., Muszyński Z., Rybak J. (2013): *Displacement monitoring and sensitivity analysis in the observational method*, Studia Geotechnica et Mechanica, Vol. XXXV, No. 3, 2013
18. Grodecki M. (2007): *Modelowanie numeryczne statyki ścianek szczelnych i szczelinowych*, Praca doktorska, Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Środowiska, Instytut Geotechniki, Zakład Podstaw Konstrukcji Inżynierskich,
19. Grodecki M. (2008): *Wpływ warstwy słabej na pracę ścianki szczelnej niekotwionej*, Czasopismo Techniczne, z. 3-Ś/2008, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej.
20. Grodecki M. (2010): *Wpływ uproszczonego modelowania na wyniki analiz numerycznych ścianek szczelnych*. Czasopismo Techniczne, z. 1-Ś/2010, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej.
21. Grodecki M. (2013): *Influence of a surcharge line load on cantilever sheet pile wall behavior*. Czasopismo Techniczne, z. 1-Ś/2013, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej.
22. Gryczmański M. (1995): *Wprowadzenie do opisu sprężysto-plastycznych modeli gruntów*, Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej Polska Akademia Nauk, IKE, Warszawa
23. Gryksa Ł., Kępa J. (2011): *Mury oporowe niekoniecznie żelbetowe*, Geoinżynieria Drogi Mosty Tunele, 6/2011
24. Hardin B.O., Drnevich V.P. (1972): *Shear modulus and damping in soils: design equations and curves*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers
25. Hückel S. (1957): *Grodze*, Arkady, Warszawa
26. Januszewski M. (2014): *Przebudowa Nabrzeża Szwedzkiego w Porcie Gdynia*, Geoinżynieria Drogi Mosty Tunele, 3/2014

27. Januszewski M., Szmyt P. (2018): *Rozwiązania dla hydrotechniki – ściany kombinowane HZ<sup>®</sup>/AZ<sup>®</sup>*, Geoinżynieria Drogi Mosty Tunele, 3/2018
28. Jaroń A. (2016): *Redukcja amplitudy drgań podłoża gruntowego przy pogrążaniu grodzic za pomocą ciśnieniowego podplukiwania wodą*, Praca doktorska, Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, Katedra Geotechniki i Dróg, Gliwice
29. Jaroń A., Jastrzębska M. (2015): *Wpływ modyfikacji warunków gruntowych na redukcję amplitudy drgań w podłożu gruntowym oraz zwiększenie wydajności podczas pogrążania grodzic metodą wibracyjną*. Inżynieria Morska i Geotechnika 3/2015
30. Jarominiak A. (1982): *Lekkie konstrukcje oporowe*. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 1982, 2000
31. Jayakumar P. (1987) *Modeling and Identification in Structural Dynamics*. Dissertation, California Institute of Technology, Pasadena, California
32. Jefferies M.G., Been K. (2006): *Soil Liquefaction – A critical state approach*. Taylor & Francis, ISBN 0-419-16170-8 478 pages
33. Kacprzak G., Bodus S. (2019): *The modelling of excavation protection in a highly urbanised environment*. Technical Transactions, Vol. 1/2019, pp. 133–142
34. Kapica L., Lorens R. (2008): *Budowa murów oporowych przy krakowskim BCC*. Geoinżynieria Drogi Mosty Tunele, 3/2008
35. Kłosiński B. (2015): *Nowe europejskie normy dotyczące kotew gruntowych*. Geoinżynieria Drogi Mosty Tunele, 3/2015
36. Kłosiński B. (2016): *Projektowanie kotew gruntowych i mikropali z uwzględnieniem Eurokodu*. Geoinżynieria Drogi Mosty Tunele, 4/2016
37. Kotlicki W., Łukasik S., Godlewski T., Bogusz W.: *Ochrona zabudowy w sąsiedztwie głębokich wykopów*, Instrukcja ITB nr 376/2020
38. Kulhawy F.H., Mayne P.W. (1990): *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Technical report, Electric Power Research Institute.
39. Kwarciański P. (2006): *Wodoszczelność grodzic*, Geoinżynieria Drogi Mosty Tunele, 02/2006
40. Kwarciański P. (2006): *Wodoszczelność grodzic – część II*, Geoinżynieria Drogi Mosty Tunele, 03/2006
41. Kwarciański P. (2007): *Parkingi podziemne o ścianach konstrukcyjnych wykonanych z grodzic*, Geoinżynieria Drogi Mosty Tunele, 01/2007
42. Kwarciański P. (2008): *Nośność pionowa grodzic*, Geoinżynieria Drogi Mosty Tunele, 03/2008

43. Ma J. Q., Berggren B.S., Bengtsson P.E., Stille H., Hintze S. (2008): *Behavior of Sheet Pile Walls at Deep Excavations in Soft Soils Overlying Hard Rock in Stockholm*. The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG) 1-6 October, 2008, Goa, India
44. Martins J., Januszewski M. (2018): *Innovative and sustainable steel sheet pile solutions for underground car parks*, Sbornik 46. Konference Zakladani staveb Brno 2018
45. Masing G. (1926): *Eigenspannungen und Verfestigung beim Messing*. Proceedings of the 2nd International Congress for Applied Mechanics, Zurich, Switzerland, 332-335
46. Mayne P.W. (2007) *Cone penetration testing. A synthesis of highway practice. Technical Report*. Transportation Research Board
47. Meijers P., van Tol A.F. (2005): *Observations on densification of soil during vibratory sheetpiling*, Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Amsterdam 2005
48. Menard L., Bourdon G. (1965): *Calcul des rideaux de soutènement. Méthode nouvelle prenant en compte les conditions réelles d'encastrement*. Sols-Soils No 12, str. 18-32.
49. Mitew M. (2002): *Ocena przemieszczeń ścian głębokich wykopów metodą podłoża sprężystego*. Zeszyty naukowe Politechniki Śląskiej, Seria: Budownictwo z. 95, nr kol. 1559
50. Mitew-Czajewska M. (2005a): *Badania doświadczalne i analiza numeryczna przemieszczeń ścian szczelinowych. Rozprawa doktorska*. Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej
51. Mitew-Czajewska M. (2005b): *Numerical analysis of displacements of a diaphragm wall* Proceedings of the 5th International Symposium TC28. Amsterdam, the Netherlands, 2005
52. Mitew-Czajewska M. (2017): *FEM modeling of deep excavation – parametric study, Hypoplastic Clay model verification*, MATEC Web of Conferences 117, 00121 (2017) XXVI R-S-P Seminar 2017, Theoretical Foundation of Civil Engineering
53. Mitew-Czajewska M. (2018): *Parametric study of deep excavations in clays*. Bulletin of the Polish Academy of Sciences, Technical Sciences 66(5): 747-754
54. Mitew-Czajewska M. (2019): *A study of displacements of structures in the vicinity of deep excavation*. Archives of Civil and Mechanical Engineering 19(2): 547-556
55. Młynarek Z. , Tschuschke W., Wierzbicki J. (1997): *Klasyfikacja gruntów podłoża budowlanego metodą statycznego sondowania*. XI Krajowa Konferencja Mechaniki

- Gruntów i Fundamentowania. Geotechnika w budownictwie i transporcie. 25-27 czerwca 1997.
56. Monnet A. (1994): *Module de réaction, coefficient de décompression au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élasto-plastique des soutènements*, Revue Française de Mécanique des Sols, no 65, str 67-72.
  57. Monnet J., Khlif J., Biard C. (1994): *La paroi moulee Le Mail – experimental and numerical study*, XIII ICSMFE, New Delhi
  58. Muszyński Z., Rybak J. (2011): *Zastosowanie geodezyjnych metod pomiarowych w badaniach nośności pali*. Górnictwo i Geoinżynieria, Rok 35, Zeszyt 2, 2011
  59. Niemunis A., Cudny M. (2018): *Discussion on “Dynamic soil-structure interaction: A three-dimensional numerical approach and its application to the Lotung case study”*. *Poor performance of the HSS model*. Computers and Geotechnics, Volume 98, 243-245
  60. Obrzud R. (2010): *On the use of the Hardening Soil Small Strain model in geotechnical practice*. Numerics in geotechnics and structures. Elsevier International
  61. Obrzud R., Hartmann S., Podleś K. (2016): *Selected aspects of designing deep excavations*. Studia Geotechnica et Mechanica, Vol. 38, No. 3, 2016
  62. Obrzud R., Truty A. (2020): *The hardening soil model – a practical guidebook; Technical Report ZSoil.PC 100701 (edition 2020)*, Lausanne, Switzerland
  63. Obrzud R., Truty A. (2023): *A standalone module of Zsoil 2D for deep excavations and retaining walls user guide, Edition 2023*, GeoDev., Lausanne, Switzerland
  64. Palka Z. (2004): *Mury oporowe z grodzic stalowych - po raz pierwszy w Polsce*. Geoinżynieria i Tunelowanie, 01/2004
  65. Phien-Wej N., Humza M., Aye Z. (2012): *Numerical modeling of diaphragm wall behavior in Bangkok soil using Hardening Soil model*. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, CRC Press
  66. Pisarczyk S. (2005): *Mechanika gruntów*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2005
  67. Pozlewicz A., Zalewski P. (2002): *Komputerowe wspomaganie wymiarowania ścianek szczelnych*, Inżynieria Morska i Geotechnika, 4/2002
  68. Puła W., Puła O., Wyjadłowski M. (2013): *Zastosowanie ścianek szczelnych do zabezpieczania głębokich wykopów*. Inżynier Budownictwa, nr 11, s. 76-81.
  69. Ram A.K., Mohanty S. (2017): *Numerical Analysis of Sheet Pile Wall with Pond Ash as Backfill Material*. Workshop on sustainable geotechnics, IGS Kanpur, 13-14 October 2017, IIT Kanpur, India

70. Reiter D., Sakwerda E. (2010): *Grodzice w konstrukcji wału przeciwpowodziowego*, Geoinżynieria Drogi Mosty Tunele, 04/2010
71. Robertson P. K. (1990): *Soil classification using the cone penetration test*. Canadian Geotech. Journal, 27(1): 151-158 (1990)
72. Robertson P.K. (2009): *Interpretation of cone penetration tests – a unified approach*, Canadian Geotechnical Journal, 46: 1337-1355 (2009)
73. Robertson P.K., Cabal (Robertson) K.L. (2015): *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*, Gregg Drilling & Testing. Inc., 6th Edition
74. Robertson P.K., Cabal (Robertson) K.L. (2022): *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*, Gregg Drilling & Testing. Inc., 7th Edition
75. Robertson P.K., Campanella R.G. (1983): *Interpretation of cone penetration tests. Part I: Sand*. Can Geotech J, vol. 20(4), pp. 718-733
76. Rowe P.W. (1962): *The stress dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact*, Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences, 1962, 269:500–527
77. Rybak Cz., Puła O., Sarniak W. (2001): *Fundamentowanie. Projektowanie posadowień*. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne
78. Rybak J. (2009): *Stalowe ścianki szczelne*. Kurs PZWFS „Głębokie wykopy w zwartej zabudowie i ich obudowa”, Miedzeszyn, 17-18.11.2009 str. 38 – 59
79. Rybak J., Ivannikov A., Kulikowa E., Żyrek T. (2017): *Deep excavation in urban areas – defects of surrounding buildings at various stages of construction*, MATEC Web of Conferences 146, 02012 (2018); Building Defects 2017
80. Rybak J., Sękowski J., Wanik K., Żyrek T (2015): *Corner effect in deep excavation design in examples of sheet pile retaining walls*. 12th Slovak Geotechnical Conference, Bratislava 01-02.06.2015
81. Rybak J., Żyrek T. (2013): *Experimental validation of sheet pile and combined pile axial capacity computation*, Vplyv vody na geotechnické konštrukcie, Bratislava 03-04.06.2013
82. Rychlewski P. (2014): *Stalowe ścianki szczelne – oryginalne zastosowania*. Inżynier budownictwa, 06/2014
83. Ryż K., Urbański A. (2004): *Nowe obszary zastosowań stalowych ścian szczelnych – wybrane aspekty konstrukcyjne i obliczeniowe*. Geoinżynieria i Tunelowanie, 03/2004
84. Sahajda K., Sobala D. (2006): *Metoda statycznego wciskania grodzic stalowych*. Geoinżynieria Drogi Mosty Tunele, 1/2006

85. Sakwerda E. (2004): *Przyczółki mostowe z grodzic stalowych po raz pierwszy w Polsce*. Geoinżynieria i Tunelowanie, 02/2004
86. Schanz T., Vermeer P. A., Bonier P.G. (1999): *Formulation and verification of the Hardening Soil Model*. In Beyond 2000 in Computational Geotechnics. Balkema, Rotterdam
87. Schmitt P. (1995): *Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol, vis-a-vis des ouvrages de soutènement souples*. Revue Francaise de Géotechnique No 71, str 3-10.
88. Schmitt P. (1998): *De l'élasticité linéaire au coefficient de réaction: théories, observations et ordres de grandeur*. Revue Francaise de Géotechnique, 85 : pp. 79-87.
89. Siemińska-Lewandowska A. (2010a): *Głębokie wykopy, Projektowanie i wykonawstwo*. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa, 2010
90. Siemińska-Lewandowska A. (2010b): *Bezpieczeństwo posadowienia obiektu według norm europejskich*, Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, maj-czerwiec 2010
91. Siemińska-Lewandowska A., Mitew-Czajewska M., Tomczak U. (2013): *Various use of diaphragm walls for construction of multilevel road junction – Design and monitoring of displacements*, Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013
92. Singh A.P., Chatterjee K. (2020): *Lateral earth pressure and bending moment on sheet pile walls due to uniform surcharge*. Geomechanics and Engineering, Vol. 23, No. 1 (2020) 71-83
93. Simpson B. (1992): *Retaining structures: displacement and design*, Geotechnique 42, No. 4, 541 – 576
94. Simpson B., Powrie W. (2001): *Embedded retaining walls: theory, practice and understanding*, 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, 08.2001
95. Sobala D., Rybak Cz., Rybak J. (2001): *O zastosowaniu stalowych wciskanych ścianek szczelnych*. Inżynieria i Budownictwo, 12/2001
96. Sobala D., Rybak J. (2017): *Steel Sheet Piles – Applications and Elementary Design Issues*. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 245, 2017
97. Sobala D., Tomaka W., Maksim P. (2011): *Grodzice stalowe w podporach zintegrowanego wiaduktu drogowego*, Inżynier budownictwa, 02/2011

98. Superczyńska M., Józefiak K., Zbiciak A. (2016): *Numerical analysis of diaphragm wall model executed in poznań clay formation applying selected FEM codes*, Archives of Civil Engineering, Vol. LXII, Issue 3
99. Szmyt P. (2020): *Szczelne przesłony z grodzic stalowych*, Geoinżynieria Drogi Mosty Tunele, 1/2020
100. Szmyt P. (2020): *Przebudowa Nabrzeża Włoskiego*, Geoinżynieria Drogi Mosty Tunele, 3/2020
101. Szwarkowski D. (2017): *Wpływ wykonania głębokiego wykopu pod budynek wysoki Mogilska Tower w Krakowie na istniejącą zabudowę w ujęciu modelu przestrzennego opartego na Metodzie Elementów Skończonych (MES)*. Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury; Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture, t. XXXIV, z. 64 (4/17), październik-grudzień 2017, s. 255-268
102. Terzaghi K. (1955): *Evaluation of coefficients of subgrade reaction*, Geotechnique 71, Vol. 5, str 297-326
103. Terzaghi K., Peck R.B., Mesri G. (1947): *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, New York
104. Tomczak U., Lejzerowicz A. (2018): *Pomiary inklinometryczne i tensometryczne podczas realizacji ścian szczelinowych stanowiących obudowę głębokich wykopów*. Inżynieria i Budownictwo, 12/2018
105. Totsev A. (2012): *Deep excavation in Bulgaria—comparison of measured and computed performance*. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground (pp.807-812), CRC Press
106. Truty A. (2008): *Sztywność gruntów w zakresie małych odkształceń. Aspekty modelowania numerycznego*. Czasopismo techniczne, z. 3-Ś/2008, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej
107. Truty A. (2020): *Nieliniowa analiza MES współdziałania konstrukcji z podłożem z zastosowaniem sprężysto-plastycznych modeli gruntów kalibrowanych na bazie testów laboratoryjnych i polowych*. Współczesne zagadnienia z inżynierii lądowej, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice
108. Truty A. (2024): *Estimating Hardening Soil-Brick model parameters for sands based on CPTU tests and laboratory experimental evidence*, Scientifics Reports 14, 15102 (2024), <https://doi.org/10.1038/s41598-024-65789-5>



109. Truty A., Obrzud R. (2015): *Improved formulation of the hardening soil model in the context of modeling the undrained behavior of cohesive soils*, *Studia Geotechnica et Mechanica*, Vol. 37, No. 2
110. Truty A., Podleś K. (2010): Zastosowanie modelu Hardening Soil-Small do analizy problemów interakcji konstrukcji budowlanych z podłożem. *Czasopismo techniczne*, z. 1-Ś/2010, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej
111. Truty A., Zimmermann Th., Podleś K., Obrzud R. (2024): *ZSoil 2024, User manual, Theory, Soil, Rock and Structural Mechanics in dry or partially saturated media*. GeoDev. Sarl. Switzerland
112. Urbański A., Grodecki M., Piszczek K., Toś C. (2007): *Zabezpieczenie wykopów ścianką Larssena – modelowanie numeryczne a rzeczywistość*. *Czasopismo techniczne*, z. 1-Ś/2007, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej
113. Urbański A. Grodecki M. (2010): *Wybrane problemy modelowania komputerowego zagadnień statyki ścianek szczelnych*. *Czasopismo techniczne*, z. 1-Ś/2010, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej
114. Vakili K.N., Barciaga T., Lavasan A.A., Schanz T. (2013): *A practical approach to constitutive models for the analysis of geotechnical problems*. The Third International Symposium On Computational Geomechanics (ComGeo III), at Krakow, Poland, Volume: 1, August 2013, pp. 738–749.
115. Vanoudheusden E., Petit G., Robert J., Emeriault F., Kastner R. (2005): *Comportement d'une paroi moulée en site urbain: Modélisations et mesures*. Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Amsterdam
116. Vogdanos D. G. , Zevgolis I. E., Deliveris, Koukouzas V. (2007): *3D FEM Analysis of an Anchored Sheet Pile Wall and Comparison with Monitoring Data*. Proceedings, 25th Annual International Conference on Composites/Nano Engineering (ICCE-25), Rome, Italy, 16-22 July 2017
117. Wanik K. (2012): *Zastosowanie monitoringu inklinometrycznego w realizacji inżynierskich obiektów budowlanych*. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 4/2012
118. Wolski W., Fürstenberg A., Sorbjan P. (2007): *Wykorzystanie pomiarów inklinometrycznych do oceny stanu bezpieczeństwa budowli*. Materiały konferencyjne: XXIII Konferencja Naukowo – Techniczna „Awary Budowlane” 2007, s.: 519 – 526, Szczecin – Międzyzdroje, 23-26 maja 2007r.
119. Winkler E. (1867): *Die Lehre von Elastizität und Festigkeit*, Prague, H. Dominicus,

120. Wong L.W., Pratama I. T., Chou C. R. (2020): *Corner Effects on Wall Deflections in Deep Excavations*. The HKIE Geotechnical Division 40th Annual Seminar 2020, Hongkong
121. Wu Ch., Ou Ch., Tung N (2010): *Corner effects in deep excavations-establishment of a forecast model for Taipei Basin T2 Zone*. Journal of Marine Science and Technology: Vol. 18: Iss. 1, Article 1.
122. Yazici M.F., Keskin N., Sungur A. (2020): *The effect of the anchor location on the displacement of two anchored steel sheet pile wall*. International Aaegean Symposiums on Innovation Technologies & Engineering, February 15-16, 2020
123. Zeilinger H. (2009): *The Vibro-jetting driving metod*. International Foundation Congress and Equipment Expo, “Contemporary Topics in Deep Foundations”, Geotechnical Special Publications (GSP) 18, ASCE
124. Żyrek T. (2013): *Analiza porównawcza pomierzonych i obliczonych przemieszczeń poziomych ściany oporowej z grodzic stalowych na wybranym przykładzie*, Materiały konferencyjne: XIII Konferencja Naukowa Doktorantów Wydziałów Budownictwa, Gliwice – Szczyrk, 9 – 10 maja 2013r.

#### **Normy, katalogi, strony internetowe**

125. Broszura ArcelorMittal – *Impervious steel sheet pile walls. Design & Practical approach*, 01/2014
126. Broszura ArcelorMittal – *Piling handbook, 9th edition*, 2022
127. Broszura ArcelorMittal – *Underground car parks, Fire resistance*, 2012
128. Dokumentacja geologiczno – inżynierska opracowana dla inwestycji pn.: „Budowa drogi publicznej Drogowej Trasy Średnicowej Katowice – Gliwice, Część „Zachód” od ul. Baildona w Gliwicach do terenu miasta Zabrze,
129. Dokumentacja badań podłoża gruntowego opracowana dla konstrukcji oporowej w południowej Polsce. (Poletko badawcze nr 3)
130. Dokumentacja z sondowań statycznych CPTU wykonanych dla rozpoznania stanu gruntów w rejonie podpór obiektu mostowego GM1-5 w ciągu DTŚ nad autostradą i rz. Kłodnicą,
131. Ekspertyza geotechniczna określająca warunki gruntowo – wodne pod projektowany budynek handlowo – usługowy wraz z infrastrukturą techniczną przy ul. Powstańców Śląskich w Jastrzębiu-Zdroju,

132. Katalog grodzic stalowych – AMCRPS – *General Catalogue GB 2021* -  
<https://constructalia.arcelormittal.com/pl/produkty/grodzice>
133. *Plaxis 3D 2023.2 – Reference Manual 3D*, Bentley®, June 16, 2023
134. PN-EN 10248-1:1999 *Grodzice walcowane na gorąco ze stali niestopowych* -  
*Techniczne warunki dostawy*
135. PN-EN 10248-2:1999 *Grodzice walcowane na gorąco ze stali niestopowych* -  
*Tolerancje kształtu i wymiarów*
136. Instrukcja ITB 376/2020 *Ochrona zabudowy w sąsiedztwie głębokich wykopów*
137. PN-85/B-02170 *Ocena szkodliwości drgań przekazywanych przez podłoże na budynki*
138. PN-88/B-02171 *Ocena wpływu drgań na ludzi w budynkach*
139. PN-EN 1537:2013 *Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych. Kotwy gruntowe*
140. PN-EN 1997-1:2008 *Projektowanie geotechniczne - Część 1: Zasady ogólne*
141. PN-EN 1993-5:2009 *Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 5: Palowanie i  
ścianki szczelne*
142. PN-EN 12063:2001 *Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych – Ścianki  
szczelne*
143. PN-EN ISO 22477-5:2018-10 *Rozpoznanie i badania geotechniczne - Badania  
konstrukcyjnych elementów geotechnicznych - Część 5: Badanie kotew iniekcyjnych*
144. British Standard: *BS 6349 – Maritime works*
145. FASCICULE N° 62 - Titre V *Règles techniques de conception et de calcul des  
fondations des ouvrages de génie civil cahier des clauses techniques générales  
applicables aux marchés publics de travaux*. Textes officiels N° 93-3 T.O. Ministère de  
L'équipement, et Des transports du Logement, 11/1989
146. Wytyczne EAU 2012 - *Recommendations of the Committee for Waterfront Structures -  
Harbours and Waterways*, Ernst & Sohn, 9. Edition - July 2015
147. Wytyczne brytyjskie – Ciria C760, London (2017): *Guidance on embedded retaining  
wall design*
148. Wytyczne holenderskie - CUR166 *Damwandconstructies*, 5e, CUR bouw & Infra,  
Gouda 2008
149. Wytyczne holenderskie – CUR211 *Handboek Kademuren*, Gouda 2003
150. Wytyczne niemieckie – EAB (2008): *Recomendations on Excavations*, 2nd edition.  
Ernst & Sohn
151. Wytyczne - The Steel Construction Institute – publication P275 (2001): *Steel Intensive  
Basements*

152. [https://bentleysystems.service-now.com/community?id=kb\\_article\\_view&sysparm\\_article=KB0110039](https://bentleysystems.service-now.com/community?id=kb_article_view&sysparm_article=KB0110039)
153. [https://constructalia.arcelormittal.com/en/case\\_study\\_gallery/belgium/lokeren-railway-underpass-with-arcelormittal-sheet-piles](https://constructalia.arcelormittal.com/en/case_study_gallery/belgium/lokeren-railway-underpass-with-arcelormittal-sheet-piles)
154. [www.bentley.com](http://www.bentley.com)
155. [www.chrobok.com.pl](http://www.chrobok.com.pl)
156. [www.deepexcavation.com](http://www.deepexcavation.com)
157. [www.dywidag.com](http://www.dywidag.com)
158. [www.fedrecht.pl](http://www.fedrecht.pl)
159. [www.finesoftware.pl](http://www.finesoftware.pl)
160. [www.ggu-software.com](http://www.ggu-software.com)
161. [www.giken.pl](http://www.giken.pl)
162. [www.gollwitzer.pl](http://www.gollwitzer.pl)
163. [www.metris.com.pl](http://www.metris.com.pl)
164. [www.priz.pl](http://www.priz.pl)
165. [www.sheetpiling.arcelormittal.com](http://www.sheetpiling.arcelormittal.com)
166. [www.zsoil.com](http://www.zsoil.com)
167. [soilmec.net.pl/pl/wibromloty-charakterystyka-i-zastosowanie/bez-kategorii/](http://soilmec.net.pl/pl/wibromloty-charakterystyka-i-zastosowanie/bez-kategorii/)
168. <https://trenchcontrol.ie>
169. [https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Silent\\_piler.jpg](https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Silent_piler.jpg)