

Politechnika Krakowska
im. Tadeusza Kościuszki
Wydział Inżynierii Środowiska
Instytut Geotechniki
Zakład Podstaw Konstrukcji Inżynierskich

Mgr inż. Michał Grodecki

**MODELOWANIE NUMERYCZNE
STATYKI
ŚCIANEK SZCZELNYCH
I SZCZELINOWYCH**

Praca doktorska

Promotor

Dr hab. inż. Aleksander Urbański

KRAKÓW 2007



Autor składa podziękowania Promotorowi
za pomoc w trakcie realizacji pracy



SPIS TREŚCI

1	WSTĘP	3
1.1	INFORMACJE OGÓLNE O PRZEDMIOCIE PRACY	3
1.2	ISTNIEJĄCE REGULACJE NORMOWE	8
1.3	STAN BADAŃ W ZAKRESIE ANALIZY ŚCIANEK SZCZELNYCH I SZCZELINOWYCH 10	
1.4	CEL I ZAKRES PRACY.....	14
2	METODY ANALIZY STATYCZNEJ ŚCIANEK SZCZELNYCH I SZCZELINOWYCH	17
2.1	METODY ANALITYCZNE	18
2.1.1	<i>Klasyczna metoda obliczeniowa</i>	18
2.1.2	<i>Metoda A. i M. Reimberta</i>	22
2.1.3	<i>Metoda D.A. Turabiego i A. Balli</i>	23
2.1.4	<i>Metoda modułu podatności podłoża</i>	24
2.1.5	<i>Metoda Rowe`a</i>	26
2.2	ANALIZA NUMERYCZNA MES.....	27
2.2.1	<i>Postawienie problemu</i>	30
2.2.2	<i>Modelowanie kontinuum gruntowego</i>	31
2.2.3	<i>Modelowanie elementów konstrukcyjnych</i>	32
2.2.4	<i>Modelowanie kontaktu</i>	34
2.2.5	<i>Przebieg symulacji</i>	36
2.2.5.1	Modelowanie stanu „in situ”.....	37
2.2.5.2	Modelowanie wbijania ścianki	38
2.2.5.3	Modelowanie procesu wykonywania wykopu.....	38
2.2.5.4	Algorytm oceny stateczności	40
2.2.5.5	Kontrola poprawności rozwiązania numerycznego	43
2.2.5.6	Weryfikacja uzyskanych wyników na drodze pomiarów „in situ”	44
3	STUDIUM PARAMETRYCZNE STATYKI ŚCIANKI SZCZELNEJ NIEKOTWIONEJ	45
3.1	EKSPERYMENT NUMERYCZNY	49
3.1.1	<i>Wpływ parametrów modelu obliczeniowego na uzyskiwane wyniki</i>	52
3.1.1.1	Wpływ podstawowych parametrów modelu.....	52
3.1.1.1.1	Rozkłady parcia i oporu	52
3.1.1.1.2	Stateczność.....	54
3.1.1.1.3	Rozkłady momentów zginających	57
3.1.1.1.3.1	Przypadek ścianki sztywnej	57
3.1.1.1.3.2	Przypadek ścianki podatnej	61
3.1.1.1.4	Rozkłady przemieszczeń.....	63
3.1.1.1.5	Ścieżki naprężeń oraz rozwój stref plastycznych	66
3.1.1.1.6	Wpływ obciążenia naziomu.....	70
3.1.1.2	Wpływ pozostałych parametrów modelu	84
3.1.1.2.1	Wpływ współczynnika parcia spoczynkowego K_0	84
3.1.1.2.2	Wpływ tarcia pomiędzy gruntem a ścianką.....	90
3.1.1.2.3	Wpływ zjawiska dylatacji.....	93
3.1.2	<i>Wpływ sposobu modelowania na uzyskiwane wyniki</i>	95
3.1.2.1	Wpływ uproszczeń w modelowaniu	96
3.1.2.2	Wpływ przyjętego modelu konstytutywnego gruntu.....	103

3.2	PRAKTYCZNE METODY OKREŚLANIA WSPÓLCZYNNIKA STATECZNOŚCI	114
3.2.1	<i>Metoda bazująca na wynikach obliczeń numerycznych.</i>	114
3.2.1.1	Obliczenia stateczności przykładowej ścianki.....	124
3.2.1.2	Próba konstrukcji zależności pomiędzy stopniem plastyczności gruntu a współczynnikiem stateczności ścianki modelowej	127
3.2.1.3	Ocena wpływu błędu określenia danych wejściowych na otrzymywany współczynnik stateczności	128
3.2.2	<i>Metoda będąca kombinacją klasycznej metody obliczeniowej i metody proporcjonalnej redukcji parametrów wytrzymałościowych.</i>	130
3.2.2.1	Przykład obliczeniowy ilustrujący zastosowanie proponowanej metody	131
3.2.3	<i>Porównanie zaproponowanych metod.</i>	132
3.3	PRAKTYCZNA METODA OKREŚLANIA WARTOŚCI MAKSYMALNEGO MOMENTU ZGINAJĄCEGO	133
3.3.1	<i>Przykład obliczeniowy</i>	134
4	INNE PRZYPADKI ZASTOSOWANIA ŚCIANEK SZCZELNYCH I SZCZELINOWYCH.	135
4.1	PRZYPADKI CHARAKTERYSTYCZNE ŚCIANEK JEDNOKROTNIE KOTWIONYCH..	135
4.1.1	<i>Analiza wpływu długości kotwy na uzyskiwane wyniki.</i>	136
4.2	NUMERYCZNA SYMULACJA BADAŃ CENTRYFUGOWYCH	141
4.3	SYMULACJA PRACY ŚCIANKI STANOWIĄCEJ ELEMENT WAŁU PRZECIWPOWODZIOWEGO	145
5	ANALIZA PRZYPADKÓW RZECZYWISTYCH.	153
5.1	WYKOP ZABEZPIECZONY ŚCIANKAMI ROZPIERANYMI	153
5.1.1	<i>Opis analizowanego obiektu.</i>	153
5.1.2	<i>Przyjęte założenia obliczeniowe.</i>	154
5.1.3	<i>Uzyskane wyniki.</i>	158
5.2	WYKOP ZABEZPIECZONY ŚCIANKĄ SZCZELNĄ NIEKOTWIONĄ	161
5.2.1	<i>Opis analizowanego obiektu.</i>	161
5.2.2	<i>Przyjęte założenia obliczeniowe</i>	161
5.2.3	<i>Uzyskane wyniki i ich porównanie z wynikami pomiarów „in situ”</i>	165
6	PODSUMOWANIE I WNIOSKI KOŃCOWE	170
6.1	NAJWAŻNIEJSZE WNIOSKI WYPLÝWAJĄCE Z ANALIZ WYKONANYCH W TRAKCIE REALIZACJI PRACY	170
6.2	ALGORYTM PROJEKTOWANIA ŚCIANEK SZCZELNYCH I SZCZELINOWYCH Z WYKORZYSTANIEM ANALIZ NUMERYCZNYCH	171
6.3	PROPONOWANE KIERUNKI DALSZYCH BADAŃ	173
7	LITERATURA	175
ZAŁĄCZNIK 1. MODELE KONSTITUTYWNE GRUNTU WYKORZYSTANE W PRACY		183
Z 1.1.	MODEL COULOMBA – MOHRA	183
Z 1.2.	MODEL DRUCKERA – PRAGERA.....	184
Z 1.3.	MODEL CAP	187
Z 1.4.	MODEL MODIFIED CAM – CLAY	189
ZAŁĄCZNIK 2. WAŻNIEJSZE OZNACZENIA I SYMBOLE WYKORZYSTANE W PRACY		192

1 Wstęp

Niniejszy rozdział podaje podstawowe dane związane z podatnymi ścianami oporowymi, takie jak stosowane rozwiązania konstrukcyjne i materiałowe oraz najczęściej spotykane przypadki zastosowań. Opisywane jest również miejsce jakie badania ścianek zajmują w tematyce prac badawczych w kraju i za granicą (ze szczególnym uwzględnieniem prac dotyczących metod obliczeniowych służących do analizy omawianych konstrukcji i ich współpracy z ośrodkiem gruntowym). Osobną część rozdziału poświęcono podaniu celu i zakresu pracy.

1.1 Informacje ogólne o przedmiocie pracy

Pod pojęciem podatnych ścianek oporowych należy rozumieć ścianki szczelne i szczelinowe. Ścianka szczelna jest to (za Mazurkiewiczem (2005)) konstrukcja złożona z podłużnych elementów stalowych, żelbetowych, drewnianych lub z tworzyw sztucznych (nazywanych brusami lub grodzicami), zagłębiona w gruncie za pomocą wbijania, wciskania lub wwibrowywania. Sąsiadujące ze sobą grodzice mają na całej długości połączenia (zamki) zapewniające szczelność. Ścianka szczelinowa natomiast zalicza się do konstrukcji formowanych w gruncie (wykonywany jest wykop wąskoprzestrzenny w osłonie zawiesiny bentonitowej lub niekiedy roztworu polimerowego (Grzegorzewicz (2005)) w którym następnie formowana jest ścianka żelbetowa).

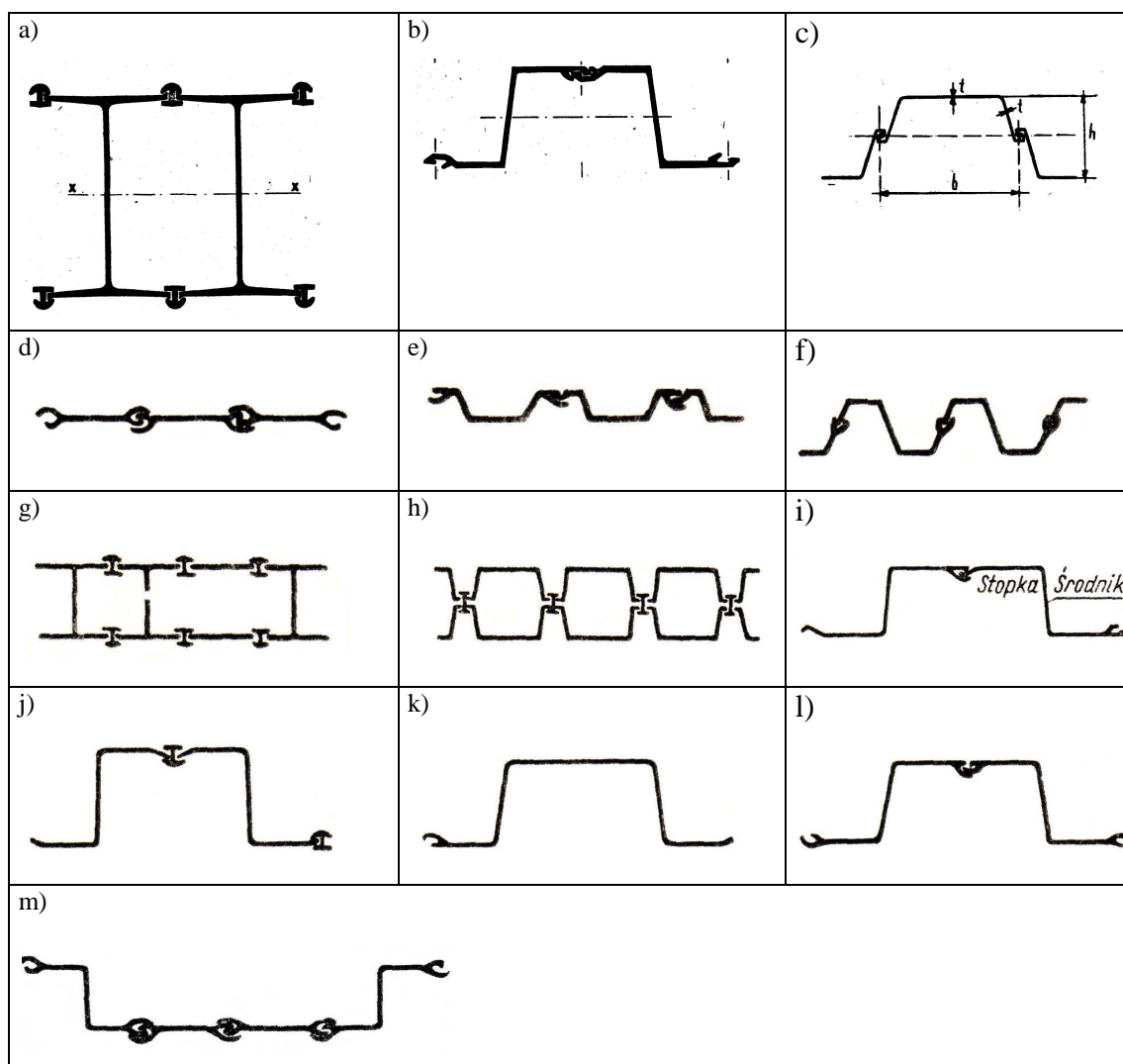
Obszar zastosowania ścianek szczelnych i szczelinowych w budownictwie lądowym i wodnym obejmuje (za Bugajnym (2006), Grzegorzewiczem (2005), Kurałowiczem i in. (1983), Mazurkiewiczem (2005), Ryżem i Urbańskim (2004) oraz materiałami PPH Minbud [28]):

- zabezpieczenia tymczasowe głębokich wykopów przy jednoczesnym osiągnięciu znacznej szczelności (najczęściej spotykane zastosowanie)
- tymczasowe konstrukcje ścianowe ze znacznie obciążonym naziemem
- tymczasowe konstrukcje skrzyń i bloków oporowych stosowane w wykonywaniu tuneli metodą przeciskową
- stałe konstrukcje ścian podziemnych garaży i parkingów

- konstrukcje ścianowo – ściągowe podtrzymujące nasypy w rejonie dojazdów do obiektów mostowych i elementy przyczółków mostowych
- elementy szczelne obiektów piętrzących
- zabezpieczenia przed przepływem wód zanieczyszczonych (np. w rejonie składowisk odpadów)
- elementy konstrukcyjne nabrzeży portowych
- elementy ochrony brzegu zbiorników wodnych oraz rowów zbierających wody powierzchniowe na stokach skarp i wykopów drogowych przed erozją
- elementy konstrukcji przepustów drogowych

Ścianki szczelne wykonuje się najczęściej z profili stalowych, betonu zbrojonego (żelbetu), drewna lub tworzyw sztucznych (PCV) natomiast ścianki szczelinowe z żelbetu.

Ścianki stalowe wykorzystuje się najczęściej (według Mazurkiewicza (2005)) w sytuacji gdy rodzaj gruntu (żwiry, grunty kamieniste lub gliny zwałowe) uniemożliwia zastosowanie ścianek z innych materiałów lub gdy warunki geotechniczne powodują wystąpienie znacznych wielkości momentów zginających w ścianie. W przypadku ich zastosowania należy jednak uwzględnić możliwość wystąpienia korozji, na co zwracają uwagę Bugajny (2006) i Mazurkiewicz (2006). Osobnym problemem jest zagadnienie szczelności zamków łączących profile grodzic (co wyczerpująco omawia - wraz z podaniem metod uszczelniania zamków - Kwarciański (2006a, 2006b)) - oraz możliwość wystąpienia w nich poślizgu (zagadnienie poruszane przez Byfielda i Crawforda (2002)). Stosowane są profile z grodzic korytkowych w kształcie litery U i Z, grodzice kombinowane utworzone z grodzic korytkowych, dwuteowych, płaskich i rurowych (zagadnienie omawia Sakwerda (2005)) oraz grodzice skrzynkowe z profili dwuteowych lub w kształcie litery H. W Polsce najczęściej stosowane są grodzice G46, G61, G62, AU14, AU16, PU16, PU20, PU25, PU32 (za Berkop (2003)).



Rys. 1 Przykładowe przekroje grodziec a) grodzica dwuteowa b) grodzica zetowa c) Larssen d) profil płaski typu Lackowanna e) profil typu Ransome f) profil Terre Rouge g) profil skrzynkowy Peine h) profil skrzynkowy Union i) profil zetowy Hoesch j) profil zetowy Krupp k) profil zetowy Klockner z zamkiem pojedynczym l) profil zetowy Klockner z zamkiem podwójnym m) profil mieszany Lackowanna (a, b, c - za Kurałowiczem i in. (1983), pozostałe za Pękałą i in. (1983))

Stal stosowana na grodziec ma wytrzymałość charakterystyczną od około 180 MPa do nawet 510 MPa. Najbardziej znani producenci grodziec to firmy British Steel, Krupp-Hoesch, Arbed, Arcelor, Stalprodukt, Huta Katowice. Na rynku polskim znaczne doświadczenie w zakresie wykonywania ścianek szczelnych posiadają między innymi firmy Arslaff i Chrobok.

Ścianki żelbetowe stosuje się (za Mazurkiewiczem (2005)) gdy grodzice mogą być wprowadzone w grunt za pomocą płuczek a bez użycia kafara (co jest możliwe w przypadku występowania piasków, namulów lub torfów) oraz w przypadku konieczności przeniesienia oprócz momentów zginających również znacznych sił podłużnych. Grodzice żelbetowe wykonuje się jako prefabrykaty.

Ścianki drewniane stosuje się obecnie sporadycznie, zasadniczo tylko w przypadku konstrukcji tymczasowych.

W ostatnich latach pojawiają się ścianki szczelne wykonywane z nowych materiałów – np. polichloru winylu (PCV) - przykłady podaje prace Bugajnego (2006) omawiająca system grodzic z PCV Geoflex, opracowanie Reszki i Borysa (2001) opisujące grodzice C-LOC oraz materiały firmy Minbud [28]. Zastosowanie grodzic z PCV wymaga jednak istotnej zmiany w podejściu do zagadnień projektowania. Z uwagi na około 100 krotnie niższy niż dla stali moduł Younga tworzyw sztucznych a tym samym większą odkształcalność wykonanych z niego grodzic szczególną uwagę należy zdanem Bugajnego (2006) poświęcić sprawdzeniu wielkości ich ugięć. Ze względu na wielokrotnie niższą od stali wytrzymałość PCV (nawet 80 razy) szczególnego znaczenia nabiera poprawne wyznaczenie wartości momentów zginających w ściance. Swoją przewagę ścianki z tworzyw sztucznych wykazują w warunkach długotrwałej pracy w środowisku agresywnym – co podkreśla Mazurkiewicz (2005). W sytuacji takiej ścianki stalowe podlegają korozji co powoduje zmniejszenie przekroju poszczególnych elementów a w konsekwencji może doprowadzić do awarii konstrukcji. Szybkość korozji profili stalowych może według Bugajnego (2006) dochodzić do 0.09 mm/rok, w warunkach nie agresywnego środowiska według Sakwerdy (2004) do 0.03 mm/rok, gdy tymczasem w przypadku ścianek z PCV zjawisko to nie jest obserwowane (nie wymagają one konserwacji i zabezpieczeń antykorozyjnych). Jak podaje opracowanie firmy Minbud [28] do zalet ścianek z PCV należy również ich estetyczny wygląd oraz niewielki ciężar. Opracowanie to sygnalizuje jednak możliwość zmian parametrów PCV w czasie – osobno podawana jest wytrzymałość PCV dla konstrukcji trwałych a osobno dla tymczasowych.

W przypadku konstrukcji tymczasowych grodzice stalowe mogą być odzyskiwane (wyciągane z gruntu) co nie jest możliwe w przypadku grodzic wykonanych z żelbetu. Rozwiązanie takie jest powszechnie stosowane w przypadku ścianek stalowych stanowiących tymczasowe zabezpieczenie ścian wykopu – co w znacznym stopniu obniża koszty wykonania inwestycji gdyż odzyskane profile

stalowe mogą być ponownie wykorzystane w innym miejscu (o ile tylko nie uległy one uszkodzeniu w trakcie wbijania i wyciągania).

Ścianki szczelne i szczelinowe zalicza się do konstrukcji odpowiedzialnych. Ich awarie powodują znaczne straty materialne i niematerialne - przykład katastrofy budowlanej ścianki szczelnej opisują Allersma i Rohe (2003) a kilka katastrof ścian szczelinowych w gęstej zabudowie miejskiej omawiają Szulborski i in. (2001). Sytuacja ta występuje zwłaszcza w przypadku ścianek instalowanych w celu zabezpieczenia głębokich wykopów wykonywanych w pobliżu istniejących obiektów, w szczególności w zwartej zabudowie miejskiej, co w ostatnich latach staje się powszechną praktyką projektową (Kotlicki i Wysokiński (2002)). Znaczną liczbę ścianek w zwartej zabudowie miejskiej wykonano w czasie budowy metra w Warszawie – dokładniejsze informacje podają Bolt i in. (1997) oraz Siemińska - Lewandowska (2001). Zastosowanie ścianek szczelnych umożliwia niejednokrotnie znaczne przyspieszenie wykonywania inwestycji, co ma szczególne znaczenie w przypadku wstrzymywania lub ograniczania na czas budowy ruchu pociągów (przykłady zastosowania ścianek szczelnych w celu zmniejszenia ograniczeń w ruchu kolejowym na czas budowy można znaleźć w pracach Berkop (2003) oraz Ryża i Urbańskiego (2004)) lub innych pojazdów (w przypadku robót wykonywanych w bezpośredniej bliskości tras komunikacyjnych).

Ścianki szczelne i szczelinowe, pomimo swej prostoty, nastroczają znaczne problemy obliczeniowe. Klasyczne metody obliczeniowe, służące do ich analizy i wymiarowania, zawierają liczne uproszczenia i założenia wstępne, niejednokrotnie trudne do przyjęcia z uwagi na ich niezgodność z rzeczywistą pracą konstrukcji i współpracującego z nią gruntu. Nie pozwalają na uwzględnienie wszystkich istotnych czynników działających na konstrukcję, a więc mogących mieć wpływ na podejmowane decyzje projektowe.

Zdaniem Autora z uwagi na uwarunkowania techniczne (dostępność technologii, liczne inwestycje wykonywane w trudnych warunkach geotechnicznych, w tym w zwartej zabudowie miejskiej lub przy obecności gruntów słabych – o niskich parametrach wytrzymałościowych i znacznej odkształcalności), ekonomiczne (dążenie do minimalizacji kosztów) oraz organizacyjne (tendencja do jak najszybszego wykonywania robót budowlanych) należy spodziewać się w najbliższej przyszłości dalszego wzrostu ilości wykonywanych ścian szczelnych i szczelinowych. W takiej sytuacji występuje zapotrzebowanie na skuteczne metody obliczeniowe, umożliwiające

szybkie, bezpieczne a jednocześnie oszczędne projektowanie tego typu konstrukcji. Metody te powinny pozwalać na możliwie bliskie rzeczywistości analizowanie pracy konstrukcji oraz być na tyle efektywne, by w akceptowalnym czasie było możliwe przeanalizowanie wchodzących w grę rozwiązań projektowych i wybór rozwiązania optymalnego z punktu widzenia bezpieczeństwa, dostępnej technologii i sprzętu, kosztów inwestycji oraz organizacji robót. Powyższy fakt nabiera znaczenia zwłaszcza wobec zauważalnego rozszerzenia się zakresu stosowania ścianek szczelnych i szczelinowych, ze znaczącym wzrostem udziału konstrukcji stałych (na co zwraca uwagę praca Ryża i Urbańskiego (2004)) wobec których wymogi bezpieczeństwa są znacznie ostrzejsze niż w stosunku do konstrukcji tymczasowych.

1.2 Istniejące regulacje normowe

Nie istnieje obecnie Polska Norma dotycząca projektowania ścianek szczelnych i szczelinowych. Norma PN-83/B-03010 nie dotyczy ścianek szczelnych i szczelinowych – natomiast zamieszczone w niej schematy ustalania wartości parcia na konstrukcje oporowe oraz zalecane wartości współczynnika korekcyjnego m będącego odwrotnością współczynnika stateczności SF ($m=1/SF$) są często wykorzystywane w projektowaniu podatnych ścian oporowych. Zestawienie jego wartości zawiera Tabela 1. Wadą omawianego zestawienia jest brak rozróżnienia konstrukcji stałych i tymczasowych. Większe wartości współczynnika m (a tym samym mniejsze wartości współczynnika stateczności SF) podane dla obciążeń charakterystycznych należy przyjmować w przypadku szczegółowego rozeznania warunków gruntowych oraz przeprowadzenia obliczeń zakładających wiele możliwych mechanizmów utraty stateczności i wariantów obciążeń. Mniejsze wartości współczynnika m (i odpowiadające im większe wartości SF) norma PN-83/B-03010 zaleca przyjmować w przypadku przeprowadzenia obliczeń uproszczonych.

Rodzaj ściany	Współczynnik korekcyjny m		Współczynnik stateczności SF=1/m	
	Obciążenia i parametry gruntu		Obciążenia i parametry gruntu	
	Obliczeniowe	Charakterystyczne	Obliczeniowe	Charakterystyczne
Ściany oporowe podtrzymujące uskok naziomu z górnym poziomem nieobciążonym, w rejonie niezabudowanym	1.00	0.90-0.85	1.00	1.11-1.18
Ściany oporowe podtrzymujące zbocze nieobciążone w rejonie niezabudowanym	0.95	0.85-0.80	1.05	1.18-1.25
Ściany oporowe podtrzymujące uskok naziomu z górnym poziomem nieobciążonym lub zbocze w sąsiedztwie zabudowy	0.90	0.80-0.75	1.11	1.25-1.33
Ściany podtrzymujące zbocze zabudowane lub uskok naziomu obciążony drogą albo linią kolejową w bezpośrednim sąsiedztwie zabudowy	0.85	0.75-0.70	1.18	1.33-1.43
Ściany podtrzymujące uskok naziomu z trasa ciężkich dźwigów w górnym poziomie	0.80	0.70-0.60	1.25	1.43-1.67

Tabela 1 Współczynniki korekcyjne m i współczynniki stateczności SF przy sprawdzaniu stateczności konstrukcji oporowych wg. PN-83/B-03010

Powstały natomiast wytyczne projektowe (Kłosiński i in. (1991) dotyczące projektowania ścianek szczelinowych.

Nie została również stworzona odpowiednia Norma Europejska (normy EN 1538 i EN 12063 dotyczą wyłącznie wykonawstwa ścianek). Zalecenia zawarte w EN 1997 dotyczącej projektowania geotechnicznego jako całości są bardzo ogólne i nie zawierają schematów obliczeniowych jednoznacznie podających tok postępowania przy projektowaniu omawianych konstrukcji. Istnieje natomiast odpowiedni normatyw amerykański EM 1110-2-2504 obejmujący całość problematyki projektowania i wykonawstwa ścianek szczelnych.

Osobną kategorią normatywów są wydawnictwa dotyczące produkcji profili grodzic (np. PN-EN 10248-2:1999) podające ich wymiary i tolerancje wykonania.

Istnieją również wytyczne projektowania i wykonawstwa wydawane przez producentów grodzic z mniej typowych materiałów (np. PCV) – przykładem są materiały PPH Minbud [28].

W takiej sytuacji wskazane jest uporządkowanie istniejących metod obliczeniowych oraz określenie warunków ich stosowalności.

1.3 Stan badań w zakresie analizy ścianek szczelnych i szczelinowych

Należy wyróżnić kilka nurtów badań naukowych dotyczących ścianek szczelnych i szczelinowych. Jednym z kierunków są badania dotyczące rozwoju metod obliczeniowych służących do analizy statycznej omawianych konstrukcji. Drugi nurt reprezentują prace dotyczące badania rzeczywistych konstrukcji – głównie poprzez pomiary ich przemieszczeń. Można jednak zauważyć iż obydwa nurty występują niejednokrotnie razem, uzupełniając się i przeplatając (przykładem może być praca Siemińskiej – Lewandowskiej (2001)).

Literatura podaje liczne przypadki wykorzystania analizy numerycznej do projektowania oraz oceny pracy ścianek szczelnych i szczelinowych. Zastosowanie jej umożliwia niejednokrotnie rozwiązanie problemów o wysokim stopniu skomplikowania wobec których całkowicie bezradne są klasyczne metody obliczeniowe (jak podaje praca Jaworskiej i in.(2005)).

Przykłady zastosowań obliczeń numerycznych w procesie projektowania i monitoringu opisywanych konstrukcji (pracujących w złożonych warunkach geotechnicznych) można znaleźć w pracach Bolta i in. (1997), Cheanga i in. (2002), Cysła i Morriego (2001), Gaszyńskiego i Poślajki (2003), Geiser i in. (2002), Huttemana i de Wita (1998), Jaworskiej i in. (2005), Krajewskiego i Reula (2004), Mitew i in. (1999), Presera i Schwaba (1999), Ryża i Urbańskiego (2004), Siemińskiej-Lewandowskiej (2001), Sorbjana i in. (2001a), Terlikowskiego i Dłużewskiego (2001), Urbańskiego (2003) oraz Trutego i Urbańskiego (2001, 2005). Podkreślenia wymaga fakt, iż niejednokrotnie można natknąć się na przykłady porównania wyników uzyskanych na drodze analiz numerycznych z pomiarami „in situ”. Dotyczy to głównie pomiarów przemieszczeń poziomych ścianki i pionowych naziomu (jako najprostszyc do pomierzenia). Podane w pracach Bolta i in. (1997), Cheanga i in. (2002), Cysła

i Morriego (2001), Geiser i in. (2002), Krajewskiego i Reula (2004), Mitew i in. (1999), Ou i Kunga (2004), Seung_Hoona i in. (2004), Siemińskiej - Lewandowskiej (2001) oraz Urbańskiego (2003) porównania obliczonych i pomierzonych w terenie wielkości przemieszczeń ścianek wykazują dobrą zgodność, co świadczy o możliwości efektywnego rozwiązywania omawianych problemów na drodze numerycznej.

Rozwijane są również uproszczone metody obliczeniowe, służące do analizy tego typu konstrukcji. Prace związane z rozwojem omawianych metod obliczeniowych (zarówno numerycznych jak i uproszczonych) niejednokrotnie związane są z rozwojem oprogramowania komputerowego, służącego do prowadzenia obliczeń geotechnicznych i konstrukcyjnych. Należy tu wymienić systemy MES - zorientowane na zagadnienia geotechniczne takie jak Z_SOIL.PC (którego charakterystyka jest omawiana wyczerpująco w pracach Podlesia i in. (1998, 2000) oraz „Z_Soil.PC Theoretical Manual” [91]), HYDROGEO i Plaxis jak też ogólnego zastosowania (Diana, Abaqus) oraz programy wykorzystujące metody uproszczone, np. omawiany w pracy Reszki i Borysa (2001) C_LOC, udostępniane przez firmę Arcelor oprogramowanie Prosheet, bazujący na równaniach równowagi belki program opisywany przez Pozlewicza i Zalewskiego (2002) lub wykorzystujący metodę bazującą na modelu podłoża sprężystego Winklera program omawiany przez Vaziriego (1995) oraz liczne wymieniane przez Siemińską - Lewandowską (2001) programy wykorzystujące metodę modułu podatności podłoża. Spotykane jest również podejście wykorzystujące metody optymalizacyjne do projektowania ścianek szczelnych – przykład podają Krabbenhoft i in. (2005).

Rozwój metod obliczeniowych służących do analizy omawianych obiektów prowadzi jednocześnie do zwiększenia stopnia ich bezpieczeństwa (zmniejszenia ryzyka awarii czy też katastrofy budowlanej) jak też do zmniejszenia nakładów ponoszonych na ich wykonanie – poprzez bliższe rzeczywistości modelowanie procesów fizycznych zachodzących w ścianie i gruncie, co umożliwia podejmowanie decyzji projektowych obarczonych mniejszym marginesem błędu. W przypadku obiektów wykonywanych w zwartej zabudowie miejskiej istotne znaczenie ma również ocena wpływu prowadzonych robót (zwłaszcza związanych z wykonywaniem głębokich wykopów) na istniejące budynki, w szczególności na ich przemieszczenia (ze zwróceniem szczególnej uwagi na nierównomierne osiadania oraz przechylenie), na co zwracają uwagę Gaszyński i Poślajko (2003), Jaworska i in. (2005), Kotlicki i Wysokiński (2002), Michalak i in. (1998), Siemińska - Lewandowska (2001), Szulborski i in. (2001) oraz

Terlikowski i Dłużewski (2001). Kotlicki i Wysokiński (2002) podają szczegółowe reguły postępowanie przy ocenianiu wpływu głębokich wykopów na sąsiednie budynki oraz definiuje wykorzystywane w takiej ocenie pojęcia.

Brak jest jednak pełnego, systematycznego podejścia do zagadnienia, wyjaśniającego wpływ poszczególnych elementów modelu (czyli parametrów ośrodka gruntowego i konstrukcji oraz sposobu konstruowania modelu obliczeniowego) na uzyskiwane wyniki, jak też porównania metod obliczeniowych. Podejmowane były próby wykazania wpływu wielkości fizycznych i parametrów modeli obliczeniowych opisujących zagadnienie na uzyskiwane wyniki (np. w pracach Cały i Flisiaka (2005), Mitew – Czajewskiej (2006), Onera i in. (1997), Vaziriego (1995) i Vermera (2001)), są one jednak z reguły ograniczone do oceny jakościowej lub też analizy wrażliwości modelu obliczeniowego na jeden z jego parametrów (Mitew – Czajewska (2006)). Wykonywane są też próby oceny wpływu sposobu wykonywania ścianki szczelinowej na jej pracę – przykład podają Terlikowski i Dłużewski. (2001). Pewne elementy porównania i krytycznej oceny stosowanych do opisu analizowanego problemu metod obliczeniowych zawierają prace Cały i Flisiaka (2005), Cherubiniego (2000), Dembickiego i Tejchmana (1981) oraz Siemińskiej - Lewandowskiej (2001, 2006). Jest to jednak ocena najczęściej jakościowa, w najlepszym wypadku (prace Cherubiniego (2000) i Siemińskiej - Lewandowskiej (2006)) ograniczona do porównania wyników uzyskanych różnymi metodami dla pojedynczego prostego (lub bardziej skomplikowanego w pracach Krajewskiego i Reula (2004) oraz Cały i Flisiaka (2005)) charakterystycznego przypadku obliczeniowego. Podejmowane są również prace mające na celu wyjaśnienie wpływu przyjmowanych niejednokrotnie zupełnie arbitralnie częściowych współczynników bezpieczeństwa na otrzymywane rezultaty a w konsekwencji na wymiarowanie konstrukcji - przykład takich obliczeń porównawczych jest prezentowany w pracy Siemińskiej - Lewandowskiej i Krzyczkowskiej (2006). Kłosiński (2006) podaje zestawienie otrzymanych w analizie ścianki szczelinowej rezultatów w zależności od przyjętych częściowych współczynników bezpieczeństwa.

W przypadku ścianek wykonywanych w warunkach zwartej zabudowy miejskiej analiza numeryczna może być wykorzystywana do określania zasięgu strefy wpływu wykopu na obiekty sąsiednie (czyli strefy w której obserwuje się przemieszczenia gruntu) jak też wielkości przemieszczeń gruntu i elementów konstrukcji (których numeryczne wyznaczenie w poszczególnych fazach realizacji wykopu

w skomplikowanych przypadkach zalecają Kotlicki i Wysokiński (2002)). Prowadzenie pomiarów przemieszczeń ścianek oraz obiektów istniejących w ich bliskości stanowi problem badawczy sam w sobie, wykraczający poza zakres niniejszej pracy – szersze informacje o metodach prowadzenia tego typu pomiarów podaje Janusz (2001). Należy jednak podkreślić iż analiza numeryczna może stanowić cenne narzędzie pomagające prawidłowo skonstruować program pomiarów geodezyjnych na podstawie uzyskanej numerycznie prognozy spodziewanych czasoprzestrzennych rozkładów przemieszczeń. Jak podają Bolt i in. (1997) numeryczna prognoza przemieszczeń połączona z monitoringiem wykonywanego obiektu pozwala wykryć (poprzez porównanie pomierzonych i prognozowanych wartości przemieszczeń ścianki, gruntu oraz obiektów w sąsiedztwie wykopu w czasie wykonywania i eksploatacji konstrukcji) pojawiające się anomalie (związane z niewłaściwie określonymi warunkami wodno – gruntowymi, niezgodnym z projektem wykonawstwem, zmianą układu obciążeń, wadami materiałowymi) oraz określić przyczyny ich wystąpienia a w konsekwencji udzielić odpowiedzi na pytanie czy są one niebezpieczne dla konstrukcji i obiektów sąsiednich. Możliwa jest też analiza skuteczności planowanych środków zaradczych, zmierzających do wyeliminowania zaobserwowanych zjawisk niebezpiecznych.

Istotny wpływ na coraz częstsze stosowanie ścian szczelnych i szczelinowych ma również rozwój technologii ich wykonywania i badania. Należy tu wymienić między innymi:

- badania kotew gruntowych, omawiane przez Mitew i in (1999)
- badania centryfugowe (wirówkowe) opisywane przez Allersmę i Rohe (2003), Allersmę i Toyosawę (2000) oraz Ellisa i Springmana (2001)
- szczegółowe badania gruntu ukierunkowane na określenie warunków pracy projektowanej konstrukcji (Skutnik i in. (2001))
- badania ścianek modelowych w skali półtechnicznej (przykłady podają Dembicki i inni (1994) oraz Nakai i in. (2004)) razem z porównaniem wyników pomiarów modelowych z rezultatami numerycznych symulacji prowadzonych eksperymentów
- badania ścianek modelowych w skali naturalnej (wraz z pomiarami parcia gruntu, przemieszczeń i sił wewnętrznych w elementach konstrukcji opisywanymi przez von Wolffersdorffa (1994))

- monitoring przemieszczeń ścianek i obiektów w ich pobliżu opisywany w pracach Bartoszka i in. (2006), Janusza (2001), Siemińskiej - Lewandowskiej (2001) oraz Sorbjana i in. (2001b)).

Badania te mogą być również wykorzystane do weryfikacji modeli numerycznych a nawet jak podają prace Jaworskiej i in. (2005), Krajewskiego i Reula (2004), Malecota i in. (2004), Ou i Kunga (2004), Seung-Hoona i in. (2004) oraz Siemińskiej - Lewandowskiej (2001) do ich kalibrowania metodą analizy wstecznej.

Tak więc zdaniem Autora omawiana tematyka jest wyraźnie widoczna w pracach naukowych (zarówno krajowych jak i zagranicznych), związanych z występującymi w praktycznej działalności budowlanej problemami projektowymi, wykonawczymi i eksploatacyjnymi jak i zagadnieniami teoretycznymi - co świadczy o aktualności rozważanych problemów. Jednak istnieją wymienione uprzednio obszary o których wiedza jest nadal niedostateczna. Należy więc spodziewać się iż tematyka ścianek szczelnych i szczelinowych nie zniknie z zainteresowania badaczy w najbliższym czasie.

1.4 Cel i zakres pracy.

Niniejsza praca koncentruje się na analizie zjawisk związanych ze współpracą podatnych ścianek oporowych z gruntem. Jako główną metodę badawczą wybrano analizę numeryczną problemu statyki układu grunt - ścianka. W zastosowaniach badawczych jej zasadniczą zaletą jest możliwość szybkiego, efektywnego i taniego przeanalizowania znacznej liczby przypadków charakterystycznych (co z przyczyn techniczno – organizacyjnych i ekonomicznych nie jest możliwe w przypadku zastosowania badań modelowych, zwłaszcza prowadzonych z wykorzystaniem modeli w dużej skali). Możliwe jest również prowadzenie analiz wpływu zmian pojedynczych parametrów wejściowych na uzyskiwane rezultaty – z praktycznie dowolnie małymi lub dużymi (w zależności od potrzeb) skokami ich wartości i zakresem ograniczonym jedynie sensem fizycznym i poprawnością matematyczną stosowanego modelu obliczeniowego. W przypadku badań modelowych taka możliwość istnieje wyłącznie w odniesieniu do parametrów geometrycznych konstrukcji i (w ograniczonym zakresie)

parametrów materiałowych elementów konstrukcyjnych. Badania modelowe nie pozwalają na zmiany wartości pojedynczych parametrów gruntu (a tym samym rozseparowanie wpływu poszczególnych parametrów) – jest to związane z faktem iż wszystkie parametry mechaniczne gruntu (głównie parametry wytrzymałościowe i opisujące odkształcalność) zmieniają się wraz ze zmianą stanu gruntu.

Analizowane będą następujące typowe przypadki wykorzystania omawianych konstrukcji:

- zabezpieczenie wykopu za pomocą ścianki niekotwionej (Rozdział 3 oraz Rozdział 5.2 – przypadek rzeczywisty)
- zabezpieczenie wykopu za pomocą ścianki jednokrotnie kotwionej (Rozdział 4.1)
- zabezpieczenie wykopu ściankami rozpiętymi (przypadek rzeczywisty – Rozdział 5.1)
- wzmocnienie (uszczelnienie) wału przeciwpowodziowego przesłoną szczelną (Rozdział 4.3)

Praca zawiera również omówienie wybranych analitycznych metod obliczeniowych służących do analizy opisywanych zagadnień (w Rozdziale 2) - ze zwróceniem uwagi na ich ograniczenia i często trudne do przyjęcia (z uwagi na niezgodność z rzeczywistą pracą konstrukcji) założenia. Szczególną uwagę poświęcono opisowi analizy numerycznej MES, jako zdaniem Autora najbardziej zaawansowanej i obiektywnej metodzie obliczeniowej służącej do analizy omawianych problemów (Rozdział 2.2).

Praca obejmuje:

- określenie wpływu parametrów gruntu i ścianki (zarówno cech fizycznych gruntu i ścianki jak też geometrii ścianki i wykopu) oraz czynników zewnętrznych (obciążenia naziomu) na stateczność, siły przekrojowe i przemieszczenia ścianki niekotwionej stanowiącej zabezpieczenie wykopu - na drodze wykonanego z wykorzystaniem analizy numerycznej parametrycznego studium wrażliwości zagadnienia na dane wejściowe (Rozdział 3.1.1)
- porównanie otrzymanych wyników z uzyskanymi klasyczną metodą obliczeniową (Rozdział 3.1.1)

- opracowanie autorskiej metody obliczeniowej umożliwiającej ocenę stateczności i wielkości momentów zginających w przypadku ścianki niekotwionej stanowiącej zabezpieczenie wykopu (na bazie otrzymanych wyników symulacji numerycznych, Rozdziały 3.2 i 3.3)
- ocenę wpływu sposobu modelowania (to jest cech modelu obliczeniowego - ze szczególnym zwróceniem uwagi na przyjmowane niekiedy nadmierne uproszczenia - oraz wyboru modelu konstytutywnego gruntu) na otrzymywane rezultaty (Rozdział 3.1.2)
- przeprowadzenie analizy przypadku rzeczywistego wraz z porównaniem uzyskanych numerycznie wielkości przemieszczeń ścianki z pomiarami „in situ” (Rozdział 5)
- wykonanie symulacji badań centryfugowych (wirówkowych) modelowych ścianek szczelnych w celu porównania uzyskiwanych numerycznie i doświadczalnie wartości przeciążenia niszczącego i postaci deformacji (Rozdział 4.2).
- ocenę wpływu kotwienia na pracę ścianki zabezpieczającej wykop (Rozdział 4)
- opracowanie (na bazie uzyskanych wcześniej rezultatów) algorytmu wymiarowania ścianek szczelnych i szczelinowych z wykorzystaniem analiz numerycznych (Rozdział 6)

Prezentowane w pracy wyniki (mimo iż osiągnięte z wykorzystaniem analiz stosunkowo prostych obiektów) pozwalają wyciągnąć wnioski ogólne dotyczące zarówno wpływu poszczególnych parametrów gruntu i ścianki oraz działających na konstrukcję czynników zewnętrznych jak i sposobu modelowania jej pracy które mogą mieć zastosowanie w analizach znacznie bardziej skomplikowanych przypadków rzeczywistych. Pozwalają określić które zjawiska odgrywają istotną rolę i należy je uwzględniać w obliczeniach a wpływ których może być pominięty bez istotnej utraty dokładności otrzymywanych wyników. Taka świadomość umożliwia utrzymanie równowagi pomiędzy naturalną tendencją do jak najdokładniejszego modelowania rzeczywistości a niepełną wiedzą o ośrodku gruntowym uniemożliwiającą pełne określenie jego właściwości. Otrzymane rezultaty pomagają również dobrać najbardziej niekorzystne dla konstrukcji (to jest prowadzące do otrzymania najniższych

współczynników stateczności i najwyższych wartości sił przekrojowych) schematy obliczeniowe (poprzez odpowiedni dobór parametrów gruntu (tak zwanych parametrów „ostrożnych” w rozumieniu norm europejskich, co podkreśla Kłosiński (2006)) i ścianki w sytuacji niepewności co do ich rzeczywistych wartości oraz uwzględnienie wszystkich istotnych niekorzystnych czynników wpływających na pracę konstrukcji) - co ma zasadnicze znaczenie w analizie przypadków rzeczywistych. Przeprowadzona analiza wpływu przyjętego modelu konstytutywnego gruntu pozwala ocenić kiedy jest potrzebne stosowanie wyrafinowanych modeli (np. modeli stanu krytycznego) - co z reguły wymaga przeprowadzenia niestandardowych badań gruntu - a kiedy taka potrzeba nie zachodzi. Uzyskane zależności pozwalają wyrobić sobie pogląd na stopień wrażliwości analizowanych zjawisk i procesów na dane wejściowe – co pozwala oszacować stopień dokładności uzyskiwanych wyników obliczeń w sytuacji niepewności co do wartości parametrów wejściowych (głównie parametrów mechanicznych gruntu).

Należy podkreślić iż zwiększanie dokładności analizy jest najczęściej związane ze znacznym wzrostem nakładów obliczeniowych, a więc i czasu potrzebnego na jej wykonanie. W zagadnieniach praktycznych czas realizacji obliczeń może mieć istotne znaczenie, tak więc należy dążyć do stosowanie możliwie prostych a jednocześnie dających dostatecznie bliskie rzeczywistości wyniki modeli obliczeniowych. W takiej sytuacji w celu zmniejszenia ilości potrzebnych obliczeń numerycznych (poprzez wstępną selekcję możliwych rozwiązań projektowych) mogą być wykorzystane proponowane w niniejszej pracy Autorskie uproszczone metody obliczeniowe.

2 Metody analizy statycznej ścianek szczelnych i szczelinowych

Pomimo istnienia omówionych uprzednio różnic w technologii wykonania pomiędzy ściankami szczelnymi i szczelinowymi, do ich obliczeń stosuje się te same metody obliczeniowe. Z tego powodu w dalszej części pracy obydwie omawiane rodzaje konstrukcji są traktowane łącznie.

Metody obliczeniowe służące do analizy ścianek szczelnych i szczelinowych powinny pozwalać na ocenę ich stateczności, wyznaczenie występujących w nich sił

przekrojowych (zwłaszcza momentów zginających w ścianie i sił podłużnych w rozporach i kotwach) oraz określenie przemieszczeń ścianki (zwłaszcza poziomych) i podtrzymywanego gruntu (ze szczególnym uwzględnieniem przemieszczeń pionowych naziomu). Posiadanie takich informacji pozwala na sprawdzenie warunków I i II stanu granicznego a w przypadku ich niespełnienia – przeprojektowanie konstrukcji. Ze względu na jednoznaczność otrzymywanego rozwiązania metody obliczeniowe nie powinny wymagać wykorzystywania parametrów których określenie różnymi metodami prowadzi do otrzymywania znacznie różniących się wyników. Wybierając właściwą w danej sytuacji metodę obliczeniową należy zdawać sobie sprawę z przyjętych w niej założeń które mogą nie być w konkretnym przypadku spełnione. Niedopuszczalne jest również stosowanie metod obliczeniowych wykazujących nadmierną wrażliwość na błąd określenia danych wejściowych (głównie parametrów gruntu).

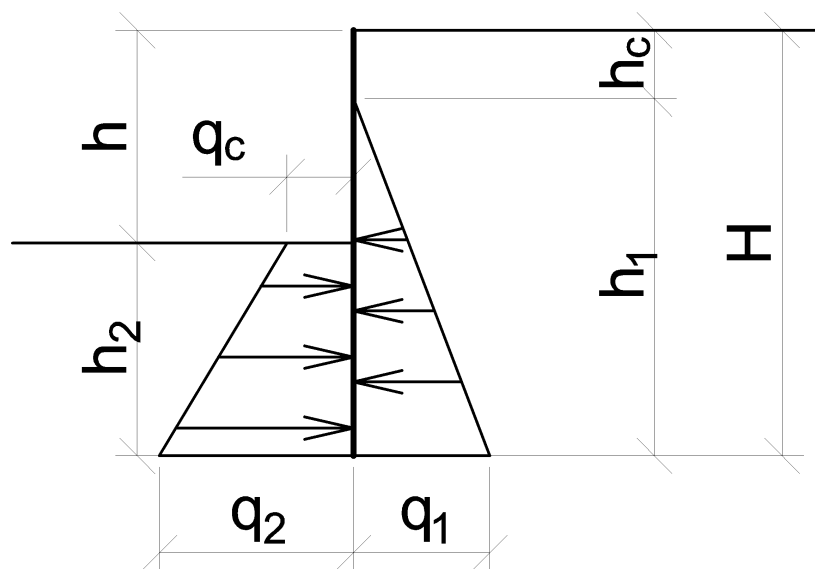
W dalszej części pracy przedstawia się kilka wybranych metod obliczeniowych służących do analizy ścianek szczelnych i szczelinowych, ze szczególnym zwróceniem uwagi na ich ograniczenia oraz na możliwości jakie daje najbardziej zaawansowana z nich – analiza numeryczna.

2.1 Metody analityczne

2.1.1 Klasyczna metoda obliczeniowa

W niniejszej pracy pod pojęciem „klasycznej metody obliczeniowej” rozumie się metodę obliczeń stosowaną w analizie ścianek niekotwionych, polegającą na założeniu, iż ścianka pracuje w warunkach stanu granicznego. W omawianym podejściu zakłada się iż od strony naziomu na ściankę działa parcie graniczne (parcie czynne), a od strony wykopu – odpór graniczny (parcie bierne). Współczynnik stateczności jest w tej metodzie definiowany jako stosunek momentu utrzymującego ściankę (pochodzącego od odporu gruntu) do momentu obracającego (pochodzącego od parcia). Poniżej przytacza się opis tej metody (za Biernatowskim (1984) oraz Dembickim i Tejchmanem (1981) – w pracach tych można również znaleźć przykłady obliczeniowe – i Siemińską-Lewandowską (2001)).

Podstawowymi elementami opisywanej metody są rozkłady parcia i oporu gruntu, przedstawione na Rys. 2.



Rys. 2 Rozkłady parcia i oporu w klasycznej metodzie obliczeniowej.

Zgodnie z teorią parcia granicznego Rankine'a parcie i odpór wyrażone są wzorami:

$$q_1 = \gamma (h_1 + h_c) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi - \phi}{4} \right) - 2c \operatorname{tg} \left(\frac{\pi - \phi}{4} \right) \quad (1)$$

$$q_2 = \gamma h_2 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi + \phi}{4} \right) + q_c \quad (2)$$

$$q_c = 2c \operatorname{tg} \left(\frac{\pi + \phi}{4} \right) \quad (3)$$

$$h_c = \frac{2c}{\gamma \operatorname{tg} \left(\frac{\pi - \phi}{4} \right)} \quad (4)$$

Obciążenie naziomu (równomiernie rozłożone) uwzględnia się poprzez wprowadzenie obliczeniowej warstwy gruntu o ciężarze równym działającemu obciążeniu. Schematy obliczeniowe pozwalające na określenie parcia i oporu granicznego działającego na sztywną ścianę w przypadkach bardziej skomplikowanych (przy nachylonym naziomie, z uwzględnieniem tarcia pomiędzy gruntem a ścianką i nierównomiernie rozłożonego obciążenia naziomu) podaje norma PN-83/B-03010 (nie

dotyczy ona ścianek szczelnych i szczelinowych jednak zawarte w niej zasady obliczania parcia na konstrukcje oporowe są powszechnie stosowane przez projektantów) oraz normatyw amerykański [17].

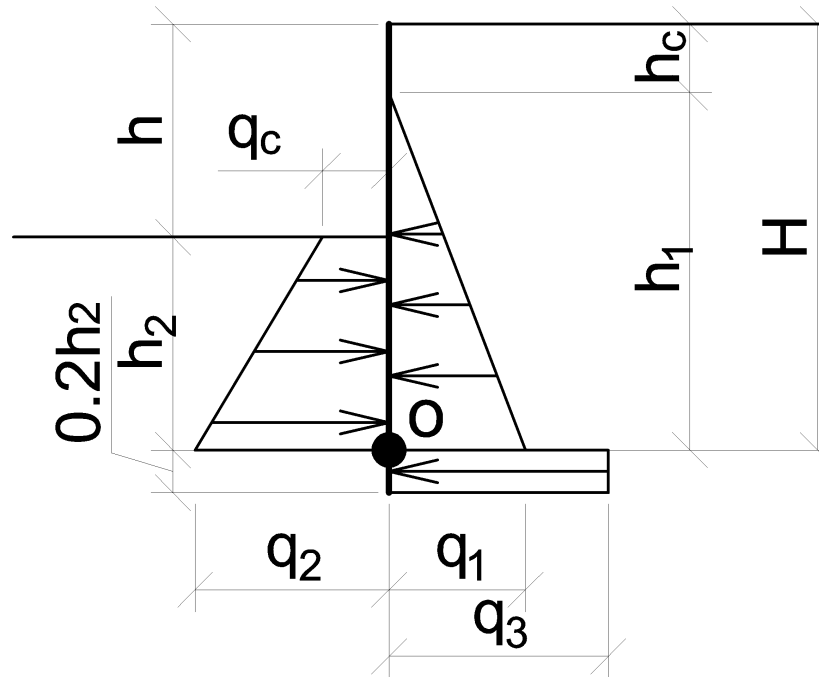
Ustalając niezbędne zagłębienie ścianki w gruncie dąży się do spełnienia warunku równowagi momentów względem dolnego końca ścianki (przy niedostatecznym zagłębieniu moment powodowany parciem jest większy od momentu wywołanego odporem). Pomija się natomiast warunek równowagi sił poziomych. Możliwe jest również podejście odwrotne, w którym niezbędne zagłębienie ścianki wyznacza się z warunku równowagi sił poziomych zaniedbując równowagę momentów – zgodnie z pracą Siemińskiej - Lewandowskiej (2001).

Klasyczna metoda obliczeniowa jest wykorzystywana między innymi w programie Prosheet firmy Arcelor.

Niekiedy używana jest również nieco zmodyfikowana klasyczna metoda obliczeniowa, w której (zgodnie z Rys. 3) zakłada się iż ścianka doznaje obrotu względem punktu O. Przyjmuje się następujące uproszczenia (za Siemińską - Lewandowską (2001)):

- powyżej punktu O na ściankę działa parcie i odpór graniczny
- poniżej punktu O powstaje kontrodpór skierowany zgodnie ze zwrotem parcia granicznego
- wysokość na której działa kontrodpór wynosi $0.2h_2$
- wypadkową kontrodporu przykłada się w punkcie O

Podejście takie umożliwia dobranie takiej wartości kontrodporu q_3 by spełnione było zarówno równanie równowagi momentów jak sił poziomych.



Rys. 3 Rozkłady parcia, oporu i kontrooporu w zmodyfikowanej klasycznej metodzie obliczeniowej.

Istnieją również prace, w których klasyczna metoda obliczeniowa jest wykorzystywana do obliczeń ścianek jednokrotnie kotwionych. W sytuacji takiej z warunków równowagi (momentów i sił poziomych) wyznacza się niezbędne zagłębienie ścianki oraz siłę podłużną w kotwie. Szczegółowy opis takiego podejścia wraz z wyprowadzeniem niezbędnych wzorów podają Pozlewicz i Zalewski (2002). W literaturze angielskojęzycznej metoda ta występuje pod nazwą (w zależności od zdefiniowania współczynnika bezpieczeństwa) „working stress design”, „strength method”, „limit state design”, lub „revised method” – zestawienie zawiera opracowanie Cherubiniego (2000)

Omawiana metoda jest najprostszą służącą do obliczeń ścianek szczelnych. Jednak ograniczona jest do analizy ścianek pracujących w warunkach stanu granicznego, czyli przy współczynniku stateczności $SF=1.0$ (na co zwraca uwagę praca Siemińskiej - Lewandowskiej (2001)) – jest to sytuacja niezalecana w praktyce. Należy więc spodziewać się tym większych rozbieżności pomiędzy wynikami uzyskanymi omawianą metodą a rzeczywistością im warunki pracy ścianki bardziej odbiegają od warunków stanu granicznego (czyli przy wysokich współczynnikach stateczności, wymaganych zwłaszcza w odniesieniu do konstrukcji odpowiedzialnych). Klasyczna

metoda obliczeniowa nie pozwala też na ocenę przemieszczeń ścianki - jest obarczona założeniem iż są one wystarczająco duże by wywołać parcie graniczne i odpór graniczny. Z uwagi na brak uwzględnienia wpływu ścianki na podtrzymywany maszyn gruntowy opisywana metoda nie daje możliwości oceny przemieszczeń gruntu – tak więc nie nadaje się do określania wpływu wykonywanego wykopu na obiekty sąsiednie (co ma kluczowe znaczenie w przypadku inwestycji w warunkach miejskich). Zdaniem Autora (zgodnym z wnioskami Siemińskiej - Lewandowskiej (2001)) klasyczna metoda obliczeniowa może być wykorzystywana wyłącznie w celu określenia potrzebnej głębokości wbicia poniżej dna wykopu ścianki niekotwionej lub jednokrotnie kotwionej – w prostych warunkach geotechnicznych.

2.1.2 Metoda A. i M. Reimberta

Metoda ta (jak podają Dembicki i Tejchman (1981)) służy do obliczania ścianek szczelnych niekotwionych i jednokrotnie kotwionych zagłębionych w jednorodnym gruncie niespoistym. Jej istotą jest odmienne niż w klasycznej metodzie obliczeniowej określanie parcia i oporu gruntu. Wielkości parcia i oporu (wg. oznaczeń na Rys. 2) dane są w tej metodzie wzorami:

$$q_1 = \gamma h_1 \left(\frac{\pi - 2\phi}{\pi + 2\phi} \right)^2 \quad (5)$$

$$q_2 = \gamma h_1 \left(\frac{\pi - 2\phi}{\pi + 2\phi} \right) \quad (6)$$

Z uwagi na to iż opisywana metoda znajduje zastosowanie jedynie dla gruntu niespoistego występujące na Rys. 2 wielkości q_c i h_c wynoszą 0.

Z warunku równowagi momentów względem dolnego punktu ścianki można wyprowadzić wzór na niezbędne (czyli zapewniające utrzymanie stateczności) zagłębienie ścianki. Ma on postać

$$(H - h) = h_2 = h \cdot \frac{1}{\frac{1}{\operatorname{tg}^{\frac{2}{3}}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{3}\right)} - 1} \quad (7)$$

Istnieje również modyfikacja tej metody, pozwalająca na obliczanie ścianek jednokrotnie zakotwionych. Posiada ona jednak istotne ograniczenia – w przypadku kotwy nachylonej w stosunku do poziomu metodę tą można stosować tylko gdy kotwa jest zaczepiona w wierzchołku ścianki. W metodzie tej zakłada się brak ruchu ścianki w kierunku wykopu, co prowadzi do przyjęcia odporu równego parciu spoczynkowemu gruntu.

Porównując uzyskiwane w opisywanej metodzie wartości parcia i odporu z uzyskanymi z wykorzystaniem klasycznej metody obliczeniowej wyciągnięto wnioski, iż uzyskuje się bardzo zbliżone wartości parcia. Jednak metoda A. i M. Reimberta daje znacznie mniejsze wielkości odporu, co prowadzi do uzyskania większego niezbędnego zagłębienia.

2.1.3 Metoda D.A. Turabiego i A. Balli

Opis tej metody przytacza się za pracą Dembickiego i Tejchmana (1981). Jej podstawowym założeniem jest traktowanie gruntu jako podłoża sprężystego typu Winklera. W związku z tym przyjmuje się założenie, iż ścianka nie traci kontaktu z gruntem oraz że nie występuje tarcie pomiędzy gruntem a ścianką. Ściankę traktuje się jako belkę podpartą na kilku sprężynach. Przyjmuje się liniową zależność pomiędzy parciem gruntu na ściankę a przemieszczeniem poziomym ścianki.

$$p = k_z * U_x + p_0 \quad (8)$$

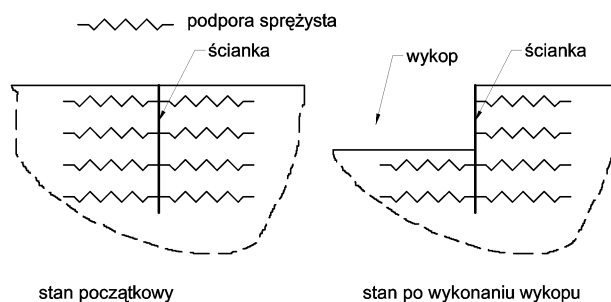
gdzie:

p – parcie gruntu na ściankę

p_0 – parcie spoczynkowe gruntu

U_x – przemieszczenie poziome ścianki

k_z – współczynnik podatności podłoża



Rys. 4 Ewolucja modelu obliczeniowego w metodzie D.A. Turabiego i A. Balli.

Źródłem przemieszczeń i sił przekrojowych w ścianie jest w tej metodzie usunięcie podpór sprężystych po stronie wykopu (co symuluje jego wykonanie).

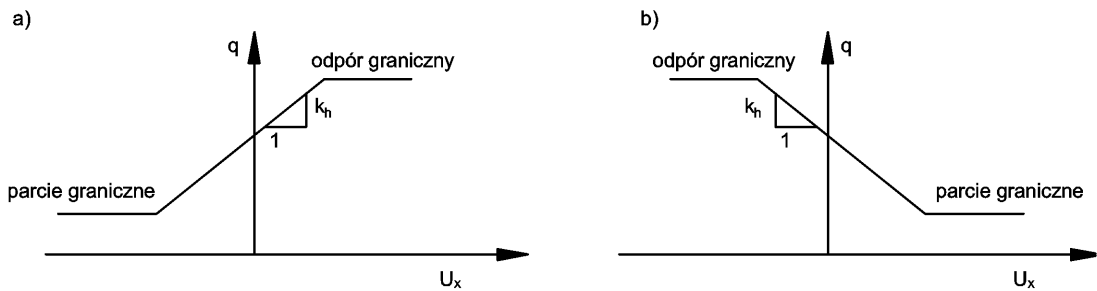
Podejście takie umożliwia uwzględnienie wpływu sztywności ścianki i odkształcalności gruntu na uzyskiwane wielkości sił przekrojowych. Jednak istotny problem nastęcza wyznaczenie współczynników podatności gruntu, na co zwracają uwagę Moderaressi i Vossoughi (2000) i Vaziri (1995). Współczynnik podatności podłoża przyjmuje się najczęściej stałe dla gruntów spoistych a liniowo zmienne z głębokością dla gruntów niespoistych.

Zbliżony model obliczeniowy (jednak wykorzystujący nieliniową zależność pomiędzy parciem gruntu a przemieszczeniem konstrukcji w stosunku do niego) jest wyczerpująco opisany przez Seung-Hoona (2004) –wraz z porównaniem uzyskanych za jego pomocą wyników z otrzymanymi innymi metodami obliczeniowymi. Opis podobnej metody obliczeniowej, zakładającej różne współczynniki podatności gruntu w zależności od kierunku ruchu ścianki („do gruntu” lub „od gruntu”) oraz głębokości zawiera praca Vaziriego (1995). Metoda ta pozwala uzyskać zgodne z rzeczywistością wartości przemieszczeń poziomych ścianki a więc i odpowiadające im rzeczywiste wartości sił przekrojowych.

2.1.4 Metoda modułu podatności podłoża.

Jest to metoda zbliżona w swej koncepcji do poprzednio opisywanej. Jednak zakłada ona iż w procesie przemieszczanie się ścianki w stosunku do gruntu po osiągnięciu parcia (lub odporu) granicznego przy dalszym wzroście przemieszczeń parcie i odpór nie rosną. Wartości parcia i odporu granicznego wyznacza się w tej

metodzie analogicznie jak w klasycznej metodzie obliczeniowej, opisywanej w Rozdziale 2.1.1.



Rys. 5 Wykres parcia gruntu na ściankę w metodzie modułu podatności podłoża a) od strony naziomu b) od strony wykopu (U_x – przemieszczenia poziome ścianki, zwrot dodatni w kierunku naziomu).

Szczegółowy opis metody wraz z uwagami o wyznaczaniu współczynnika podatności k_h i przykładowymi wynikami obliczeń zawiera praca Siemińskiej-Lewandowskiej (2001). Należy podkreślić, iż współczynnik podatności podłoża k_h nie jest parametrem gruntu lecz jedynie parametrem obliczeniowym, uwzględniającym sztywność ścianki, geometrię układu (czyli głębokość wbicia ścianki poniżej dna wykopu) i warunki gruntowe - na co zwracają uwagę Lancellotta (2005) i Siemińska - Lewandowska (2001). Jest możliwe zróżnicowanie współczynnika k_h w zależności od kierunku ruchu ścianki (w stronę wykopu lub przeciwnie), jednak z reguły przyjmuje się iż są to wartości jednakowe.

Zdaniem Autora niewłaściwe jest jednak przyjmowanie w tej metodzie zerowego przemieszczenia dołu ścianki (co sugeruje praca Siemińskiej - Lewandowskiej (2001)). Nie jest to zgodne z rzeczywistą pracą ścianki, co można wyraźnie zaobserwować w wynikach analiz numerycznych, omawianych w dalszej części niniejszej pracy. Tak więc opisywana metoda nadaje się do oceny przemieszczeń ścianek wiotkich (w których ugięcia są dużo większe od przesunięć) lub pracujących w warunkach bliskich stanowi granicznemu (gdzie przemieszczenia poziome są powodowane głównie obrotem ścianki).

Analizowana metoda (w przeciwieństwie do klasycznej metody obliczeniowej) pozwala (z uwzględnieniem podanego uprzednio ograniczenia) określić wartości przemieszczeń ścianki – wykazują one dobrą zgodność z pomiarami przemieszczeń

obiektów rzeczywistych. Tak więc również wyznaczone z jej wykorzystaniem wartości sił przekrojowych można uznać za poprawne. Jednak z uwagi na istniejące liczne metody określania współczynnika podatności k_h prowadzące do uzyskania diametralnie różniących się jego wartości (co ma znaczny wpływ na otrzymywane w obliczeniach wyniki) otrzymywane z jej wykorzystaniem wyniki mogą nie być jednoznaczne. Należy zauważyć iż opisywana metoda nie pozwala na określanie wartości przemieszczeń masywu gruntowego podtrzymywanego przez ściankę, tak więc nie pozwala na ocenę wpływu wykonywania wykopu na obiekty sąsiednie. Nie umożliwia również oszacowania zjawisk związanych z odprężeniem gruntu pod dnem wykonywanego wykopu.

Metoda modułu podatności podłoża jest wykorzystywana w wielu programach wspomagających projektowanie ścian szczelnych i szczelinowych (np. w wymienianych przez Siemińską - Lewandowską (2001) programach DENABOLA-LCPC, PAROI, RIDO i LARIX).

2.1.5 Metoda Rowe`a

Metoda ta (opisywana szczegółowo w pracy Dembickiego i Tejchmana (1981)) oparta jest o wyniki badań momentów zginających w modelowych ściankach szczelnych zagłębionych w gruncie niespoistym. Umożliwia ona uwzględnienie sztywności ścianki. Jednak odkształcalność gruntu jest w tej metodzie uwzględniana bardzo orientacyjnie, poprzez rozróżnienie gruntu luźnego i zagęszczonego. Uwzględnienie rzeczywistej sztywności ścianki prowadzi w tej metodzie do zmniejszenia wielkości momentów zginających. Stosowanie takiego sposobu uwzględniania wpływu sztywności ścianki na wielkości momentów zginających jest zalecane przez normatyw amerykański [17]. Tak więc jest to metoda zmierzająca do bardziej ekonomicznego wymiarowania konstrukcji, jednak nie pozwalająca na ocenę jej przemieszczeń. Parcie i odpór gruntu przyjmuje się jak w klasycznej metodzie obliczeniowej, natomiast wpływ rzeczywistej sztywności ścianki na wielkości momentów zginających uwzględnia się wykorzystując zależność

$$M_{\max} = M_{\max \text{ stiff}} * \varepsilon \quad (9)$$

gdzie:

M_{\max} – maksymalny moment zginający dla ścianki podatnej

$M_{\max \text{ stiff}}$ – maksymalny moment zginający dla ścianki sztywnej

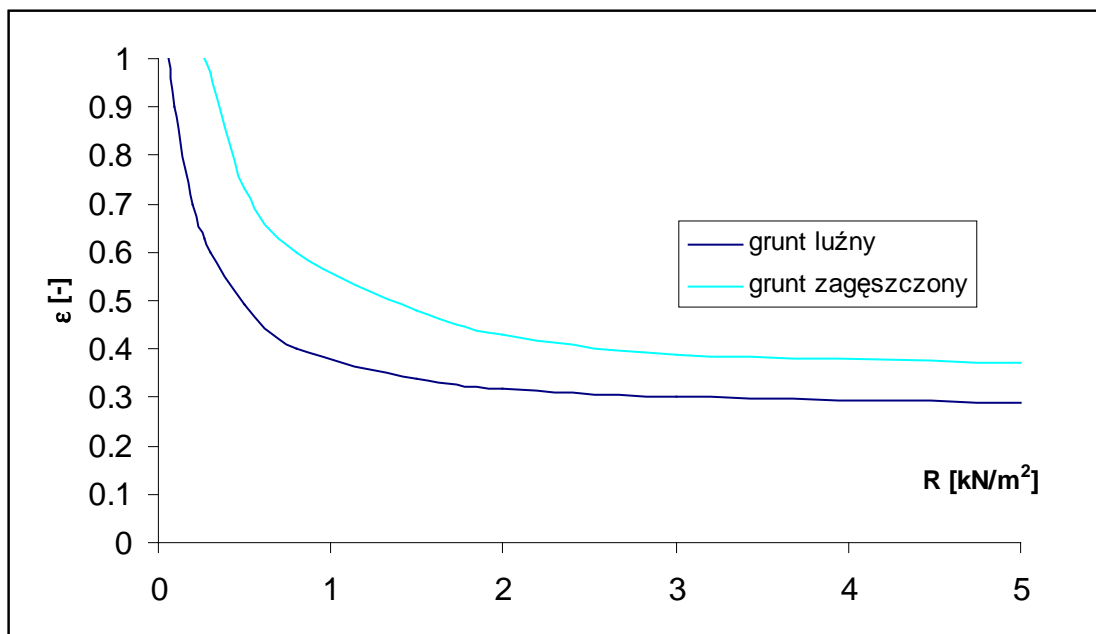
ε – współczynnik redukcyjny będący funkcją sztywności ścianki R i zagęszczenia gruntu (Rys. 6)

R – sztywność ścianki $R = \frac{H^4}{EJ}$

H – całkowita długość ścianki

E – moduł Younga materiału ścianki

J – moment bezwładności ścianki



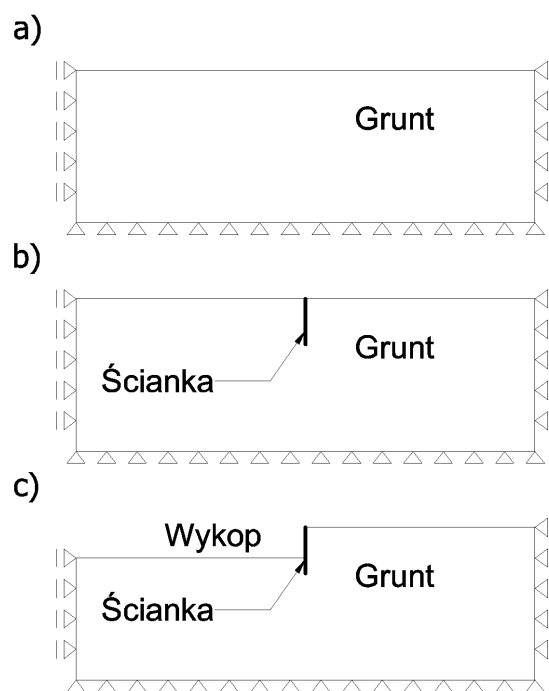
Rys. 6 Zależność współczynnika redukcyjnego ε od sztywności R i zagęszczenie gruntu w metodzie Rowe'a (za Tejchmanem i Dembickim (1981))

2.2 Analiza numeryczna MES

Podstawowe zasady prowadzenia analiz numerycznych ścian szczelnych i szczelinowych można znaleźć w pracach Autora i in. (2003), Ryża i Urbańskiego (2004) oraz Trutego i Urbańskiego (2005). Pozwalają one osiągnąć rozsądny kompromis pomiędzy dążeniem do osiągnięcia jak najlepszego odwzorowania rzeczywistych zjawisk i procesów w symulacji numerycznej a efektywnością

pozwalającą na rozwiązanie problemów projektowych w zadowalającym czasie przy jednoczesnym osiągnięciu wystarczającej z punktu widzenia projektanta zgodności otrzymywanych wyników z rzeczywistością. Należy podkreślić że stosowanie analiz numerycznych wymaga niejednokrotnie zupełnie innego podejścia do problemu częściowych współczynników bezpieczeństwa niż w metodach tradycyjnych. Jak podkreśla Kłosiński (2006) nie jest właściwe stosowanie zwiększonych obciążeń i zmniejszonej wytrzymałości gruntu w przypadkach problemów i interakcji podłoża z konstrukcją (a takim zagadnieniem jest problem ścianki szczelnej lub szczelinowej). Problem wpływu przyjętych częściowych współczynników bezpieczeństwa na otrzymywane wyniki poruszają Siemińska – Lewandowska i Krzyczkowska (2006).

Na drodze analizy numerycznej MES problemu brzegowego statyki ośrodka sprężysto - plastycznego poszukuje się współczynnika stateczności, postaci (mechanizmu) jej utraty (powierzchni poślizgu), wielkości sił przekrojowych (w szczególności momentów zginających w ścianie i sił podłużnych w kotwach i rozporach jako odgrywających najważniejszą rolę w procesie wymiarowania konstrukcji) oraz pola przemieszczeń (zwłaszcza przemieszczeń poziomych ścianki i pionowych naziomu) na każdym etapie wykonywania obiektu. Otrzymane wyniki pozwalają na sprawdzenie normowych warunków stateczności i wytrzymałości (I stan graniczny) oraz porównanie otrzymanych przemieszczeń uogólnionych z dopuszczalnymi (II stan graniczny) a w konsekwencji na finalną ocenę poprawności danego rozwiązania konstrukcyjnego.



Rys. 7 Model numeryczny zagadnienia współpracy ścianki szczelnej z gruntem (wraz z warunkami brzegowymi) na różnych etapach wykonywania konstrukcji: a) stan „in situ” b) stan po wbiciu ścianki a przed wykonaniem wykopu c) stan docelowy po wykonaniu wykopu.

Z uwagi na potrzebę zgodnego z rzeczywistością modelowania zachodzących zjawisk niezbędne jest:

- uwzględnianie zgodnego z rzeczywistym harmonogramem prac etapowania wykonywania konstrukcji
- w celu zamodelowania możliwości wystąpienia nieciągłego pola przemieszczeń na styku grunt - konstrukcja zastosowanie elementów kontaktowych
- z uwagi na znaczny wpływ stosunków sztywności elementów konstrukcji ścianki i gruntu na uzyskiwane wielkości sił przekrojowych i przemieszczeń każda ich zmiana wymaga powtórzenia obliczeń
- uwzględnianie obecności wody gruntowej (w tym zjawisk filtracyjnych o charakterze ustalonym i nieustalonym) poprzez wyznaczenie pola ciśnień porowych i wynikających z niego sił masowych, co prowadzi do traktowania gruntu jako ośrodka dwufazowego.

- uwzględnianie w obliczeniach poprawnie zidentyfikowanego stanu naprężeń „in situ” co w praktyce wymaga znajomości wartości współczynnika parcia spoczynkowego K_0 .
- użycie elementów skończonych wolnych od efektów blokady deformacji objętościowej (np. typu \bar{B} lub EAS, dokładnie omawianych przez Trutego (2002))

Podkreślenia wymaga fakt, iż niezastosowanie się do powyższych zaleceń może prowadzić do uzyskania wyników będących po stronie niebezpiecznej, tj. zawyżonych współczynników stateczności i zaniżonych wielkości sił przekrojowych - co podkreślają Truty i Urbański (2005).

Najczęściej stosuje się model sprężysto - plastyczny Coulomba – Mohra do opisu pracy gruntu. Często stosowany jest też model Druckera – Pragera, którego stożkowa powierzchnia plastyczności jest traktowana jako aproksymacja ostrosłupowej powierzchni Coulomba – Mohra. Istnieją też prace wykazujące możliwość zastosowania bardziej skomplikowanych modeli konstytutywnych gruntu (Geiser i in. (2002), Krajewski i Reul (2004)) - o ile tylko istnieje możliwość jednoznacznego określenia ich parametrów.

Do opisu pracy kotew, rozpór i ścianki stosuje się z reguły model liniowo sprężysty.

Omówienie zasad prowadzenia analiz numerycznych ścian szczelnych i szczelinowych stosowanych przez Autora jest treścią dalszej części tego rozdziału.

Wszystkie prezentowane w pracy obliczenia numeryczne przeprowadzono zgodnie z omawianymi w niniejszym rozdziale zasadami wykorzystując system Metody Elementów Skończonych Z_Soil.PC v 6 (którego dokładna charakterystyka jest omawiana w pracach Podlesia i in. (1998, 2000) oraz „Z_Soil.PC Theoretical Manual” [91]).

2.2.1 Postawienie problemu

Problem współpracy ośrodka gruntowego z podatną ścianką oporową traktuje się jako problem brzegowy stanu równowagi sprężysto – plastycznej. Obliczenia najczęściej wykonuje się przy założeniu płaskiego stanu odkształceń (2D). Istnieją

również przypadki analizy 3D (trójwymiarowej, np. w pracach Geiser i in. (2002), Honga i in. (2003) oraz Nakai i in. (2004)), stanowią jednak wyraźną mniejszość. Należy podkreślić iż istnieją sytuacje w których analiza trójwymiarowa jest niezbędna - zwłaszcza gdy w warunkach zabudowy miejskiej istnieje znaczna zmienność warunków pracy konstrukcji wzdłuż jej długości. Próbę oceny wpływu zjawisk trójwymiarowych na pracę ścianki zawiera praca Nakai i in. (2004). Wskazuje ona na istotny ich wpływ na przemieszczenia pionowe powierzchni naziomu.

Możliwa jest również analiza mieszana dwu- i trójwymiarowa - przykład można znaleźć w pracy Urbańskiego (2003). Podejście takie pozwala uniknąć trudności związanych z barierą mocy obliczeniowej będących do dyspozycji komputerów (analiza 3D ma znacznie wyższe wymagania niż 2D) przy jednoczesnym uchwyceniu istotnych efektów trójwymiarowych. Na obecnym etapie rozwoju sprzętu komputerowego i oprogramowania zanikła właściwie bariera mocy obliczeniowej w odniesieniu do zagadnień 2D, jest ona jednak nadal bardzo widoczna w zagadnieniach 3D. Tak więc analiza 3D powinna być stosowana jedynie w sytuacjach w których budowa modelu 2D prowadzi do nieuwzględnienia istotnych efektów trójwymiarowych.

2.2.2 Modelowanie kontinuum gruntowego

Grunt modeluje się najczęściej z wykorzystaniem elementów kontinuum 2D w płaskim stanie odkształceń. Należy wykorzystywać elementy skończone właściwego rodzaju, pozbawione błędów numerycznych - na przykład błędu polegającego na blokadzie deformacji objętościowej. Blokada ta może pojawiać się w problemach w których równania konstytutywne generują więzy na postać deformacji np. quasi - nieściśliwość jak w problemie analizy sprężysto - plastycznej z czysto dewiatorowym płynięciem ($\psi=0$) lub przy przyjęciu wysokich współczynników Poissona ($\nu=0.5-\epsilon$ $\epsilon \ll 1$), co bywa stosowane w analizie ośrodka nawodnionego przy podejściu poprzez naprężenia całkowite. Jej skutkiem jest błędna odpowiedź modelu numerycznego często znacznie zawyżająca nośność graniczną, bądź wręcz uniemożliwiająca symulację stanu utraty nośności. Problem ten jest (wraz z omówieniem metod zapobiegania jego wystąpieniu poprzez zastosowanie podejścia $\bar{\mathbf{B}}$, EAS lub „mixed u – p”) wyczerpująco omawiany przez Trutego (2002).

Podejście $\bar{\mathbf{B}}$ polega na zredukowanym całkowaniu części macierzy sztywności związanej z deformacją objętościową (co powoduje zwolnienie nadliczbowych więzów). W metodzie EAS (Enhanced Assumed Strains) opis pola odkształceń w elemencie wzbogaca się wprowadzając dodatkowe poza - węzłowe stopnie swobody, opisujące brakujące postacie (mody) deformacji elementu. Podejście „mixed u - p” traktuje pole średnich naprężeń p w szkielecie jako dodatkową zmienną niezależną.

W dalszej części pracy wykorzystano podejście typu $\bar{\mathbf{B}}$ z wyjątkiem rozdziału 3.1.1.2.3 gdzie z uwagi na przyjęty niezerowy kąt dylatacji wykorzystano podejście typu EAS, zgodnie ze standardowymi ustawieniami systemu Z_Soil.

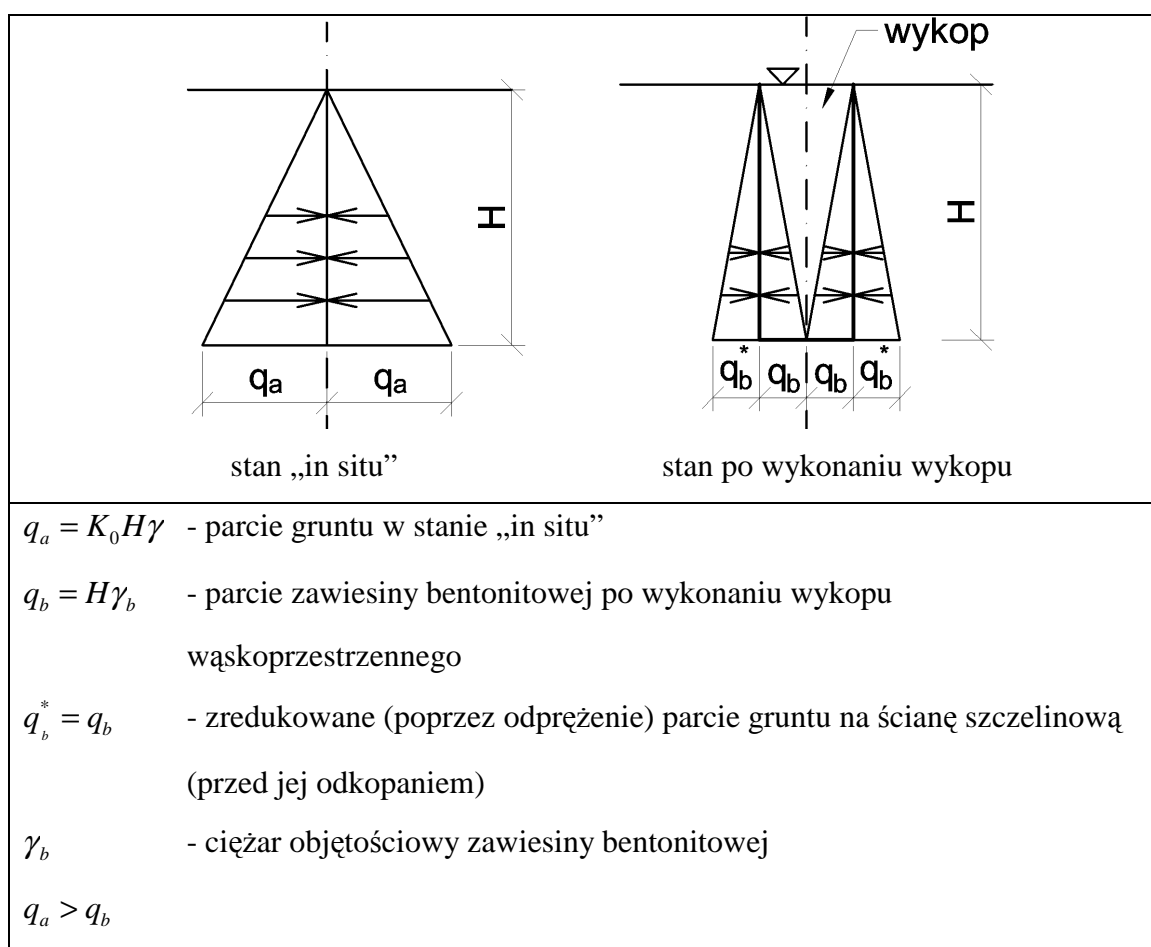
W modelowaniu ośrodka gruntowego wykorzystuje się wiele modeli konstytutywnych – od modelu sprężystego poprzez modele idealnie sprężysto - plastyczne aż do zaawansowanych modeli stanu krytycznego. Systematykę wykorzystywanych modeli wraz z uwagami dotyczącymi ich stosowania omawia Gryczmański (1995, 2005). Krótki opis wykorzystanych w pracy modeli konstytutywnych gruntu zawiera Załącznik 1.

2.2.3 Modelowanie elementów konstrukcyjnych

Elementy konstrukcyjne z reguły modeluje się z wykorzystaniem elementów belkowych (ścianka) i kratownicowych (kotwy, rozpory i zastrzały). Stosowanie elementów continuum do modelowania ścianki (aczkolwiek teoretycznie możliwe - takie podejście zostało zastosowane w pracy Siemińskiej - Lewandowskiej (2001) nie jest zalecane w przypadku zastosowania standardowych elementów skończonych, gdyż prowadzi do uzyskania zaniżonych, nierealistycznych wielkości momentów zginających i przemieszczeń poziomych oraz zawyżonych wielkości sił poprzecznych - wyniki obliczeń testowych podają Moderaressi i Vossoughi (2000) oraz Schweiger i Freiseder (1997). Podejście takie jest natomiast w pełni poprawne w przypadku wykorzystania elementów skończonych typu EAS lub elementów bazujących na podejściu Incompatible Modes (omawianym przez Wilsona i in. (1973) oraz Taylora i Wilsona (1976)).

W przypadku ścian szczelnych gdzie na grubości ścianki znajduje się zarówno grunt jak i ścianka stosowanie elementów continuum napotyka na dodatkowy problem polegający na braku możliwości poprawnego odwzorowania sztywności takiej

konstrukcji przez elementy kontynuualne. Problem ten nie występuje w przypadku zastosowania elementów belkowych (o zerowej grubości). Natomiast w przypadku ścianki szczelinowej zastosowanie do jej modelowanie elementów typu continuum umożliwia symulowanie procesu odprężenia gruntu w trakcie wykonywania wykopu wąskoprzestrzennego. Zjawisko to jest związane z zastąpieniem parcia spoczynkowego gruntu poprzez mniejsze od niego parcie zawiesiny bentonitowej którą wypełniony jest wykop wąskoprzestrzenny w fazie przed betonowaniem ścianki.



Rys. 8 Schemat powstawania zjawiska odprężenia gruntu przy wykonywaniu wykopu wąskoprzestrzennego.

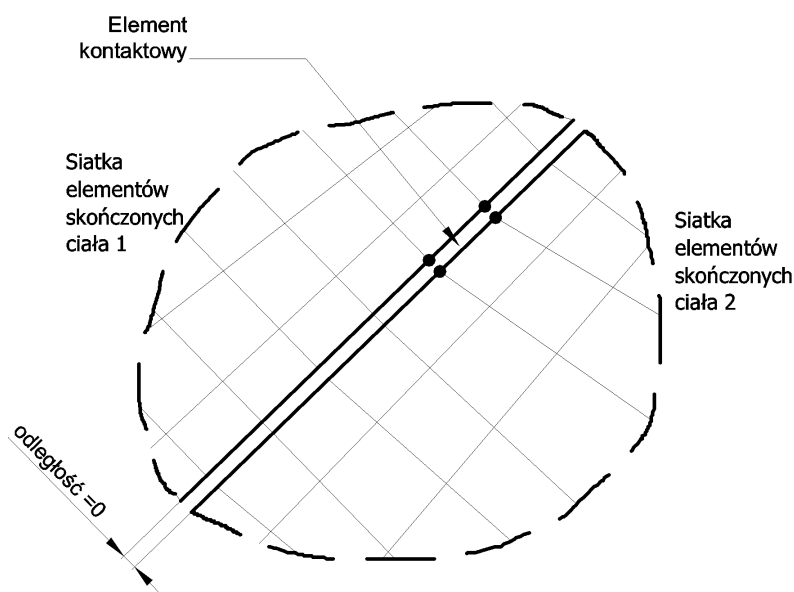
Elementy konstrukcyjne modeluje się z reguły z wykorzystaniem modelu liniowo sprężystego. Istnieje pełna możliwość wykorzystania bardziej skomplikowanych modeli elementów konstrukcyjnych (jeżeli poprawny opis zachowania się danego materiału wymaga tego). Jednak z uwagi na fakt iż elementy te projektowane są tak by pracowały w zakresie sprężystym potrzeba taka nie zachodzi

w przypadkach rzeczywistych. Należy tu zwrócić uwagę na poprawne określenie sztywności elementów konstrukcyjnych – na co w przypadku kotew zwracają uwagę prace Siemińskiej-Lewandowskiej (2001, 2003) (wraz z podaniem sposobu rozwiązania problemu z wykorzystaniem badań „in situ”).

Osobnym problemem wykraczającym poza tematykę niniejszej pracy jest uwzględnienie możliwości zjawiska poślizgu w zamkach które może nastąpić w profilach ścianki szczelnej typu Larssena. Zagadnienie to (wraz z propozycją jego ujęcia obliczeniowego) omawiają Byfield i Crawford (2002).

2.2.4 Modelowanie kontaktu

W celu opisu nieciągłości pola przemieszczeń (w wyniku poślizgu lub pojawienia się szczeliny) na styku grunt - konstrukcja wykorzystuje się elementy kontaktowe. Pozwalają one również na modelowanie tarcia pomiędzy gruntem a ścianką. Zjawiska te symuluje się poprzez dyskretyzację powierzchni styku specjalnego rodzaju elementami skończonymi (elementami kontaktowymi). Elementy kontaktowe wykorzystują węzły należące do elementów skończonych którymi zdyskretyzowane są kontaktujące się obiekty. Zakłada się niezmienną topologię siatki (założenie małych przemieszczeń).



Rys. 9 Element kontaktowy pomiędzy dwoma łączącymi się ciałami.

Jako model konstytutywny strefy kontaktu wykorzystuje się model tarcia Coulomba z warunkiem „cut - off” (bez nośności na rozciąganie). Użyte w obliczeniach numerycznych elementy kontaktowe umożliwiają zarówno symulację poślizgu gruntu po ścianie jak i powstania szczeliny pomiędzy gruntem a ścianką.

Do określenia wielkości naprężeń w elemencie kontaktowym (odpowiadających wielkościom wzajemnego oddziaływania kontaktujących się ciał) wykorzystywana jest macierz sprężystości D_{el} w postaci

$$\mathbf{D}_{el} = \begin{bmatrix} K_t & 0 \\ 0 & K_n \end{bmatrix} \quad (10)$$

gdzie:

K_t – sztywność styczna kontaktu

K_n – sztywność normalna kontaktu

Sztywność K_n powinna być na tyle duża by nie zachodziło zjawisko wzajemnej penetracji. Nie może ona jednak być dowolnie duża, gdyż prowadzi to do uzyskania źle uwarunkowanego globalnego układu równań MES i znacznych problemów z uzyskaniem zbieżnego rozwiązania numerycznego. Należy podkreślić iż zjawisko wzajemnej penetracji w przypadku problemów współpracy konstrukcji z gruntem może prowadzić do niedoszacowania sił oddziaływania gruntu na konstrukcję a tym samym uzyskania zaniżonych wartości sił przekrojowych (co jest wynikiem po stronie niebezpiecznej).

W systemie Z_Soil wyznaczenie wartości K_t i K_n odbywa się automatycznie, według zależności

$$K_n = \min\left(\frac{E_1}{h_1}, \frac{E_2}{h_2}\right) \frac{A}{\sqrt{Neq} \cdot \varepsilon} \quad (11)$$

$$K_t = 0.01K_n \quad (12)$$

gdzie (jak na Rys. 10):

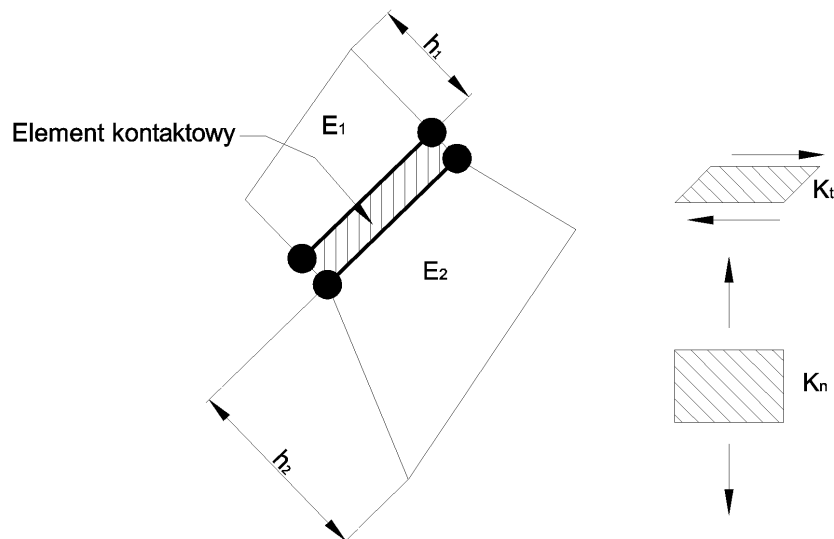
E_1, E_2 – moduły Younga materiałów ciał kontaktujących się

h_1, h_2 – maksymalny wymiar prostopadły do powierzchni kontaktu elementów skończonych przylegających do niej

A – przyjmowany na podstawie doświadczeń numerycznych arbitralny współczynnik ($A=10^{-4}$)

N_{eq} – ilość równań w problemie kontaktowym

ε – precyzja (zależna od możliwości obliczeniowych sprzętu komputerowego mała liczba, dla systemów 32 bitowych $\approx 10^{-14}$)



Rys. 10 Schemat określania sztywności kontaktu.

W sytuacji gdy tak wyznaczone wartości sztywności kontaktu nadal powodują występowanie zjawiska wzajemnej penetracji wykorzystuje się podejście typu „Augmented Lagrangian”. Polega ono na zwiększaniu sztywności K_n elementów kontaktowych w których stwierdzono wystąpienie tego zjawiska poprzez przemnożenie jej przez dodatkowy współczynnik >1 (domyślnie wynoszący 2) na każdym kroku iteracyjnym na którym została uzyskana równowaga statyczna. Po zmianie sztywności K_n obliczenia są powtarzane według tego samego algorytmu. Podejście takie jest stosowane aż do uzyskania wartości wzajemnej penetracji mniejszych od założonego dopuszczalnego maksimum lub do przekroczenia maksymalnej założonej wartości współczynnika zwiększającego sztywność kontaktu.

2.2.5 Przebieg symulacji

Szczególne podkreślenia wymaga fakt (na co zwraca uwagę praca Ryża i Urbańskiego (2004)) iż w analizie numerycznej nie rozważa się oddzielnie kilku schematów statycznych konstrukcji występujących na różnych etapach jej wykonywania lecz symuluje się pełny proces jej rozwoju – od wyznaczenia stanu

naprężeń „in situ” poprzez instalację i usuwanie ścianek, kotew (z uwzględnieniem ich sprężania), rozpór, zastrzałów, wykonywanie wykopów i ich zasypywanie, zmiany stosunków wodnych (zgodnie z rzeczywistym etapowaniem wykonywania konstrukcji) oraz przykładania i usuwanie obciążeń zewnętrznych do uzyskania stanu końcowego. Konieczność stosowania takiego podejścia wynika z wrażliwości stosowanych modeli konstytutywnych gruntu na historię procesu oraz z faktu iż elementy konstrukcyjne wprowadzane są do częściowo zdeformowanego układu i nie będą w znaczący sposób obciążone dopóki nie nastąpi dalsza jego deformacja (występujące w nich siły wewnętrzne są tylko i wyłącznie skutkiem deformacji zachodzącej po ich zainstalowaniu, wywołanej dalszym głębieniem wykopu, procesami filtracyjnymi, termicznymi, wprowadzonym obciążeniem zewnętrznym). Jak podają Truty i Urbański (2005) ignorowanie powyższych zasad może doprowadzić do uzyskania błędów w ocenie sił wewnętrznych w elementach konstrukcji sięgających kilkuset procent. Należy zwrócić szczególną uwagę na fakt iż często przy skomplikowanym etapowaniu wykonywania konstrukcji nie jest możliwe określenie na jakim etapie zostanie uzyskany najniższy współczynnik stateczności oraz największe wartości sił przekrojowych. W takich sytuacjach należy ocenić stateczność obiektu na wszystkich etapach jego wykonywania i użytkowania oraz operować obwiedniami sił przekrojowych a nie pojedynczymi ich wykresami. Konieczność operowania obwiedniami sił przekrojowych (zwłaszcza momentów zginających) jest szczególnie widoczna w przypadku analiz ścianek żelbetowych gdzie niejednokrotnie zmiana schematu statycznego poprzez wprowadzenie kotwy lub rozpory powoduje zamianę rozciąganych i ściskanych (na skutek zginania) włókien ścianki w kolejnych etapach wykonywania wykopu, co w zasadniczy sposób zmienia rozmieszczenie potrzebnego zbrojenia. Zjawisko to ma mniejsze znaczenie w przypadku ścianek wykonywanych z materiałów o jednakowej wytrzymałości na rozciąganie i ściskanie (np. ze stali) gdzie o wymiarowaniu decyduje wartość maksymalnego momentu zginającego a rozróżnienie włókiem ściskanych i rozciąganych ma znaczenie drugorzędne.

2.2.5.1 Modelowanie stanu „in situ”

Poprawne określenie stanu naprężeń „in situ” jest niezbędnym warunkiem prawidłowego wykonania symulacji. W praktyce stan „in situ” (odpowiadający zerowej

deformacji) wyznaczany jest na drodze analizy sprężysto – plastycznej problemu brzegowego ośrodka gruntowego w konfiguracji odpowiadającej stanowi przed rozpoczęciem robót (Rys. 7 a). W celu określenia wartości naprężeń poziomych (przy znanych naprężeniach pionowych) wykorzystuje się współczynnik parcia spoczynkowego K_0 , zdefiniowany jako stosunek efektywnego naprężenia poziomego do efektywnego naprężenia pionowego. Dokładny opis algorytmu wyznaczania stanu naprężeń „in situ” można znaleźć w instrukcji użytkowania systemu Z_Soil [91] oraz w pracy Trutego (2002).

2.2.5.2 Modelowanie wbijania ścianki

Instalowanie ścianki modeluje się najczęściej poprzez dodanie do istniejącego modelu numerycznego elementów belkowych symulujących pracę ścianki oraz elementów kontaktowych odpowiadających za odzwierciedlenie strefy kontaktu grunt - ścianka (Rys. 7 b). Modelowanie zjawisk dynamicznych (zwłaszcza drgań przenoszonych na obiekty w pobliżu) związanych z procesem wbijania ścianki kafarem wykracza poza zakres niniejszej pracy - pomimo ich często decydującego wpływu na wybór technologii instalowania ścianki.

2.2.5.3 Modelowanie procesu wykonywania wykopu

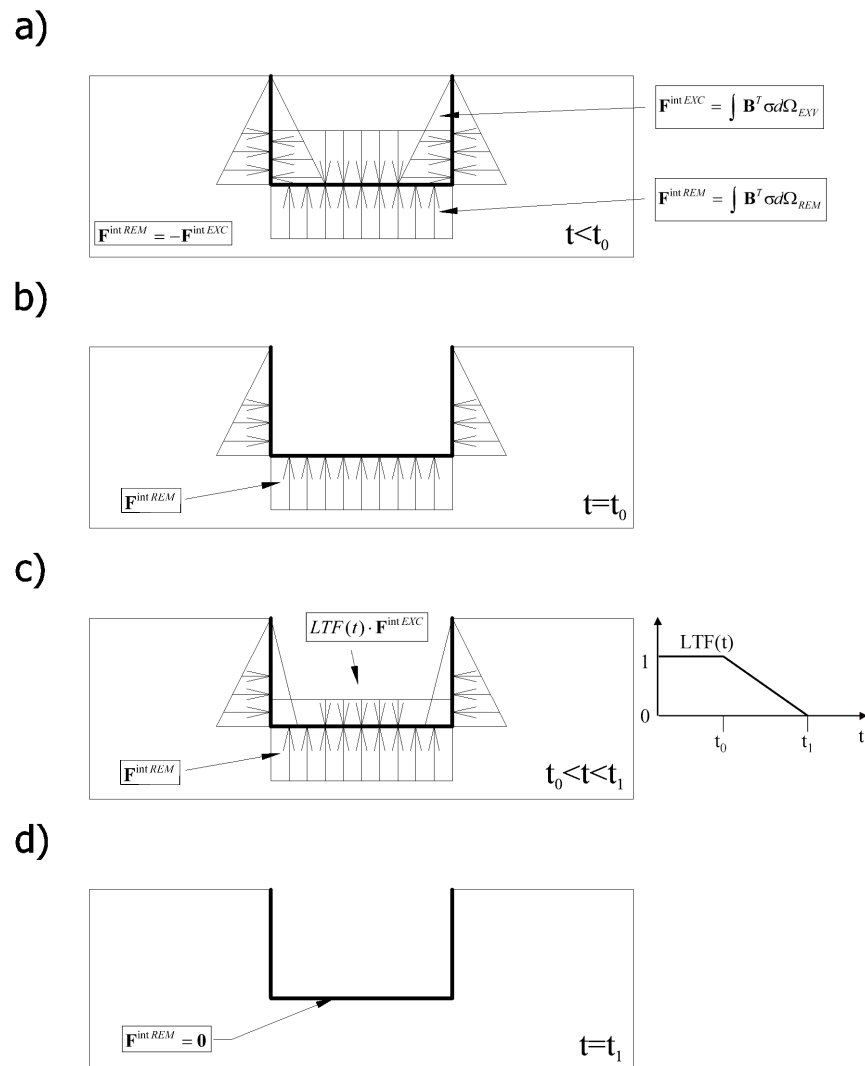
W celu zamodelowania procesu wykonywania wykopu niezbędna jest deaktywacja pewnej części modelu numerycznego (odpowiadającej strefie wykonywanego wykopu). Proponuje się wykorzystanie w tym celu techniki częściowego odprężenia. Polega ona na usunięciu z modelu strefy odpowiadającej wykopowi, przy jednoczesnym przyłożeniu do brzegu pozostałego obszaru obciążeń równych siłom pochodzącym od usuniętego fragmentu. Siły te są w kolejnych krokach przyrostowych stopniowo redukowane do zera. Podejście takie umożliwia zarówno dwuwymiarową symulację rzeczywistego trójwymiarowego procesu wykonywania wykopu jak też pozwala na uniknięcie problemów stabilności rozwiązania numerycznego występujących przy „skokowym” wyłączeniu elementów modelu,

a związanych z pojawieniem się znacznego niezrównoważenia sił masowych. Taką samą technologię stosuje się w przypadku symulowania usuwania elementów konstrukcji – np. rozpór tymczasowych. Finalny uzyskiwany po tym etapie model numeryczny przedstawia Rys. 7 c). Opisywaną technikę modelowania ilustruje Rys. 11. Poniżej podaje się przyjęte na nim oznaczenia:

EXC – część modelu usunięta w procesie wykonywania wykopu

REM – część modelu pozostająca po wykonaniu wykopu

F^{int} – siły wewnętrzne pochodzące od poszczególnych części modelu



Rys. 11 Technologia częściowego odprężenia w zastosowaniu do symulacji wykonywania wykopu a) stan „in situ” b) stan po wykonaniu wykopu bez odprężenia c) stan po wykonaniu wykopu przy częściowym odprężeniu d) stan po wykonaniu wykopu

2.2.5.4 Algorytm oceny stateczności

Analiza stateczności ścianki może być przeprowadzana na każdym etapie wykonywania i eksploatacji konstrukcji. W przypadku prostych schematów wykonywania konstrukcji jest możliwe intuicyjne określenie w którym etapie należy spodziewać się najniższego współczynnika stateczności (np. w zagadnieniu ścianki szczelnej niekotwionej jest to stan po całkowitym wykonaniu wykopu i przyłożeniu ewentualnego obciążenia naziomu). W przypadku skomplikowanego etapowania wykonywania konstrukcji (wielokrotne kotwienie lub rozpieranie ścianek, zmiany stosunków wodnych i inne) taka intuicyjna ocena zawodzi - należy wtedy wykonać analizę stateczności na każdym istotnym etapie wykonywania konstrukcji.

W przypadku przyjęcia do opisu gruntu modelu Coulomba – Mohra lub Druckera – Pragera proponuje się określanie współczynnika stateczności metodą proporcjonalnej redukcji parametrów wytrzymałościowych ($c - \phi$ redukcji). Jest to uniwersalna metoda służąca do numerycznej analizy stateczności konstrukcji ziemnych i współpracujących z gruntem. Idea metody proporcjonalnej redukcji parametrów wytrzymałościowych jest obecnie wykorzystywana przez wiele programów (Z_Soil, Hydrogeo, Plaxis). Została ona wprowadzona przez Zimmermana w pierwszej wersji systemu Z_Soil z roku 1985. Poniżej zamieszcza się (za "Z_Soil.PC, Theoretical Manual") schemat postępowania tej metody.

- A) rozwiązując (zdyskretyzowany przy użyciu MES) problem brzegowy statyki, wyznacza się rozkład naprężeń w analizowanym obiekcie na danym etapie jego budowy lub użytkowania wywołany: ciężarem własnym, innymi stałymi obciążeniami statycznymi, ciśnieniami porowymi uzyskanymi w wyniku rozwiązania zagadnienia filtracji, zmianami konfiguracji związanymi z wykonywaniem wykopów, sypaniem nasypów, instalacją konstrukcji oporowych. Spełnienie w tym przypadku warunków równowagi przy wykorzystaniu modelu sprężysto - plastycznego odpowiada osiągnięciu współczynnika bezpieczeństwa $SF=1.0$
- B) modyfikuje się wartość współczynnika bezpieczeństwa " SF ", redukując kohezję c i tangens kąta tarcia wewnętrznego ϕ dla wszystkich materiałów

sprężysto - plastycznych występujących w przyjętym modelu, wg formuł (13)

$$\begin{aligned} SF^{(n)} &= SF^{(n-1)} + \Delta SF \\ (tg\phi)^{(n)} &= \frac{tg\phi^{(0)}}{SF^{(n)}} \\ c^{(n)} &= \frac{c^{(0)}}{SF^{(n)}} \end{aligned} \quad (13)$$

dokonuje się ponownej analizy sprężysto - plastycznej dla zmodyfikowanych parametrów, ale bez zmiany obciążeń. Nadwyżkę sił $\Delta \mathbf{F}$, roziterowywaną metodą Newtona-Raphsona, stanowią w tym przypadku różnica sił pomiędzy stanem wyjściowym n-1 w którym siły pochodzą od naprężeń określonych dla $SF^{(n-1)}$ (przy których osiągnięto stan równowagi) a siłami określonymi dla zredukowanych (w stosunku do poprzednich) powierzchni granicznych

$$\Delta \mathbf{F} = \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma}(SF^{(n-1)}) - \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma}(SF^{(n)}) \quad (14)$$

W stanie równowagi spełniona jest zależność

$$\mathbf{F}_{ext} = \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma}(SF^{(n-1)}) \quad (15)$$

więc równanie (14) przyjmuje postać

$$\Delta \mathbf{F} = \mathbf{F}_{ext} - \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma}(SF^{(n)}) \quad (16)$$

Jeżeli udaje się uzyskać stan równowagi statycznej kontynuuje się redukcję wg B). Jeśli występuje dywergencja procesu iteracyjnego (objawiająca się powstawaniem bardzo dużych deformacji, często o jakościowo innej formie niż te w stanie zrównoważonym), oznacza to, że przy aktualnie założonym współczynniku bezpieczeństwa konstrukcja nie jest stateczna. Siły czynne działające na obiekt nie mogą być wówczas zrównoważone naprężeniami pozostającymi wewnątrz powierzchni granicznych wynikających z aktualnych parametrów (c/SF , $tg\phi/SF$), i to w takim obszarze, że uaktywnia się mechanizm zniszczenia. Towarzyszy temu osobliwość globalnej macierzy sztywności modelu MES i analiza jest przerywana.

Jako wartość oszacowanego współczynnika bezpieczeństwa przyjmuje się ostatnią wartość współczynnika redukującego SF , przy której możliwe jest jeszcze uzyskanie stanu równowagi. Dokładność tego oszacowania może być dowolnie

zwiększana poprzez zmniejszanie kroku ΔSF . W praktyce jednak przestaje się na $\Delta SF = 0.01$. Zalecana jest również weryfikacja uzyskanych wyników poprzez analizę na zagęszczonej siatce MES.

Deformacja towarzysząca stanowi niezrównoważonemu stanowi ilustrację formy utraty stateczności sprężysto - plastycznej (same wartości przemieszczeń nie posiadają w tym przypadku znaczenia fizycznego), pozwalającą na określenie powierzchni poślizgu. W metodzie redukcji $c-\phi$, inaczej niż w tradycyjnych metodach oceny stateczności, nie zakłada się z góry żadnej powierzchni poślizgu (to jest jej kształtu ani przebiegu) - jej postać (forma utraty stateczności) jest wynikiem analizy, co stanowi o obiektywności i uniwersalności omawianej metody. Należy zauważyć, że uzyskany współczynnik bezpieczeństwa jest mnożnikiem pojawiającym się pomiędzy sumami stycznych sił czynnych T_c a sił utrzymujących T_u (spełniających początkowy warunek graniczny), obliczanymi wzdłuż wyznaczonej numerycznie (a nie arbitralnej) powierzchni poślizgu Γ , co odpowiada normatywnemu rozumieniu warunku bezpieczeństwa. W stanie granicznym zachodzą bowiem relacje (17):

$$T_c = \int_{\Gamma} \tau \, d\Gamma = \int_{\Gamma} \left(\frac{c}{SF} + \frac{tg(\phi)}{SF} \sigma_n \right) d\Gamma = \frac{1}{SF} T_u \Rightarrow SF \cdot T_c = T_u \quad (17)$$

W przypadkach prostych opisywana metoda prowadzi do uzyskania wyników bardzo dobrze zgodnych z powszechnie akceptowanymi przybliżonymi metodami obliczeniowymi. Przykładem jest tu analizowane przez Autora (2003) zagadnienie stateczności skarpy jednorodnej, w którym opisywaną metodą uzyskuje się współczynniki stateczności odbiegające do 5% od uzyskanych uproszczoną metodą Bishopa i nieco wyższe (do 10%) od uzyskanych metodą szwedzką (Felleniusa), przy jednocześnie zbliżonym przebiegu powierzchni poślizgu.

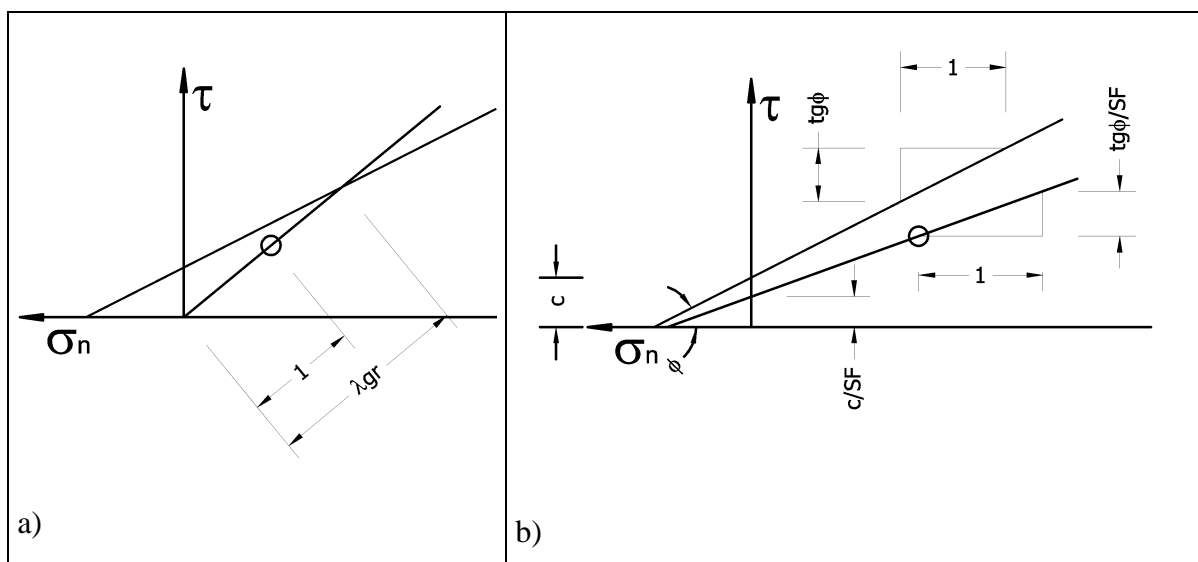
Znając współczynnik stateczności można określić parametry krytyczne gruntu (odpowiadające współczynnikowi stateczności $SF=1.0$) wg. zależności

$$c_{kr} = \frac{c}{SF} \quad (18)$$

$$\phi_{kr} = \text{atan} \left(\frac{tg \phi}{SF} \right) \quad (19)$$

Teoretycznie możliwe jest ocenianie stateczności obiektu poprzez przyrostowe zwiększanie działających na niego obciążeń aż do utraty stateczności, przejawiającej się

w analizie numerycznej brakiem możliwości uzyskania równowagi sprężysto - plastycznej i rozbieżnością procesu iteracyjnego. Podejście takie ma sens jedynie w sytuacji gdy głównym czynnikiem destabilizującym jest obciążenie zewnętrzne (co ma miejsce w przypadku fundamentów). Jednak gdy decydującym obciążeniem jest ciężar gruntu i jego parcie (a taka sytuacja występuje w przypadku ścian szczelnych i szczelinowych) podejście takie zawodzi całkowicie. Jest to spowodowane faktem iż w takiej sytuacji ścieżka naprężeń w płaszczyźnie τ - σ_n ma przebieg liniowy i nie przecina powierzchni granicznej lub przecina ją dopiero dla bardzo wysokich mnożników obciążenia λ_{gr} (co prowadzi do błędnego wniosku o znacznym zapasie stateczności analizowanej konstrukcji). Problem nośności granicznej (czyli sytuacji w której głównym czynnikiem decydującym o utracie stateczności ścianki jest obciążenie naziomu) jest rozważany w niniejszej pracy w Rozdziale 3.1.1.1.6.



Rys. 12 Sytuacja w wybranym punkcie ośrodka gruntowego przy różnych sposobach oceny stateczności :a) przez zwiększanie obciążenia b) metoda c - ϕ redukcji. (za Saneckim i in. (1999))

2.2.5.5 Kontrola poprawności rozwiązania numerycznego

Szczególne uwagę należy zwrócić na kontrolę poprawności uzyskanego rozwiązania numerycznego. Kontrolę powinno również podlegać spełnienie warunków

równowagi (sumy sił poziomych i momentów) ścianki. Ich nie spełnienie dyskwalifikuje rozwiązanie. Inną przyczyną błędów jest zjawisko interpenetracji („przenikania się”) ośrodka gruntowego i ścianki. Zjawisko to można wyeliminować stosując podejście typu „augmented Lagrangian” w odniesieniu do elementów kontaktowych – podejście to wraz z opisem sposobu określania sztywności elementów kontaktowych jest omawiane w Rozdziale 2.2.4. Zalecana jest kontrola uzyskanych wyników poprzez powtórzenie obliczeń z wykorzystaniem zagęszczonej siatki elementów skończonych. W przypadku braku istotnych różnic pomiędzy rezultatami otrzymanymi przy wykorzystaniu wyjściowej i zagęszczonej siatki można przyjąć iż został osiągnięty wystarczający stopień zagęszczenia siatki.

2.2.5.6 Weryfikacja uzyskanych wyników na drodze pomiarów „in situ”

Jednym ze sposobów weryfikacji wyników obliczeń jest porównanie wielkości przemieszczeń poziomych ścianki obliczonych numerycznie i pomierzonych w terenie. Ich dobra zgodność pozwala uznać iż rozwiązanie jest poprawne i uzyskano prawidłowe wartości sił przekrojowych w elementach konstrukcji. W przypadku braku zgodności pomiędzy obliczonymi a pomierzonymi wartościami przemieszczeń nie można jednak zakładać iż uzyskane wartości sił przekrojowych są błędne. Wynika to z faktu iż przemieszczenia ścianki są złożeniem ugięć i ruchu sztywnego (przesunięcia i obrotu) a występujące w niej siły przekrojowe są wywoływane wyłącznie ugięciem. Tak więc różnica pomiędzy wartościami pomierzonymi a obliczonymi może (ale nie musi) wynikać z błędnie oszacowanego ruchu sztywnego przy jednocześnie poprawnie zidentyfikowanych ugięciach co prowadzi do uzyskania poprawnych wartości sił przekrojowych. W przypadku nie osiągnięcia zadowalającej zgodności obliczonych i pomierzonych przemieszczeń możliwe jest modyfikowanie modelu numerycznego (najczęściej poprzez zmianę wartości parametrów materiałowych gruntu) aż do uzyskania zgodności rozwiązania numerycznego z pomiarami „in situ”. Przykłady takiego podejścia (które można nazwać kalibrowaniem modelu metodą analizy wstecz (back - analysis)) podają prace Malecota i in. (2004) oraz Siemińskiej-Lewandowskiej (2001).

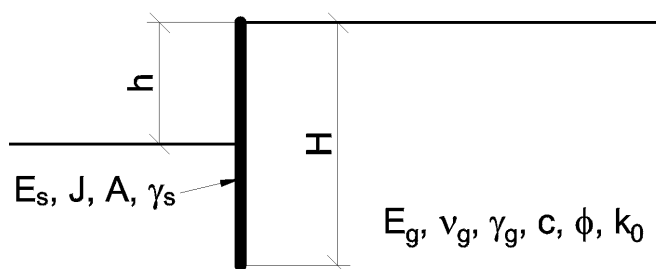
Istnieje również możliwość porównania obliczonych i pomierzonych „in situ” przemieszczeń pionowych obiektów w pobliżu ścianki. Jest to metoda stosowana zwłaszcza w zwartej zabudowie miejskiej gdzie przemieszczenia pionowe (a zwłaszcza ich różnice) podlegają kontroli z uwagi na bezpieczeństwo konstrukcji budynków zlokalizowanych w pobliżu wykopu.

Przykład zastosowania pomiarów przemieszczeń poziomych ścianki szczelnej do zweryfikowania uprzednio wykonanych obliczeń numerycznych jest omawiany w Rozdziale 5.2.

Problematykę monitoringu ścianek szczelinowych omawia wyczerpująco Janusz (2001) a przykład jego zastosowania podaje Bartoszka i in. (2006).

3 Studium parametryczne statyki ścianki szczelnej niekotwionej

Do oceny wpływu poszczególnych czynników na pracę ścianki i podtrzymywanego przez nią gruntu wybrano zagadnienie ścianki szczelnej niekotwionej, jako najprostsze z pośród zagadnień leżących w zakresie pracy. Umożliwiło to zredukowanie ilości parametrów opisujących problem. Analizowany obiekt przedstawia Rys. 13



Rys. 13 Modelowa ścianka szczelna niekotwiona.

Poniżej podaje się oznaczenia parametrów gruntu i ścianki użyte na Rys. 13:

E_s, E_g – moduł Younga ścianki i gruntu [MPa]

J – moment bezwładności ścianki [m^4/m]

A- pole przekroju ścianki [m²/m]

γ_s, γ – ciężar objętościowy ścianki i gruntu [kN/m³]

c – kohezja [kPa]

ϕ – kąt tarcia wewnętrznego [°]

K_0 – współczynnik parcia spoczynkowego [-]

W dalszych rozważaniach pomija się jako mało istotny wpływ ciężaru objętościowego ścianki oraz współczynnika Poissona gruntu.

W celu określenia minimalnego zbioru parametrów opisujących rozważany problem w zakresie sprężystym wykonano analizę wymiarową opartą na wykorzystaniu zasady prac wirtualnych. W ujęciu MES ma ona postać:

$$\int_v (\mathbf{B} \delta \mathbf{u})^T \boldsymbol{\sigma} dV + \int_L (\mathbf{B}_\chi \delta \varphi)^T M dL = \int_v \delta \mathbf{u}^T \mathbf{N}^T \mathbf{b} dV \quad (20)$$

gdzie:

$\delta \mathbf{u}, \delta \varphi$ – przemieszczenia wirtualne

\mathbf{D} – macierz stałych materiałowych

$\mathbf{B}, \mathbf{B}_\chi$ – macierze operatorów różniczkowych związków kinematycznych dla kontinuum 2D i dla belki zginanej

\mathbf{b} – wektor sił masowych

M – moment zginający [kNm/m]

\mathbf{N} – macierz funkcji kształtu

Po wprowadzeniu wielkości bezwymiarowych oznaczanych ($\hat{\quad}$)

$$\mathbf{b} = \hat{\mathbf{b}} \gamma \quad \mathbf{u} = \hat{\mathbf{u}} h \quad \mathbf{D} = \hat{\mathbf{D}} E_g \quad \mathbf{B} = \frac{1}{h} \hat{\mathbf{B}} \quad \mathbf{B}_\chi = \frac{1}{h} \hat{\mathbf{B}}_\chi \quad (21)$$

uzyskuje się

$$\begin{aligned} h \delta \hat{\mathbf{u}} \int_v \left(\frac{1}{h} \hat{\mathbf{B}}^T \right) (\hat{\mathbf{D}} E_g) \left(\frac{1}{h} \hat{\mathbf{B}} \right) (\hat{\mathbf{u}} h) h^2 d\hat{V} + \delta \hat{\varphi} \int_L \left(\frac{1}{h} \hat{\mathbf{B}}_\chi^T \right) E_s J \left(\frac{1}{h} \hat{\mathbf{B}}_\chi \right) \hat{\varphi} h d\hat{L} = \\ = h \delta \hat{\mathbf{u}} \int_v \mathbf{N}^T \hat{\mathbf{b}} \gamma h^2 d\hat{V} \end{aligned} \quad (22)$$

Po uproszczeniach otrzymuje się

$$\delta \hat{\mathbf{u}} \int_v \hat{\mathbf{B}}^T \hat{\mathbf{D}} \hat{\mathbf{B}} \hat{\mathbf{u}} d\hat{V} + \left(\frac{E_s J}{E_g h^3} \right) \delta \hat{\varphi} \int_L \hat{\mathbf{B}}_\chi^T \hat{\mathbf{B}}_\chi \hat{\varphi} d\hat{L} = \left(\frac{h \gamma}{E_g} \right) \delta \hat{\mathbf{u}} \int_v \mathbf{N}^T \hat{\mathbf{b}} d\hat{V} \quad (23)$$

Równanie prac wirtualnych (23) zawiera dwa bezwymiarowe parametry geometryczno

– materiałowe (dalej nazywane sztywnościami bezwymiarowymi) $D_0 = \frac{E_s J}{E_g h^3}$

i $D_1 = \frac{h\gamma}{E_g}$, stanowiące poszukiwany minimalny zbiór parametrów dla analizy

sprężystej rozważanego zagadnienia.

W dalszym ciągu pracy pojęcie ścianki sztywnej oznacza ściankę o sztywności bezwymiarowej D_0 tak dużej, że dalsze jej zwiększenie nie wpływa na uzyskiwane wartości sił przekrojowych. Przeciwnym przypadkiem jest „ścianka wiotka”. Należy

podkreślić iż sztywność bezwymiarowa $D_0 = \frac{E_s J}{E_g h^3}$ jest stosunkiem sztywności ścianki

do sztywności gruntu. Można więc spodziewać się jej znacznego wpływu na uzyskiwane wielkości sił przekrojowych w ściance (analogicznie jak w przypadku wpływu stosunków sztywności poszczególnych elementów konstrukcji w statycznie niewyznaczalnych konstrukcjach prętowych). Problem ten jest rozważany w dalszej części pracy w Rozdziale 3.1.1.1.3.2.

W zakresie plastycznym opis zagadnienia zależy od przyjętego modelu konstytutywnego gruntu. Można założyć, iż w ośrodku gruntowym jednorodnym obciążonym wyłącznie ciężarem własnym i obciążeniem zewnętrznym q naprężenia normalne i ścinające są liniowo zależne od głębokości wykopu h i ciężaru objętościowego gruntu γ oraz intensywności obciążenia zewnętrznego.

$$\sigma = \sigma_0 \cdot \gamma \cdot h + \sigma_q \cdot q \quad (24)$$

$$\tau = \tau_0 \cdot \gamma \cdot h + \tau_q \cdot q \quad (25)$$

gdzie:

σ_0, τ_0 - naprężenia bezwymiarowe (normalne i ścinające) wywołane ciężarem gruntu,

σ_q, τ_q - naprężenia bezwymiarowe (normalne i ścinające) wywołane obciążeniem zewnętrznym

Przyjmując model konstytutywny Coulomba – Mohra i wstawiając powyższe zależności do równania jego powierzchni plastyczności (Z1.1) po przekształceniach uzyskuje się:

$$\left| \tau_0 + \tau_q \cdot \frac{q}{h \cdot \gamma} \right| = -(\sigma_0 + \sigma_q \cdot \frac{q}{h \cdot \gamma}) \cdot \operatorname{tg} \phi + \frac{c}{h \cdot \gamma} \quad (26)$$

Parametrami decydującymi o stateczności ścianki są więc wielkości bezwymiarowe: tangens kąta tarcia wewnętrznego $\operatorname{tg} \phi$, kohezja bezwymiarowa $c_0 = \frac{c}{h \cdot \gamma}$, obciążenie bezwymiarowe $q_0 = \frac{q}{h \cdot \gamma}$ oraz geometria obiektu opisywana stosunkiem H/h .

Wprowadzając pojęcie obciążenia krytycznego q_{kr} (czyli takiego, któremu odpowiada współczynnik stateczności $SF=1$) i bezwymiarowego obciążenia krytycznego $q_{0kr} = \frac{q_{kr}}{h \cdot \gamma}$ można zapisać w postaci bezwymiarowej:

$$q_{0kr} = F(c_0, \operatorname{tg} \phi, H/h) \quad (27)$$

lub też w postaci wymiarowej:

$$q_{kr} = F(c_0, \operatorname{tg} \phi, H/h) \cdot h \cdot \gamma \quad (28)$$

gdzie F jest poszukiwaną funkcją opisującą wpływ podanych parametrów na obciążenie krytyczne.

Obecność wyrażenia $h \cdot \gamma$ w dwóch miejscach wzoru (28) budzi wątpliwość, czy nośność opisywanej konstrukcji jest rosnąca czy też malejąca względem tego wyrażenia. Problem ten będzie szczegółowo rozważany w dalszej części pracy w Rozdziale 3.1.1.1.6.

Problem tarcia i poślizgu na styku grunt – ścianka opisuje w przyjętym modelu strefy kontaktowej współczynnik tarcia.

Wpływ na pracę analizowanej konstrukcji ma również współczynnik parcia spoczynkowego K_0 (charakteryzujący stan naprężeń „in situ”).

Ponieważ sztywności bezwymiarowe D_0 i D_1 charakteryzują opisywane zagadnienie w zakresie sprężystym należy się spodziewać iż ich wpływ na uzyskiwane wyniki będzie tym większy im ścianka będzie pracować w warunkach odległych od stanu granicznego stateczności. W przypadku ścianek pracujących w pobliżu stanu granicznego stateczności należy spodziewać się większego wpływu parametrów opisujących zagadnienie w zakresie plastycznym przy jednocześnie zanikającym wpływie parametrów sprężystych – co jest spowodowane znikomą sztywnością gruntu

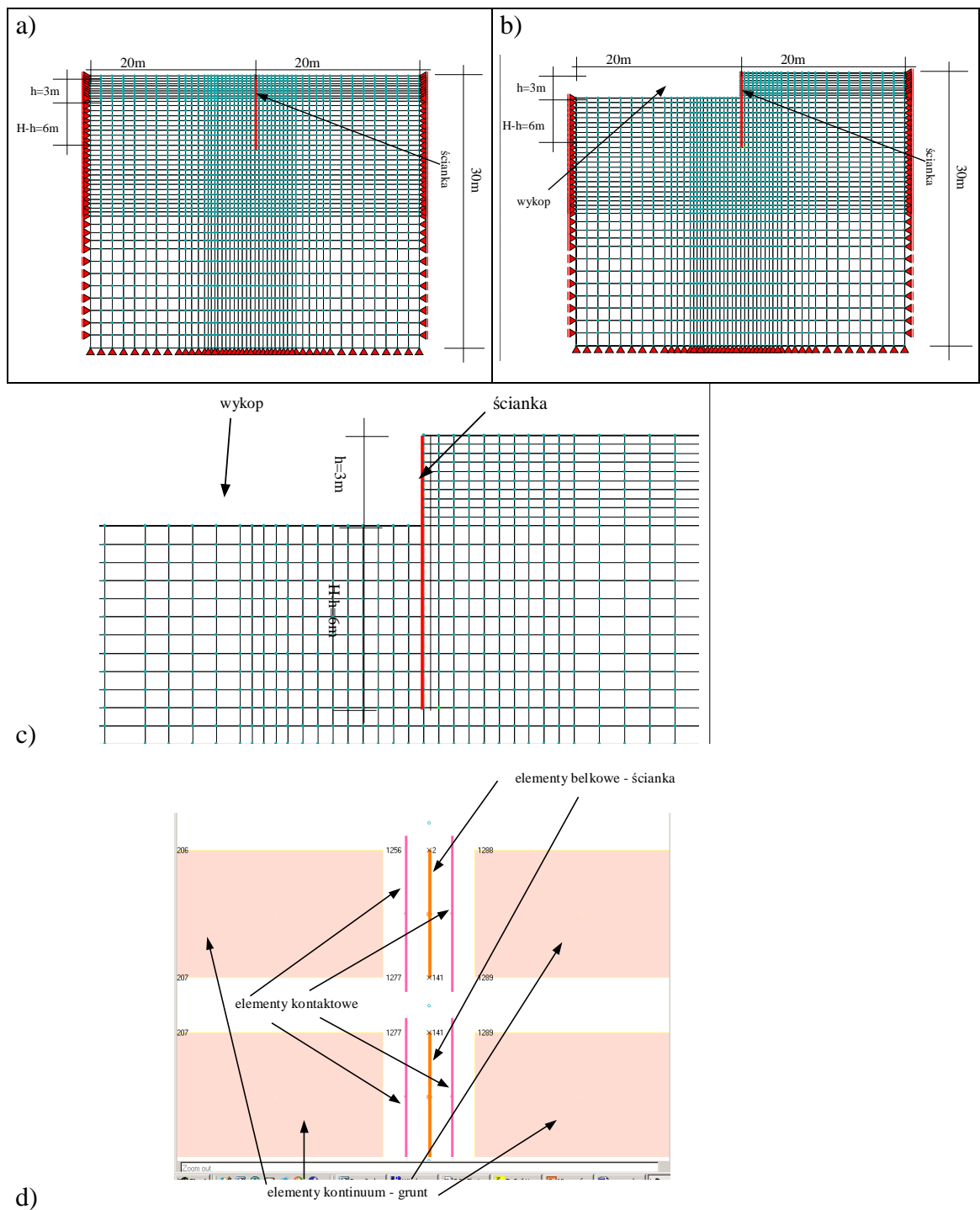
w stanie zaawansowanego płynięcia plastycznego (a taki stan występuje przy zbliżaniu się do stanu granicznego). Zależności te są omawiane w dalszej części pracy.

3.1 Eksperyment numeryczny

W celu dokonania oceny wpływu wymienionych powyżej parametrów na uzyskiwane w zagadnieniu ścianki szczelnej niekotwionej wyniki wykonano eksperyment numeryczny polegający na analizie około 1000 ścianek o różnym stosunku H/h (od 1.5 do 3.0) i różnej sztywności (D_0 od 0.0075 do 0.5), podtrzymujących grunt o różnych parametrach mechanicznych (kohezja od 0 kPa do 60 kPa, kąt tarcia wewnętrznego od 5^0 do 45^0) – przy braku obciążenia naziomu. Zakres sztywności D_0 dobrano tak by pokryć cały spodziewany w zagadnieniach praktycznych jej zakres (od wartości minimalnych dla głębokich wykopów w gruntach niespoistych zabezpieczonych ścianką z PCV o niewielkim przekroju do wartości maksymalnych dla płytkich wykopów w gruntach spoistych zabezpieczonych ścianką stalową o znacznym przekroju). Wykonano również analizę nośności granicznej około 500 ścianek. Analizowano wpływ podanych powyżej parametrów na rozkłady parcia i oporu, współczynnik stateczności, bezwymiarowy moment zginający $M_0 = \frac{M}{h^3 \cdot \gamma}$ oraz przemieszczenia konstrukcji (ścianki i gruntu). Uzyskane wyniki porównano z otrzymanymi klasyczną metodą obliczeniową. Analizowano również wpływ przyjętego modelu konstytutywnego gruntu oraz uproszczonego (np. bez użycia elementów kontaktowych) sposobu modelowania na uzyskiwane wyniki.

Przyjęto następująca sekwencję obliczeń:

- Wyznaczenie stanu „in situ”
- Instalacja ścianki
- Symulacja wykonywania wykopu (elementy skończone odpowiadające strefie wykopu usuwano jednorazowo w całej strefie, z wykorzystaniem technologii częściowego odprężenia)
- Analiza stateczności (metodą proporcjonalnej redukcji parametrów wytrzymałościowych gruntu)
- W przypadku analizy nośności granicznej przykładano równomiernie rozłożone obciążenie naziomu aż do utraty stateczności układu



Rys. 14 Przykładowy model numeryczny układu grunt – ścianka w systemie Z_Soil
 a) całość modelu wraz z warunkami brzegowymi przed wykonaniem wykopu
 b) całość modelu wraz z warunkami brzegowymi po wykonaniu wykopu
 c) powiększenie rejonu ścianki po wykonaniu wykopu d) elementy belkowe i kontaktowe

Z wyjątkiem obliczeń opisanych w Rozdziałach 3.1.1.1.6, 3.1.1.2.2, 3.1.1.2.3 i 3.1.2 wszystkie symulacje numeryczne wykonano z wykorzystaniem modelu Coulomba-Mohra z warunkiem „cut - off” i niestowarzyszonym prawem płynięcia ($\psi=0$) przy założeniu braku tarcia pomiędzy gruntem a ścianką przyjmując wartość współczynnika parcia spoczynkowego K_0 jak dla gruntu normalnie skonsolidowanego (wzór (30)).

Wszystkie obliczenia wykonano przy założeniu małych przemieszczeń w warunkach płaskiego stanu odkształceń. Zastosowano zasady prowadzenia obliczeń omówione w Rozdziale 2.2.

Uzyskane rezultaty, opisane szczegółowo w dalszej części pracy, w pełni potwierdziły hipotezę o zależności zachodzących w konstrukcji zjawisk od wyżej wymienionych parametrów. Stwierdzono, iż:

- największe wartości momentu zginającego i najniższe współczynniki stateczności uzyskuje się dla wykopu wykonanego do końca (przy jego największej głębokości)
- zwiększanie głębokości wbicia ścianki (czyli stosunku H/h) prowadzi do wzrostu współczynnika stateczności, przy jednocześnie zmieniających się (malejących lub rosnących) wartościach momentu zginającego)
- kohezja bezwymiarowa c_0 oraz kąt tarcia wewnętrznego ϕ wpływają zarówno na otrzywane rozkłady parcia i oporu, współczynniki stateczności, wielkości sił przekrojowych i przemieszczenia
- sztywność bezwymiarowa D_0 nie wpływa na stateczność obiektu, wywiera jednak znaczący wpływ na uzyskiwane siły przekrojowe i przemieszczenia. Nie wywiera wpływu na rozkłady parcia, ma istotny wpływ na rozkłady oporu. Jej wpływ zanika wraz ze zbliżaniem się do stanu granicznego. Jako miarę odległości od stanu granicznego proponuje się przyjmować współczynnik stateczności SF
- sztywność bezwymiarowa D_1 wpływa wyłącznie na uzyskiwane przemieszczenia
- współczynnik parcia spoczynkowego K_0 oraz współczynnik tarcia pomiędzy gruntem a ścianką nie wpływają na stateczność obiektu, wpływają natomiast znacząco na uzyskiwane momenty zginające

- kąt dylatacji nie wpływa na stateczność obiektu, ma nieznaczny wpływ na wartości momentów zginających

3.1.1 Wpływ parametrów modelu obliczeniowego na uzyskiwane wyniki

W niniejszym rozdziale omawiany jest wpływ parametrów fizycznych (cech ścianki, gruntu, strefy kontaktu pomiędzy ścianką a gruntem) i obciążenia naziomu na otrzymywane w zagadnieniu ścianki szczelnej niekotwionej wyniki. Problem podzielono na dwie zasadnicze części: wpływ parametrów podstawowych (czyli parametrów wytrzymałościowych gruntu oraz sztywności gruntu i ścianki oraz obciążenia naziomu) i wpływ parametrów dodatkowych (współczynnika parcia spoczynkowego K_0 , tarcia pomiędzy gruntem a ścianką oraz zjawiska dylatacji).

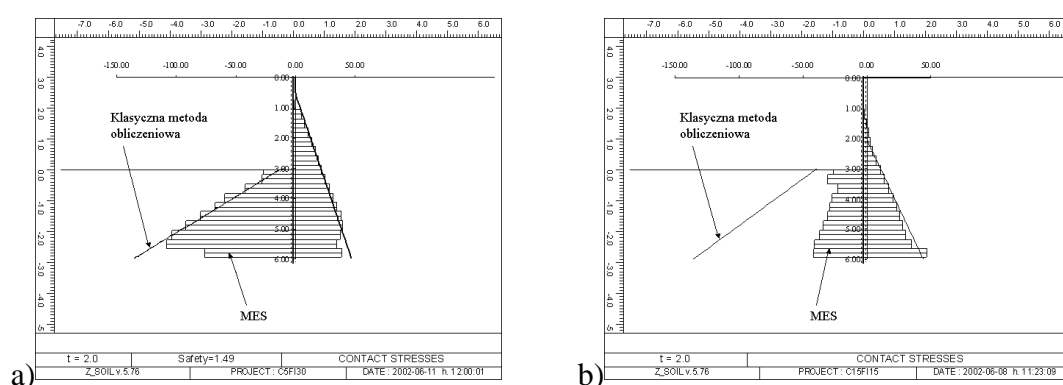
3.1.1.1 Wpływ podstawowych parametrów modelu

W dalszej części rozdziału omawiane są wyniki obliczeń numerycznych uzyskanych przy standardowym modelowaniu zagadnienia ścianki szczelnej niekotwionej, to jest przy przyjęciu współczynnika parcia spoczynkowego określonego jak dla gruntu normalnie skonsolidowanego, bez tarcia pomiędzy gruntem a ścianką i z wykorzystaniem modelu Coulomba – Mohra z warunkiem „cut - off” i niestowarzyszonym prawem płynięcia ($\Psi=0$).

3.1.1.1.1 Rozkłady parcia i odporu

Uzyskane na drodze analizy numerycznej rozkłady parcia i odporu porównano z rozkładami parcia i odporu granicznego. Stwierdzono, iż rozkłady parcia uzyskane numerycznie i na podstawie teorii stanów granicznych są bardzo bliskie sobie (Rys. 15). Odmienna sytuacja występuje w przypadku rozkładów odporu. W stanie granicznym uzyskuje się rozkłady odporu zbliżone do odporu granicznego (Rys. 15a). Jednak w sytuacji gdy analizowana ścianka pracuje w warunkach dalekich od stanu

granicznego wykresy te mają odmienny charakter (Rys. 15b). Analiza numeryczna daje w takiej sytuacji znacząco niższe wartości odporu niż teoria stanu granicznego. Niejednokrotnie uzyskuje się też nieliniowe rozkłady odporu. Zjawisko to jest wywołane faktem, iż wzajemne przemieszczenie ścianka – grunt potrzebne do wzbudzenia odporu granicznego jest około 10x większe niż analogiczne przemieszczenie potrzebne do uzyskania parcia granicznego. Na efekt ten zwracają uwagę normatywy amerykańskie [17] i [23]. Podobne obserwacje (dotyczące rzeczywistego obiektu w złożonych warunkach gruntowych) zawiera praca Presera i Schwaba (1999).



Rys. 15 Rozkłady parcia i odporu gruntu dla modelowych ścianek szczelnych
a) w stanie granicznym, b) w warunkach dalekich od stanu granicznego.

Orientacyjne wartości przemieszczeń ścianki przy których następuje mobilizacja parcia granicznego podaje się za normą [17] w poniższej tabeli.

Postać deformacji ścianki	Obrót względem dołu ścianki	Obrót względem góry ścianki	Wygięcie przy braku przemieszczeń dołu i góry ścianki	Przesunięcie równoległe
Przemieszczenie potrzebne do wywołania parcia granicznego	od 0.001 do 0.004 h	od 0.002 do 0.008 h	od 0.001 do 0.004 h	od 0.001 do 0.002 h

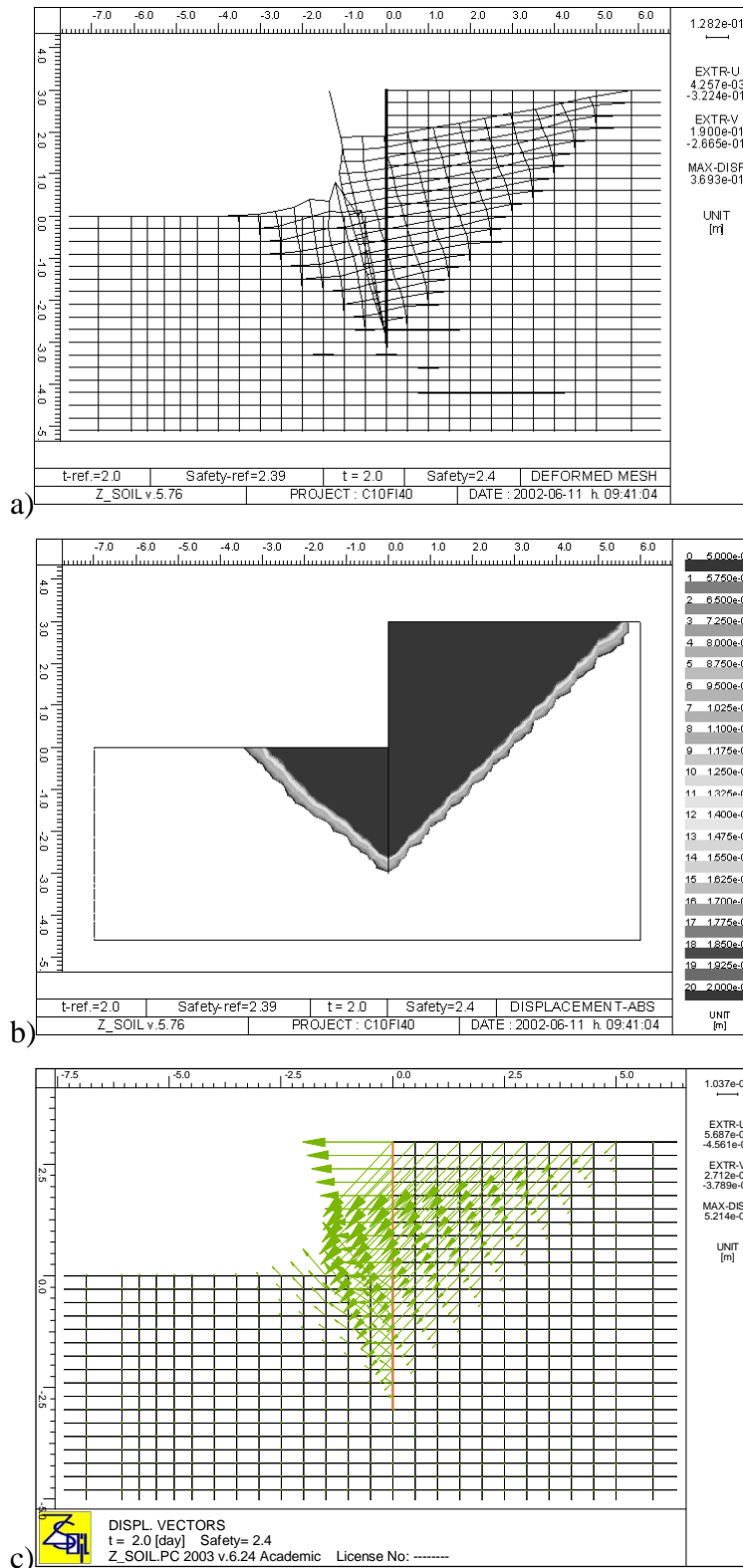
Tabela 2 Wartości przemieszczeń ścianki niezbędne do zmobilizowania parcia granicznego (za normą amerykańską [17]).

W przypadku ścianek niekotwionych obserwuje się pierwszą i ostatnią z wymienionych postaci deformacji oraz jednocześnie zachodzący obrót względem dołu ścianki i przesunięcie. Prowadząc obliczenia numeryczne uzyskuje się z reguły przemieszczenia równe lub wyższe od podanych powyżej, co pozwala przyjąć iż poprawne jest założenie że parcie gruntu na ściankę od strony naziomu jest równe parciu granicznemu.

3.1.1.1.2 Stateczność

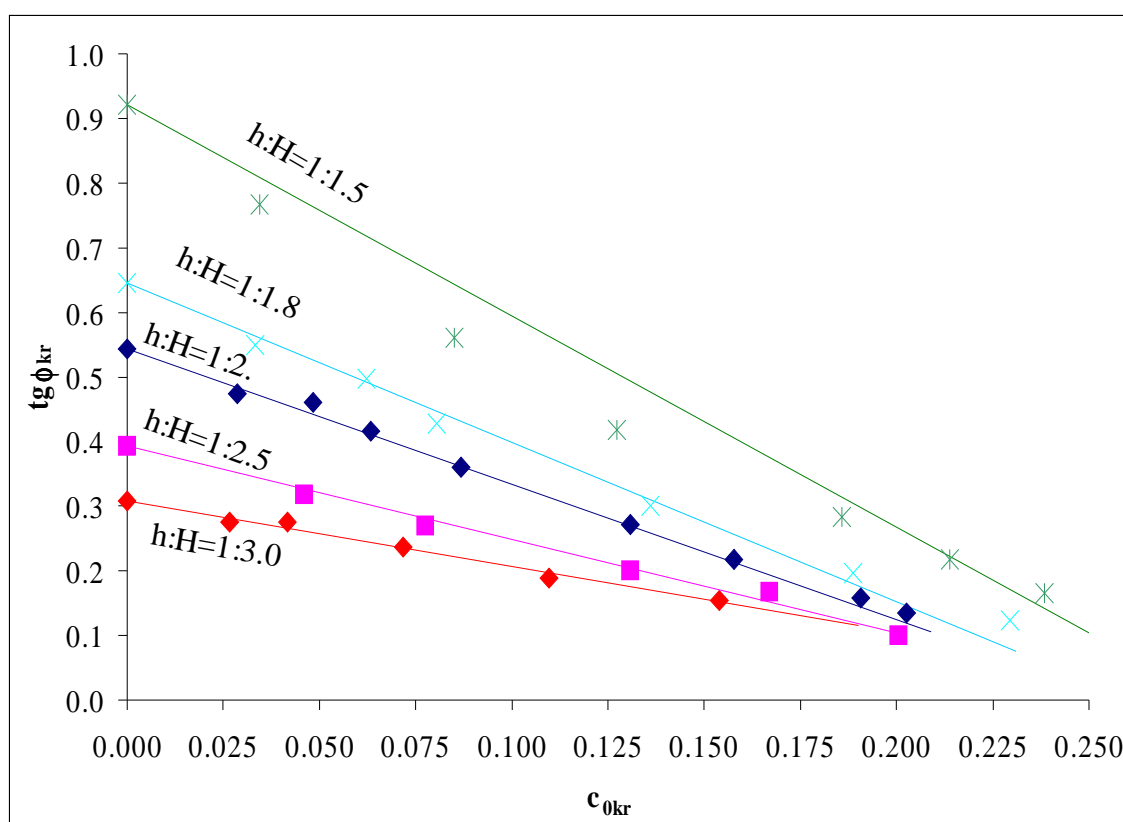
Stwierdzono, iż tradycyjna metoda obliczeniowa niejednokrotnie prowadzi do uzyskania znacznie wyższych niż analiza MES wartości współczynnika stateczności. Jest to związane z opisywanymi w Rozdziale 3.1.1.1.1 różnicami w rozkładzie odporu. Efekt ten jest tym widoczniejszy im wyższy jest uzyskiwany współczynnik stateczności. Można uznać, iż w przypadku uzyskania współczynnika stateczności SF bliskiego 1 klasyczna metoda obliczeniowa daje wyniki bliskie otrzymanym na drodze analizy numerycznej. Tak więc określanie niezbędnej głębokości wbicia ścianki z jej wykorzystaniem jest bezpieczne i jednocześnie nie prowadzi do rozwiązań nieekonomicznych. Natomiast w przypadku gdy wymagany jest wysoki współczynnik stateczności stosowanie metody klasycznej zdaniem Autora może prowadzić do oszacowań po stronie niebezpiecznej.

Niezależnie od parametrów gruntu jedyną obserwowaną formą utraty stateczności jest sztywny obrót ścianki względem jej dolnego końca. Sztywny ruch ścianki w chwili utraty stateczności wynika z faktu iż w stanie zaawansowanego plastycznego płynięcia (a w takim stanie znajduje się grunt gdy następuje utrata stateczności konstrukcji) grunt posiada znikomo małą sztywność w porównaniu ze sztywnością ścianki. Bryła odłamu ma w takiej sytuacji kształt dwóch klinów, łączących się wierzchołkami przy dolnym końcu ścianki. Ilustrację formy utraty stateczności stanowi Rys. 16.



Rys. 16 Charakterystyczna postać utraty stateczności ścianki
 a) deformacja, b) powierzchnia poślizgu c) wektory przyrostów przemieszczeń

Ilustrację wpływu kąta tarcia wewnętrznego i kohezji bezwymiarowej na stateczność ścianki przy braku obciążenia naziemu stanowi Rys. 17, przedstawiający niezbędne zagłębienie ścianki H/h w ich funkcji. Zilustrowana na nim aproksymacja liniowa zaobserwowanych zależności została wykonana przy założeniu tożsamościowej zgodności uzyskanych wyników obliczeń i wartości aproksymowanych dla ścianek zagłębionych w gruncie niespoistym ($c_{0kr}=0$). W Rozdziale 3.2 została ona wykorzystana do opracowania autorskiej metody obliczania współczynnika stateczności dla ścianek szczelnych niekotwionych.



Rys. 17 Niezbędne zagłębienie ścianki w funkcji kohezji bezwymiarowej i tangensa kąta tarcia wewnętrznego – przy braku obciążenia naziemu (punkty – wyniki obliczeń, linie ciągłe – aproksymacja liniowa otrzymanych zależności)

Zbliżone jakościowo wykresy uzyskane dla ścianki szczelnej jednokrotnie kotwionej zagłębionej w gruncie niespoistym zawiera praca Cherubiniego (2000).

Obliczenie krytycznej (tj. odpowiadającej współczynnikowi stateczności $SF=1$) głębokości wykopu (a więc również krytycznego stosunku H/h) przy założonych parametrach gruntu nastęrcza istotne trudności w analizie numerycznej (na co zwraca

uwagę praca Modaressiego i Vossoughiego (2000)). Dokładność uzyskiwanych wyników zależy od siatki dyskretyzacyjnej - krytyczna głębokość wykopu jest określana z dokładnością do wysokości pojedynczego elementu. Dlatego w niniejszej pracy zastosowano odmienne podejście. Dla przyjętych parametrów gruntu, głębokości wykopu h i wysokości ścianki H symulowano wykonanie wykopu a następnie oceniano stateczność obiektu metodą proporcjonalnej redukcji parametrów wytrzymałościowych. Parametry krytyczne gruntu, obliczone wg zależności (18) i (19) odpowiadają współczynnikowi stateczności $SF=1$.

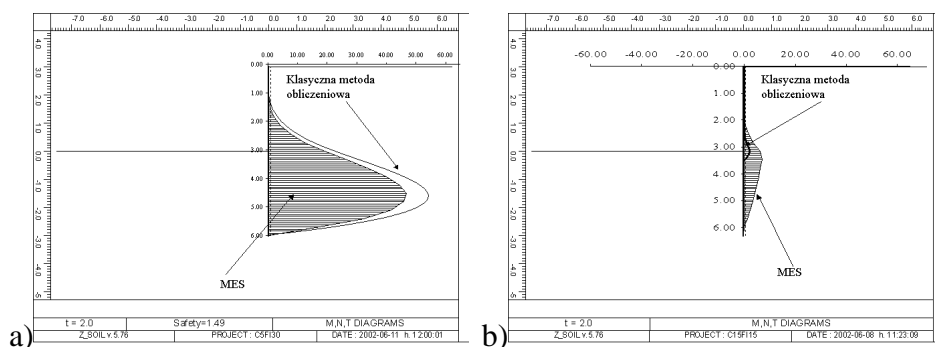
Można zauważyć, iż wpływ zagłębienia ścianki na jej stateczność jest znacznie bardziej widoczny dla gruntów sypkich niż dla spoistych (na co wskazują zbliżające się do siebie wraz ze wzrostem c_0 linie krytycznego H/h). Może wystąpić sytuacja, w której nawet znaczne zwiększenie zagłębienia ścianki podtrzymującej grunt spoisty nie spowoduje istotnej poprawy jej stateczności. Obserwacja ta jest zgodna z zaleceniem Siemińskiej – Lewandowskiej (2001), sugerującym w celu zapewnienia odpowiedniego współczynnika stateczności zwiększanie zagłębienia ścianki poniżej dna wykopu $H-h$ o około 40% wartości wystarczającej do utrzymania stateczności w przypadku ścianek zagłębionych w gruntach niespoistych oraz o około 100% w gruntach spoistych.

3.1.1.1.3 Rozkłady momentów zginających.

W dalszej części niniejszego rozdziału osobno potraktowano problem wyznaczania momentów zginających w ścianie sztywnej i w ścianie podatnej.

3.1.1.1.3.1 Przypadek ścianki sztywnej

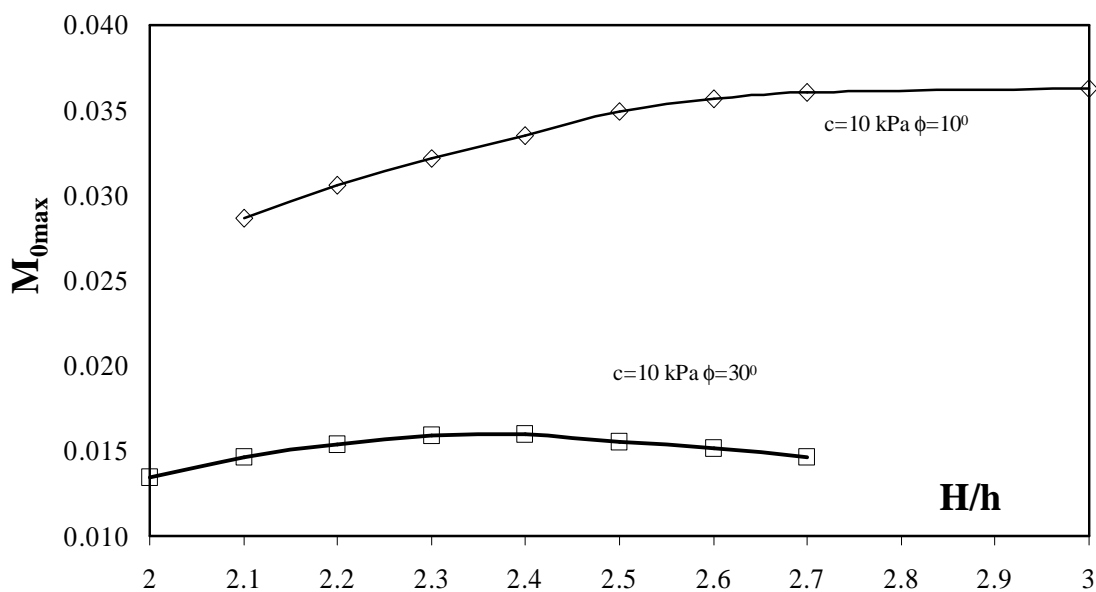
Analogicznie jak w analizie rozkładów parcia i odporu stwierdzono dobrą zgodność wyników numerycznych z teorią stanu granicznego – o ile tylko ścianka pracuje w warunkach bliskich stanowi granicznemu. W pozostałych przypadkach zaobserwowano, iż analiza numeryczna daje znacząco wyższe wartości momentów zginających. Zjawisko to jest wywołane zawyżaniem wartości odporu przez klasyczną metodę obliczeniową. Tak więc klasyczna metoda obliczeniowa prowadzi do uzyskiwania w tym wypadku wyników leżących po stronie niebezpiecznej.



Rys. 18 Przykładowe wykresy momentów zginających: a) dla ścianki w stanie granicznym, b) dla ścianki pracującej w warunkach odległych od stanu granicznego.

Zaobserwowano, iż maksymalną wartość moment zginający osiąga nieco poniżej poziomu dna wykopu – w miejscu w którym wypadkowe siły parcia i odporu działające na położoną wyżej część ścianki równoważą się. Tak więc zadaniem Autora niewłaściwe jest zalecane w pracy Dembickiego i Tejchmana (1981) uznawanie momentu zginającego na poziomie dna wykopu jako miarodajnego do wymiarowania ścianki na zginanie. Podejście takie może powodować nawet kilkukrotne niedoszacowanie maksymalnego momentu zginającego – co jest wyraźnie widoczne na Rys. 18. Obserwacja ta jest zgodna z wnioskowaniem opartym o własności wykresów sił przekrojowych – maksymalna wartość momentu zginającego występuje w miejscu zerowania się siły poprzecznej (siła poprzeczna jest pochodną momentu zginającego po długości belki) co z kolei nie może nastąpić na poziomie dna wykopu gdyż na odcinku ścianki powyżej dna wykopu nie występują obciążenia działające w kierunku „od wykopu” przy jednocześnie działającym w kierunku „do wykopu” parciu gruntu.

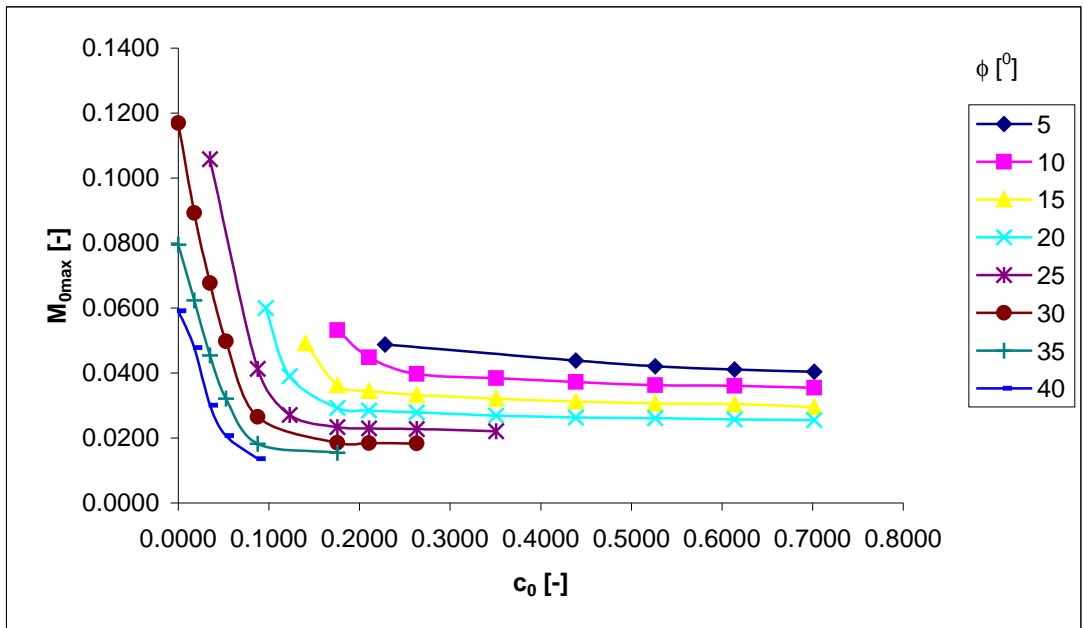
Stwierdzono, iż zwiększanie głębokości wbicia ścianki może prowadzić zarówno do wzrostu jak i do spadku wielkości momentów zginających. Tak więc niewłaściwe jest wbijanie ścianki na głębokość większą niż wymagana z uwagi na jej stateczność (z uwzględnieniem odpowiedniego zapasu bezpieczeństwa). Zjawisko ilustruje zamieszczony poniżej wykres, przedstawiający zależność wartości maksymalnego momentu zginającego od głębokości wbicia dla modelowej ścianki sztywnej o $h=3\text{m}$, podtrzymującej grunt o $\gamma=19\text{ kN/m}^3$ różniący się parametrami wytrzymałościowymi.



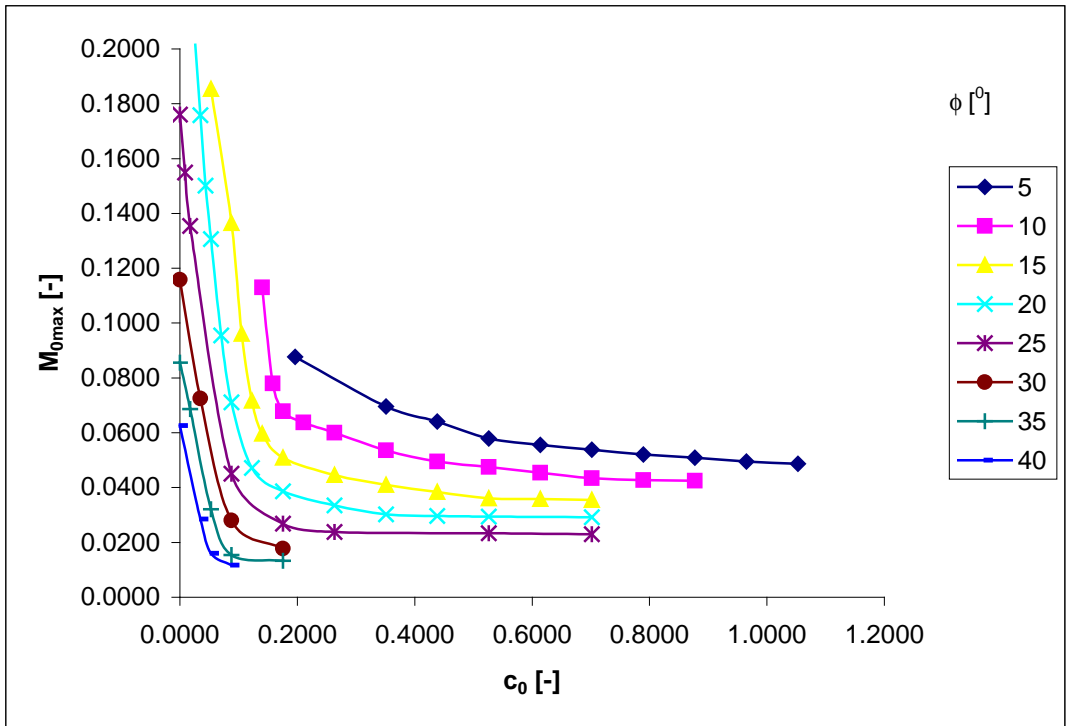
Rys. 19 Wykres wpływu głębokości wbicia ścianki na uzyskiwane wartości momentów zginających (dla ścianki modelowej).

Przykład obliczeniowy wykazujący możliwość wzrostu momentów zginających w ściance wraz ze wzrostem jej zagłębienia można znaleźć w pracy Onera i in. (1997).

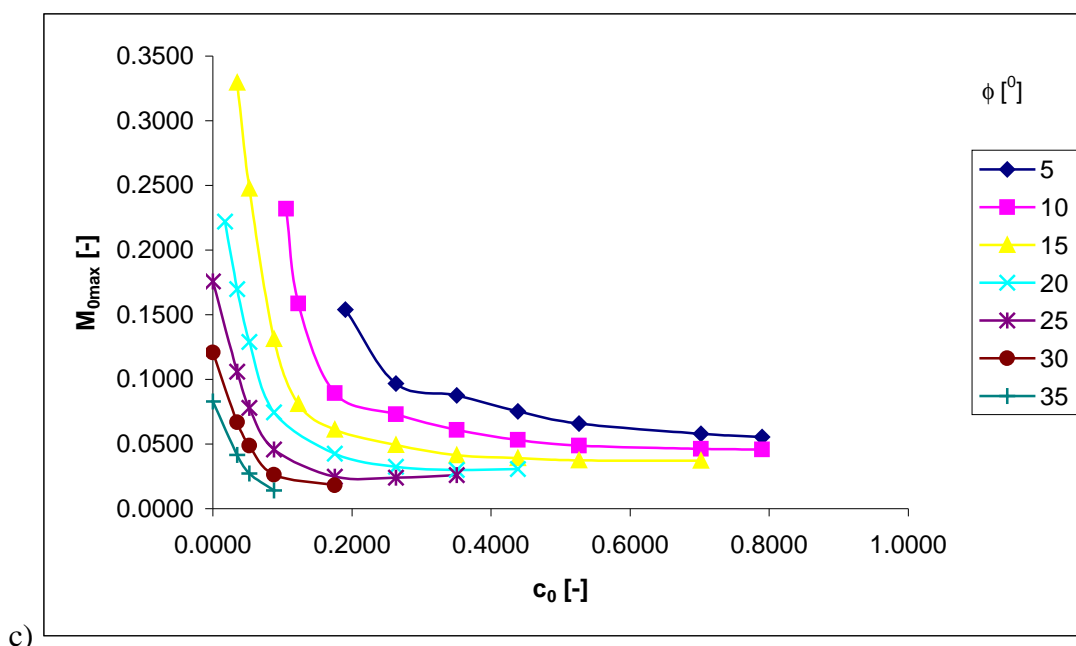
Zamieszczone poniżej wykresy umożliwiają odczytanie wartości maksymalnego bezwymiarowego momentu zginającego w funkcji kohezji bezwymiarowej i kąta tarcia wewnętrznego dla ścianek o różnym stosunku H/h (przy założeniu iż podtrzymują one grunt normalnie skonsolidowany o K_0 danym wzorem (30)). Analogiczne wykresy dla ścianek podtrzymujących grunt o $K_0=1$ są zamieszczone w Rozdziale 3.1.1.2.1



a)



b)



Rys. 20 Maksymalny bezwymiarowy moment zginający M_{0max} w funkcji kohezji bezwymiarowej i kąta tarcia wewnętrznego – dla ścianek o różnym stosunku $h:H$ podtrzymujących grunt normalnie skonsolidowany a) $h:H=1:2$ b) $h:H=1:2.5$ c) $h:H=1:3$

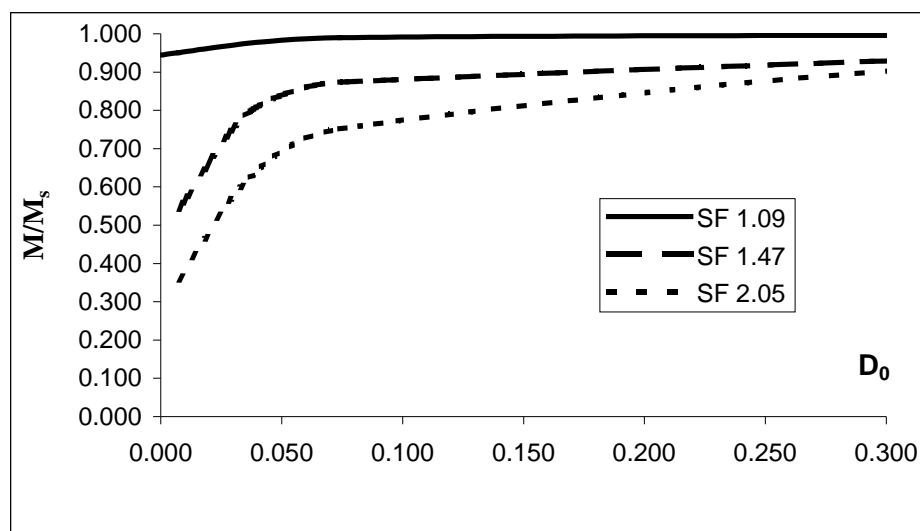
3.1.1.3.2 Przypadek ścianki podatnej

Stwierdzono istotny wpływ sztywności bezwymiarowej D_0 na uzyskiwane wielkości momentów zginających. Eksperyment numeryczny wykazał, iż wraz ze wzrostem sztywności D_0 rosną również wartości momentów zginających. Jest to zależność typu asymptotycznego, zmierzająca przy $D_0 \rightarrow \infty$ do wartości maksymalnej, charakteryzującej ściankę sztywną.

Wpływ ten jest tym większy, im wyższy jest współczynnik stateczności charakteryzujący ściankę. Nie stwierdzono różnic we wpływie sztywności na wartości momentów zginających w zależności od stosunku kąta tarcia wewnętrznego do kohezji gruntu podtrzymywanego przez ściankę. W takiej sytuacji postawiono hipotezę, iż wpływ sztywności D_0 na wielkości momentów zginających zależy od tego jak daleko od stanu granicznego pracuje analizowany obiekt.

Jako miarę odległości od stanu granicznego przyjęto współczynnik stateczności SF. Uzyskane wyniki przedstawia Rys. 21, na którym jako miarę wpływu sztywności

ścianki na uzyskiwane wielkości momentów zginających przyjęto stosunek momentu zginającego M uzyskanego dla ścianki o założonej sztywności D_0 do momentu zginającego M_s charakteryzującego ściankę sztywną.



Rys. 21 Wykres zależności M/M_s od sztywności bezwymiarowej D_0

Tak więc uwzględnianie rzeczywistej sztywności ścianki (zamiast teoretycznego przyjęcia ścianki idealnie sztywnej) prowadzi w sytuacji ścianek pracujących w warunkach odległych od stanu granicznego do istotnej redukcji wielkości momentów zginających, co z kolei umożliwia bardziej racjonalne i ekonomiczne projektowanie. Jest to szczególnie ważne wobec dostępności grodzic wykonywanych z materiałów znacznie różniących się właściwościami sprężystymi (np. z tworzyw sztucznych i stali) – o module Younga różniącym się o kilka rzędów wielkości. Zgodnie z danymi przytaczanymi przez Reszkę i Borysa (2001) Moduł Younga dla PCV wynosi od 1.4 GPa do 3.1 GPa, Bugajny (2006) podaje wartość średnią 2.3 GPa - są to wielkości prawie 100 razy mniejsze od przyjmowanych dla stali (200 GPa).

Zdaniem Autora użycie modelu Coulomba – Mohra w przypadku wykorzystania wartości modułu Younga gruntu E_g określonego standardowo jak dla celów fundamentowania prowadzi do uzyskania zawyżonych (czyli będących po stronie bezpiecznej) wartości momentów zginających. Wniosek ten wypływa z obserwacji podanej przez Siemińską-Lewandowską (2001) - najlepszą zgodność obliczonych i pomierzonych przemieszczeń poziomych ścianki uzyskano dla większych (nawet

kilkukrotnie) wartości E_g niż określonych standardowo. Z faktu iż $\frac{\partial(M/M_s)}{\partial D_0} > 0$ oraz

$\frac{\partial D_0}{\partial E_g} < 0$ wynika że $\frac{\partial(M/M_s)}{\partial E_g} < 0$ czyli użycie zawyżonego E_g prowadzi do wzrostu

uzyskiwanych wartości momentu zginającego. Należy podkreślić iż koszt badań podłoża gruntowego ukierunkowanych na poprawne zidentyfikowanie jego sztywności jest nieznaczny w porównaniu z możliwymi do osiągnięcia oszczędnościami (zmniejszenie wartości momentów zginających umożliwia znaczną redukcję przekroju ścianki) – na co zwraca uwagę Siemińska-Lewandowska (2006).

Rozwiązaniem problemu poprawnego zidentyfikowanie sztywności gruntu może być też wykorzystanie postulowanej przez Gryczmańskiego (2005) zmienności E_g wraz z głębokością.

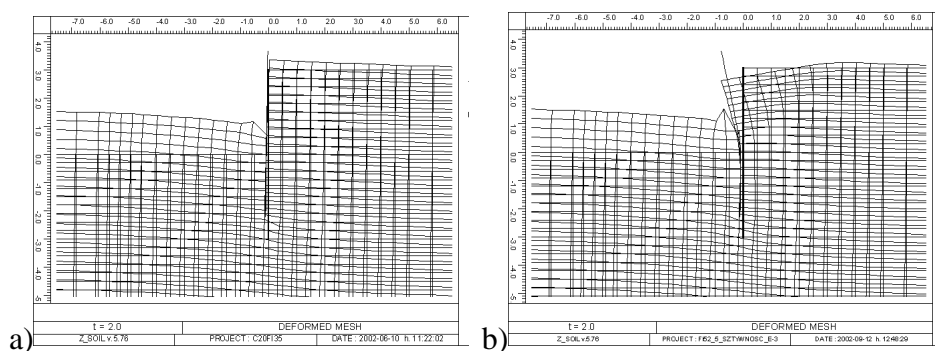
Należy zauważyć iż klasyczna metoda obliczeniowa nie daje możliwości uwzględnienia wpływu sztywności ścianki, tak więc może dawać zarówno zaniżone (w przypadku ścianek sztywnych) jak i zawyżone (w przypadku ścianek wiotkich) wielkości momentów zginających. Zdaniem Autora nie jest możliwe jednoznaczne określenie (w odniesieniu do ścianek wiotkich pracujących w warunkach odległych od stanu granicznego) w jakich sytuacjach stosowanie klasycznej metody obliczeniowej prowadzi do uzyskania wyników leżących po stronie bezpiecznej a w jakich po niebezpiecznej.

3.1.1.1.4 Rozkłady przemieszczeń

Znajomość przemieszczeń elementów ścianek oraz gruntu w ich pobliżu odgrywa szczególną rolę w przypadku oceniania wpływu wykonanego wykopu na sąsiednie budynki. Zalecane jest porównanie otrzymanych wartości przemieszczeń konstrukcji budynków w sąsiedztwie wykopu z wartościami dopuszczalnymi (szczegółowe zasady wraz z orientacyjnymi wartościami przemieszczeń dopuszczalnych można znaleźć w pracy Kotlickiego i Wysokińskiego (2002)). Należy podkreślić iż oprócz przemieszczeń pionowych i poziomych ograniczeniom mogą też podlegać przemieszczenia kątowe oraz różnice przemieszczeń (np. odchylenie od poziomu torów kolejowych lub tramwajowych czy też odchylenia od pionu obiektów wysokich).

Należy podkreślić iż przemieszczenia ścianki są złożeniem ruchu sztywnego (przesunięcia i obrotu) oraz ugięcia.

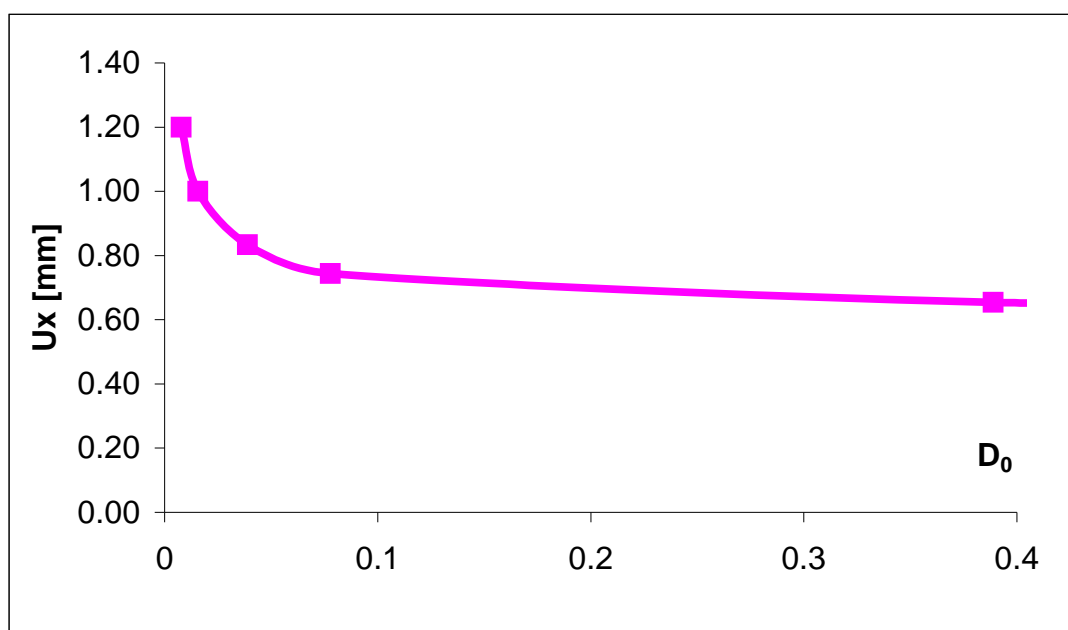
Zaobserwowano trzy charakterystyczne przypadki postaci deformacji obiektu. Dla ścianek sztywnych pracujących w warunkach odległych od stanu granicznego dominują przemieszczenia pionowe, wywołane odprężeniem gruntu pod dnem wykopu (Rys. 22 a)). Przemieszczenia poziome są dużo mniejsze. Odwrotna sytuacja występuje dla ścianek wiotkich – w tym przypadku dominują przemieszczenia poziome, wywołane ugięciem ścianki (Rys. 22 b)). W przypadku ścianek pracujących w warunkach bliskich stanowi granicznemu typową postacią deformacji jest sztywny obrót względem dolnego końca ścianki, z wyraźnie widocznym tworzącymi się klinami odłamu (przy widocznym zapadaniu się naziomu i wypiętrzaniu dna wykopu w obrębie strefy klinów odłamu) - zbliżony do mechanizmu utraty stateczności przedstawionego na Rys. 16. Obserwowane jest również przesunięcie poziome (w kierunku wykopu) i pionowe (do góry) całej ścianki. Przesunięcie pionowe jest związane z odprężeniem gruntu na skutek wykonania wykopu.



Rys. 22 Charakterystyczne przypadki deformacji ścianki pracującej w warunkach odległych od stanu granicznego: a) sztywnej, b) wiotkiej.

Zaobserwowano znaczny wpływ sztywności bezwymiarowej D_0 na uzyskiwane przemieszczenia poziome górnego końca ścianki. Jest to zależność nieliniowa, co wywołane jest wpływem sztywności ścianki na rozkłady momentów zginających, omawianym w Rozdziale 3.1.1.1.3.2. Wpływ sztywności D_0 na uzyskiwane przemieszczenia jest widoczny zwłaszcza dla ścianek wiotkich. Dla ścianek sztywnych wpływ ten jest mało widoczny – co pozwala stwierdzić iż przemieszczenia ścianek sztywnych wynikają głównie z ruchu sztywnego (obrotu i przesunięcia) a nie ugięć. W

przypadku ścianek wiotkich obserwowane są obydwie przyczyny przemieszczeń (ruch sztywny i ugięcia). Opisywane zależności ilustruje Rys. 23.



Rys. 23 Zależność przemieszczeń poziomych górnego końca ścianki od sztywności D_0 dla ścianki modelowej o $H=6$ m $h=3$ m podtrzymującej grunt o $\phi=20^\circ$, $c=10$ kPa, $\gamma=19$ kN/m³

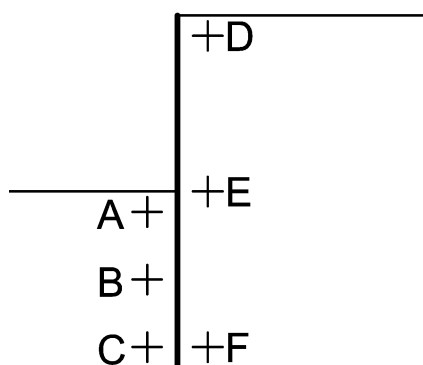
Największe przemieszczenie poziome obserwuje się w górnym końcu ścianki.

Zdaniem Autora błędne jest założenie, iż dolny koniec ścianki nie przemieszcza się. Analogiczną informację zawiera normatyw amerykański [17]. W przypadku ścianki sztywnej, pracującej w warunkach odległych od stanu granicznego obserwuje się przemieszczenia poziome dolnego końca ścianki o wielkościach zbliżonych do przemieszczeń górnego końca (ścianka przesuwa się wraz z masywem gruntowym w kierunku bliskim do poziomego). Błędne jest również założenie o zerowym kącie obrotu dolnego końca ścianki (zwłaszcza gdy ścianka pracuje w warunkach bliskich stanowi granicznemu). Tak więc zdaniem Autora nie jest właściwe określenie wielkości przemieszczeń ścianki klasycznymi metodami mechaniki budowli (na przykład z wykorzystaniem wzoru Maxwella – Mohra lub metodą Clebscha) gdyż wymagają one przyjęcia „a priori” warunków brzegowych (znanych wartości przemieszczeń lub kątów ugięcia) – nie uwzględniają ruchu sztywnego ścianki.

Orientacyjnie można przyjmować że przemieszczenia naziomu mają miejsce w strefie o szerokości w przybliżeniu dwukrotnej głębokości wykopu, co jest zgodne z obserwacjami zawartymi w pracy Michalak i in. (198), natomiast Kotlicki i Wysokiński (2002) podają większy (do czterokrotnej głębokości wykopu) zasięg strefy wpływu wykopu. Grzegorzewicz (2005) różnicuje zasięg strefy wpływu wykopu w zależności od rodzaju gruntu oraz dzieli ją na strefę bezpośredniego (zasięg od połowy głębokości wykopu w piaskach do głębokości wykopu w iłach) i pośredniego (od dwukrotnej głębokości wykopu w piaskach do pięciokrotnej w iłach) oddziaływania.

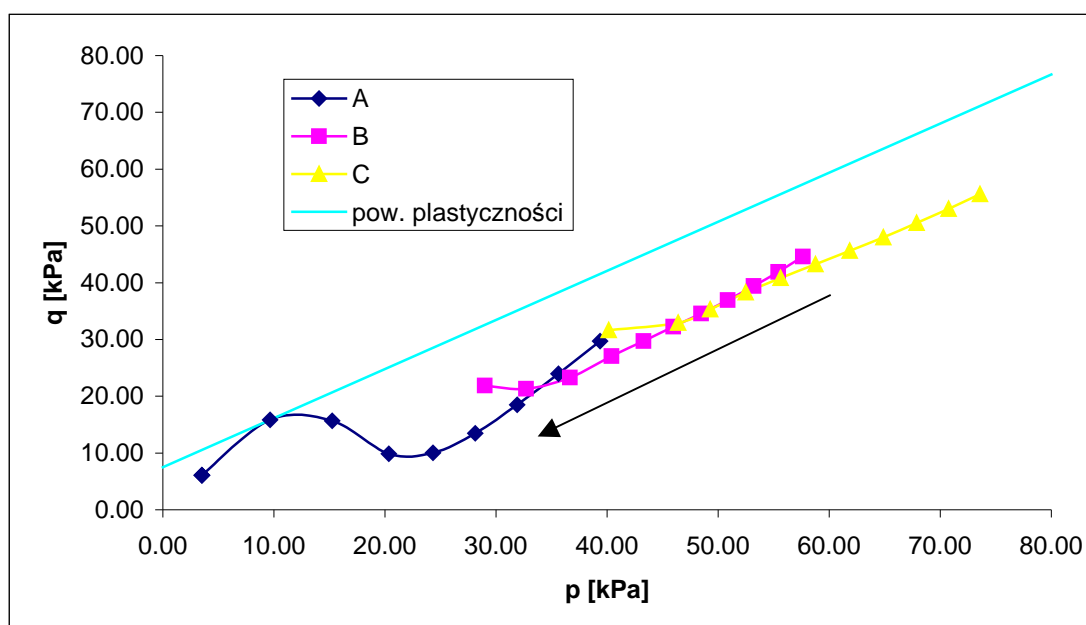
3.1.1.1.5 Ścieżki naprężeń oraz rozwój stref plastycznych

W dalszej części niniejszego rozdziału przedstawia się wyniki analizy przebiegu ścieżek naprężeń w gruncie w trakcie wykonywania wykopu zabezpieczonego sztywną ścianką szczelną. Uzyskane wyniki zaprezentowano w przestrzeni niezmienników $p - q$ (gdzie $q = \sqrt{3J_2}$ $p = -\frac{I_1}{3}$), osobno dla punktów położonych w różnych strefach zarówno po stronie wykopu jak po stronie naziomu. Ze względu iż powierzchnia plastyczności modelu Coulomba – Mohra nie może być jednoznacznie przedstawiona w przestrzeni $p - q$ zaprezentowane w dalszej części rozdziału obliczenia wykonano z wykorzystaniem modelu Druckera – Pragera z warunkiem „cut – off”. Prezentowane wyniki uzyskano w analizie dwóch ścianek sztywnych o $h=3$ m i $H=6$ m podtrzymujących grunt o tym samym ciężarze objętościowym $\gamma=19$ kN/m³ lecz różnych parametrach wytrzymałościowych (ścianka pracująca w warunkach odległych od stanu granicznego $c=5$ kPa $\phi=30^\circ$ co daje SF=1.50 oraz ścianka pracująca w warunkach bliskich stanowi granicznemu $c=5$ kPa $\phi=20^\circ$ co daje SF=1.10).

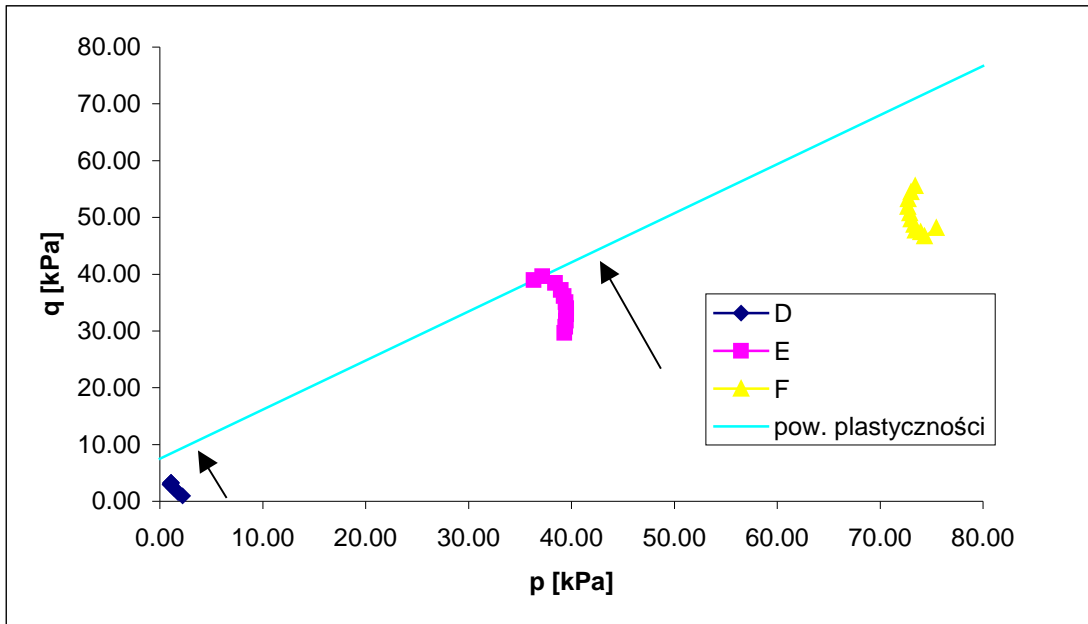


Rys. 24 Rozmieszczenie punktów wybranych do analizy ścieżek naprężeń.

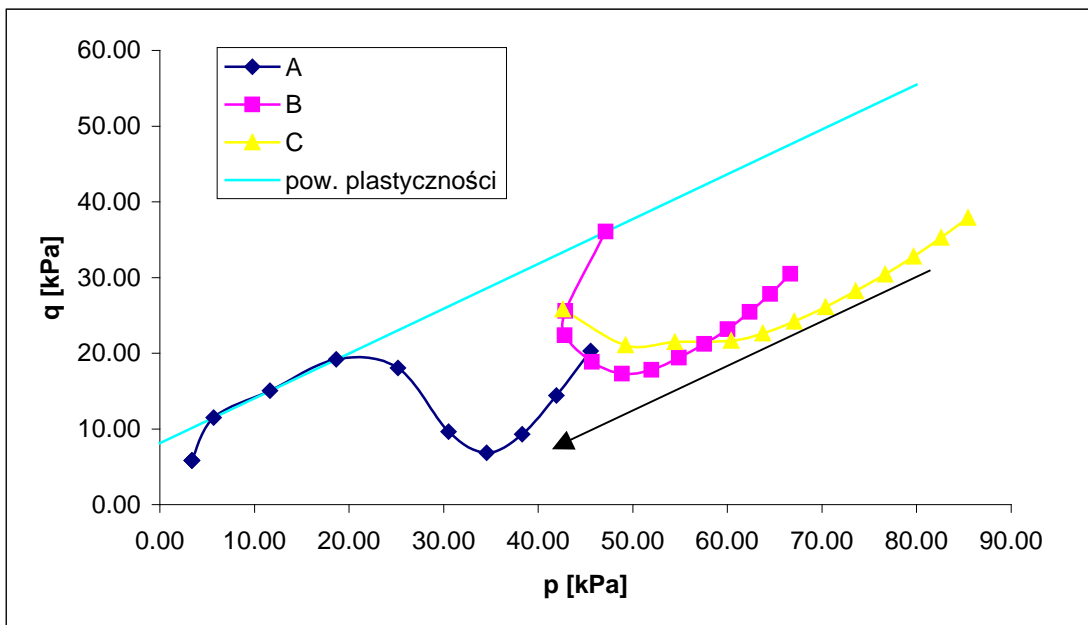
Na zamieszczonych poniżej wykresach strzałką zaznaczono kierunek przebiegu ścieżek naprężeń w czasie wykonywania wykopu.



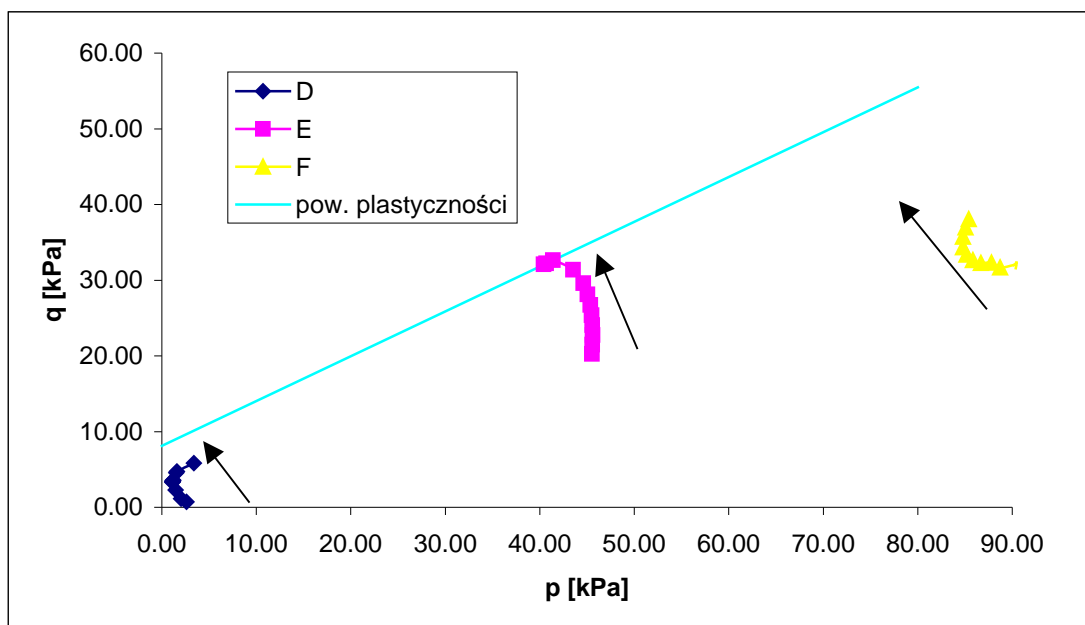
Rys. 25 Ścieżki naprężeń w przestrzeni $p - q$ dla punktów położonych po stronie wykopu dla ścianki pracującej w warunkach odległych od stanu granicznego



Rys. 26 Ścieżki naprężeń w przestrzeni $p - q$ dla punktów położonych po stronie naziomu dla ścianki pracującej w warunkach odległych od stanu granicznego



Rys. 27 Ścieżki naprężeń w przestrzeni $p - q$ dla punktów położonych po stronie wykopu dla ścianki pracującej w warunkach bliskich stanowi granicznego



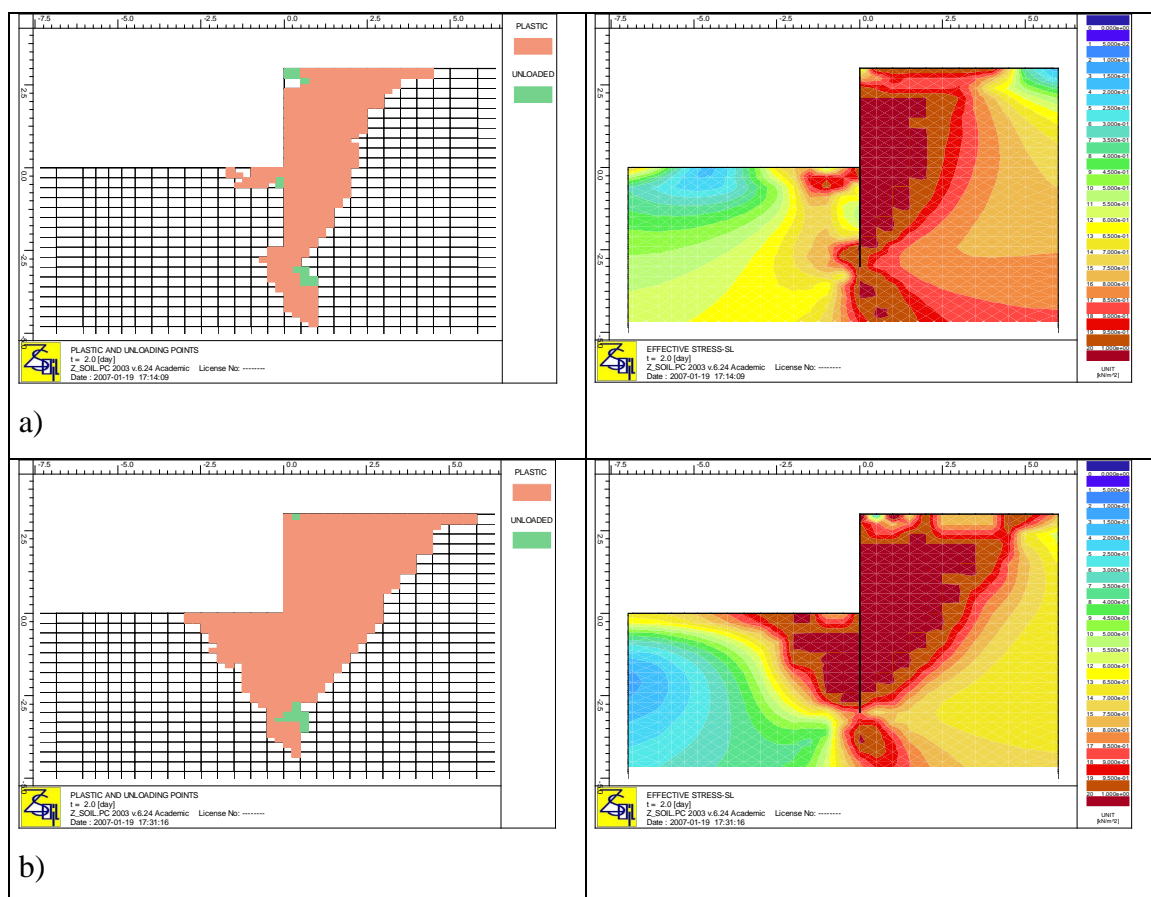
Rys. 28 Ścieżki naprężeń w przestrzeni $p - q$ dla punktów położonych po stronie naziomu dla ścianki pracującej w warunkach bliskich stanowi granicznego

Stwierdzono iż po stronie wykopu dominują procesy odciążenia, związane z usuwaniem gruntu w strefie wykopu. Ścieżki naprężeń zbliżają się do powierzchni plastyczności. W przypadku ścianki pracującej w warunkach odległych od stanu granicznego powierzchnię plastyczności osiągnęła wyłącznie ścieżka w punkcie A. Dla ścianki pracującej w warunkach bliskich stanowi granicznemu powierzchnię plastyczności osiągnęły ścieżki naprężeń w punktach A i B. Tak więc można przyjąć iż proces plastycznego płynięcia gruntu po stronie wykopu rozpoczyna się w jego górnej strefie, stopniowo obejmując strefy położone głębiej pod dnem wykopu. Dla ścianki pracującej w warunkach odległych od stanu granicznego ścieżki naprężeń dochodzą do powierzchni plastyczności w punkcie D.

Dla ścianek pracujących w warunkach odległych od stanu granicznego strefy plastyczne występują głównie po stronie naziomu. Są to strefy o maksymalnym zasięgu poziomym zbliżonym do głębokości wykopu. Mniejsze strefy plastyczne występują po stronie wykopu (płytko pod jego dnem) i w rejonie dolnego końca ścianki. W rejonach uplastycznionych koncentrują się strefy w których stwierdzono pełne wykorzystanie nośności gruntu (wytężenie bliskie 1).

W przypadku ścianki pracującej w warunkach bliskich stanowi granicznemu strefy plastyczne obejmują całe powstające kliny odłamu, zarówno po stronie naziomu jak i wykopu.

Widoczny na Rys. 29 znaczny zasięg stref uplastycznienia jest zgodny z obserwacją Siemińskiej – Lewandowskiej (2001) podającej iż jest on znacznie większy niż w zagadnieniu współpracy fundamentu bezpośredniego z podłożem.



Rys. 29 Strefy uplastycznienia i izoliny wyężenia gruntu po wykonaniu wykopu a) dla ścianki pracującej w warunkach odległych od stanu granicznego b) dla ścianki w warunkach bliskich stanowi granicznemu

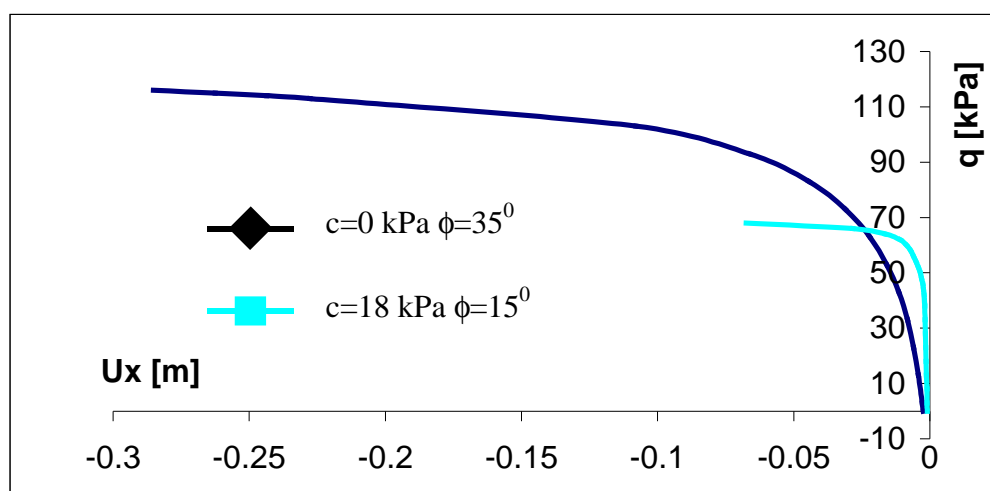
3.1.1.1.6 Wpływ obciążenia naziomu

Przeprowadzono eksperyment numeryczny polegający na analizie około 300 ścianek (różniących się stosunkiem h/H) podtrzymujących grunt o różnych parametrach wytrzymałościowych. Równomiernie rozłożone obciążenie naziomu przykładano po zasymulowaniu wykonania wykopu, aż do wartości powodującej utratę stateczności ścianki (analiza nośności granicznej). W celu oceny wpływu obciążenia naziomu mniejszego od krytycznego na stateczność ścianki proces przykładania obciążenia

przerywano kilkakrotnie analizą stateczności. Wielkości uzyskanego obciążenia krytycznego porównano z otrzymanymi klasyczną metodą obliczeniową.

Zaobserwowano iż wzrost obciążenia naziomu prowadzi do spadku współczynnika stateczności aż do uzyskania nośności granicznej i utraty stateczności a wraz ze wzrostem obciążenia rosną wielkości momentów zginających w ścianie – co jest zgodne z intuicyjnym wnioskowaniem opartym o praktykę inżynierską.

Uzyskane krzywe obciążenie – przemieszczenie (w szczególności obciążenie – przemieszczenie pionowe naziomu i obciążenie – przemieszczenie poziome ścianki) są zależnościami typu nieliniowego, co jest widoczne szczególnie gdy obciążenie zbliża się do wielkości obciążenia krytycznego – jest to konsekwencja przyjęcia sprężysto – plastycznego modelu gruntu.

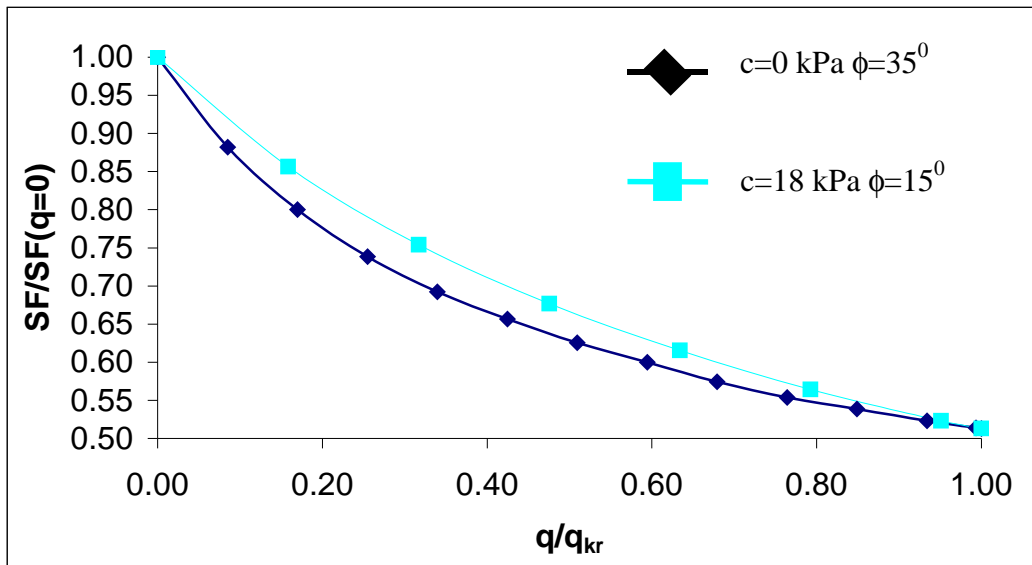


Rys. 30 Zależność przemieszczenia poziomego górnego końca ścianki od obciążenia dla modelowych ścianek ($H=8$ m, $h=3$ m, $\gamma=19$ kN/m³)

Uzyskana zależność współczynnika stateczności od obciążenia naziomu (Rys. 31) jest silnie nieliniowa - z uwagi na kierunek wypukłości interpolacja liniowa pomiędzy $SF(q=0)$ i $SF(q=q_{kr})=1$ jest podejściem po stronie niebezpiecznej (prowadzi do uzyskania zawyżonych wartości współczynnika stateczności) i nie powinna być stosowane.

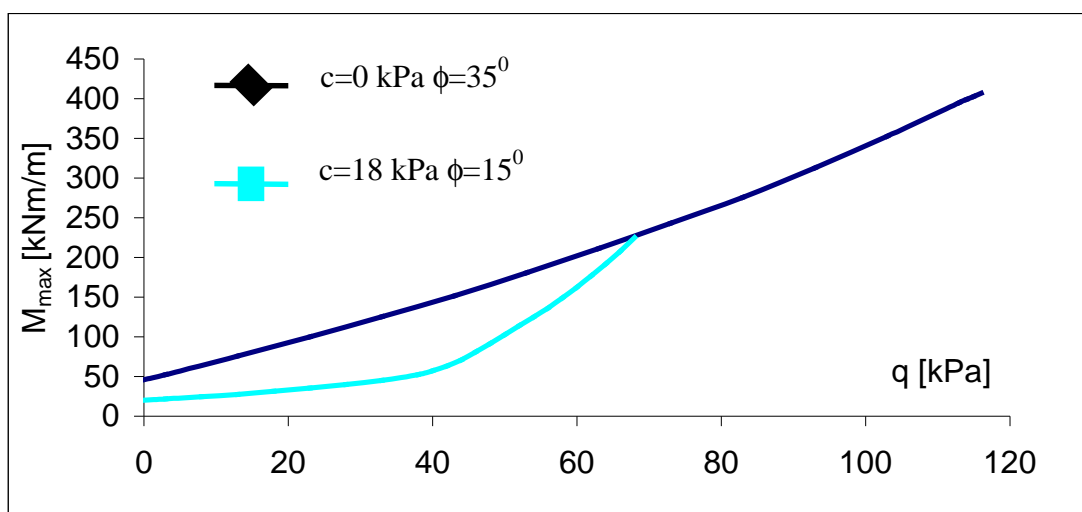
Nie stwierdzono zauważalnego wpływu obciążenia naziomu na postać utraty stateczności. Tak samo jak w przypadku braku obciążenia jedyną obserwowaną postacią utraty stateczności jest obrót ścianki względem jej dolnego punktu z tworzącymi

wyraźnymi dwoma klinami odłamu (od strony naziomu i od strony wykopu) – jak na Rys. 16.



Rys. 31 Zależność współczynnika stateczności od obciążenia dla modelowych ścianek ($H=8 \text{ m}$, $h=3\text{m}$, $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$)

Zależność momentu zginającego od obciążenia naziomu jest bliska liniowej dla gruntów niespoistych i silnie nieliniowa dla gruntów spoistych. Stosowanie interpolacji liniowej pomiędzy znanymi wartościami momentu zginającego dla obciążenia granicznego i dla naziomu nieobciążonego prowadzi do uzyskania zawyżonych wartości momentu zginającego odpowiadającego obciążeniu niższemu od krytycznego, jest więc podejściem po stronie bezpiecznej (jednak nieekonomicznym, zwłaszcza w przypadku ścianki podtrzymującej grunt niespoisty gdzie opisywana nieliniowość jest najbardziej widoczna).

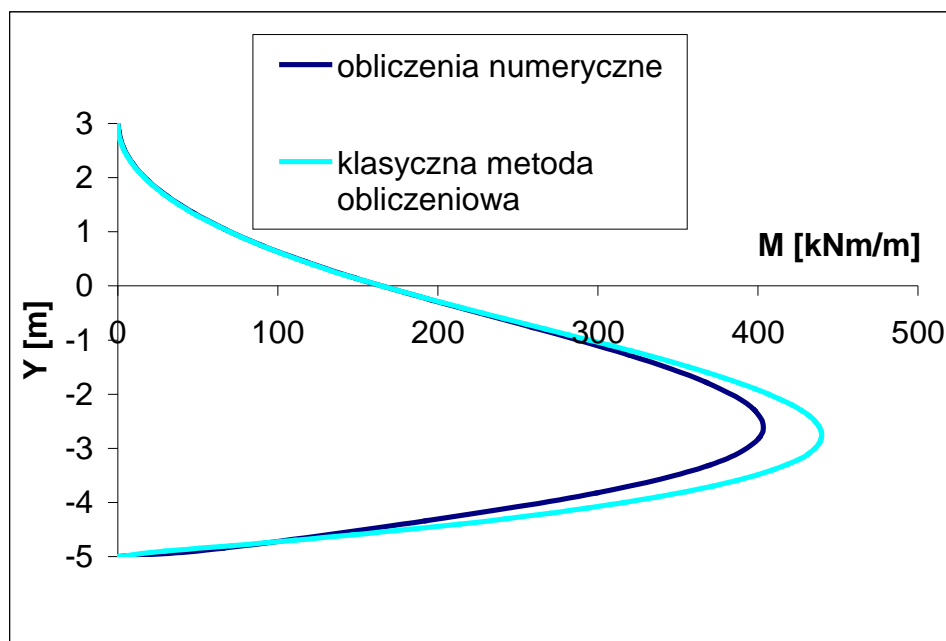


Rys. 32 Zależność maksymalnego momentu zginającego od obciążenia dla modelowych ścianek ($H=8$ m, $h=3$ m, $\gamma=19$ kN/m³)

Jeżeli ścianki zagłębione w gruncie o różnych parametrach wytrzymałościowych charakteryzują się takim samym współczynnikiem stateczności przy braku obciążenia naziomu to większą wartość obciążenia krytycznego uzyskuje się w przypadku ścianki zagłębionej w gruncie mniej spoistym

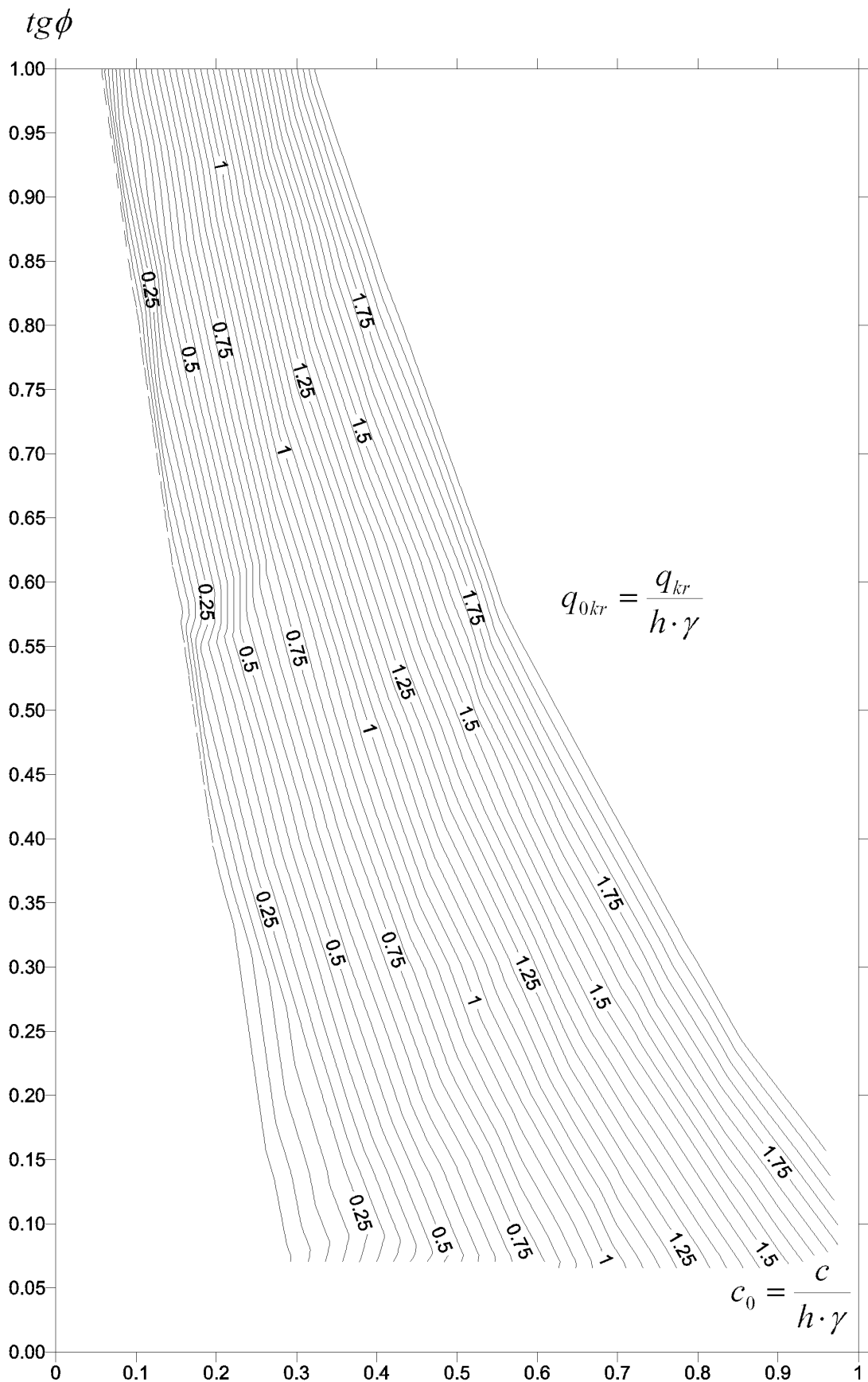
Wartość obciążenia krytycznego oszacowana numerycznie wykazuje bardzo dobrą zgodność (różnice do 5%) z otrzymaną klasyczną metodą obliczeniową (czyli wartością obciążenia naziomu prowadzącą do równowagi momentów wywołanych parciem granicznym i odporem granicznym).

Wielkości uzyskiwanych klasyczną metodą obliczeniową momentów zginających przy obciążeniu krytycznym wykazują dobrą zgodność z uzyskanymi na drodze analizy numerycznej – zarówno co do wartości jak i co do kształtu ich wykresu.

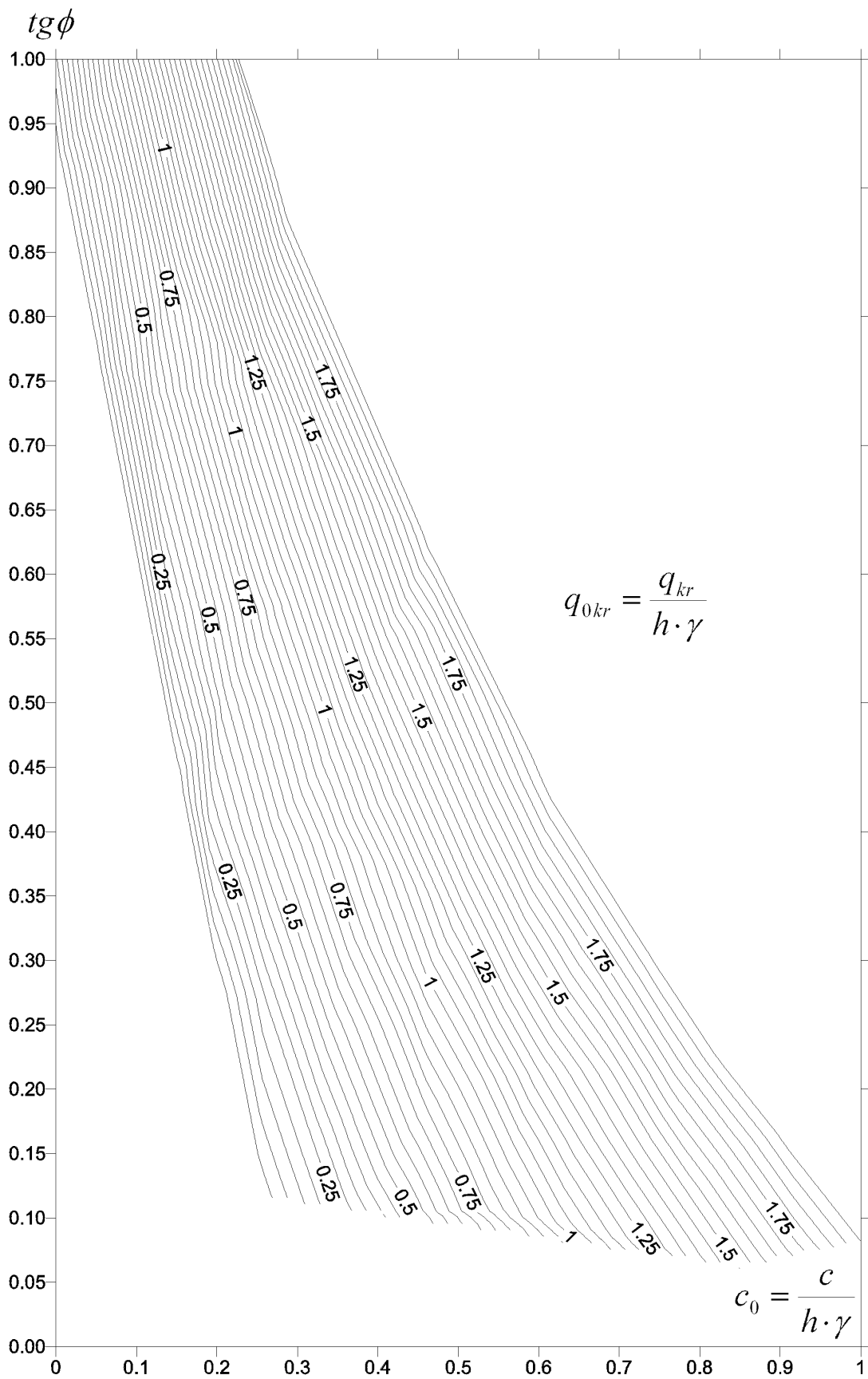


Rys. 33 Wykres momentu zginającego dla modelowej ścianki szczelnej ($c=0$ kPa, $\phi=35^0$, $H=8$ m, $h=3$ m) w stanie granicznym przy $q_{kr}=116$ kPa

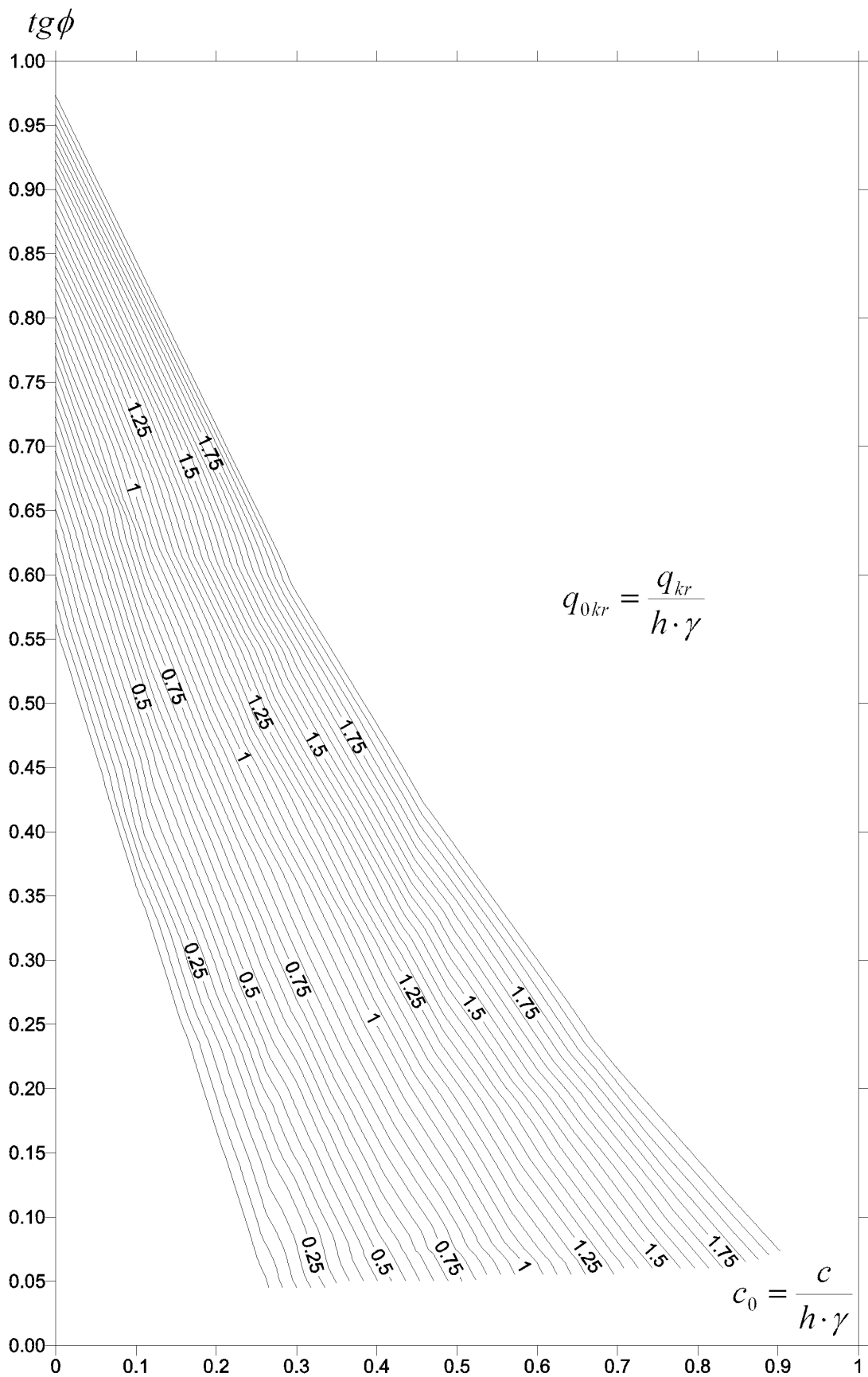
Zamieszczone poniżej wykresy umożliwiają odczytanie wartości obciążenia krytycznego dla ścianek o różnym stosunku $h:H$



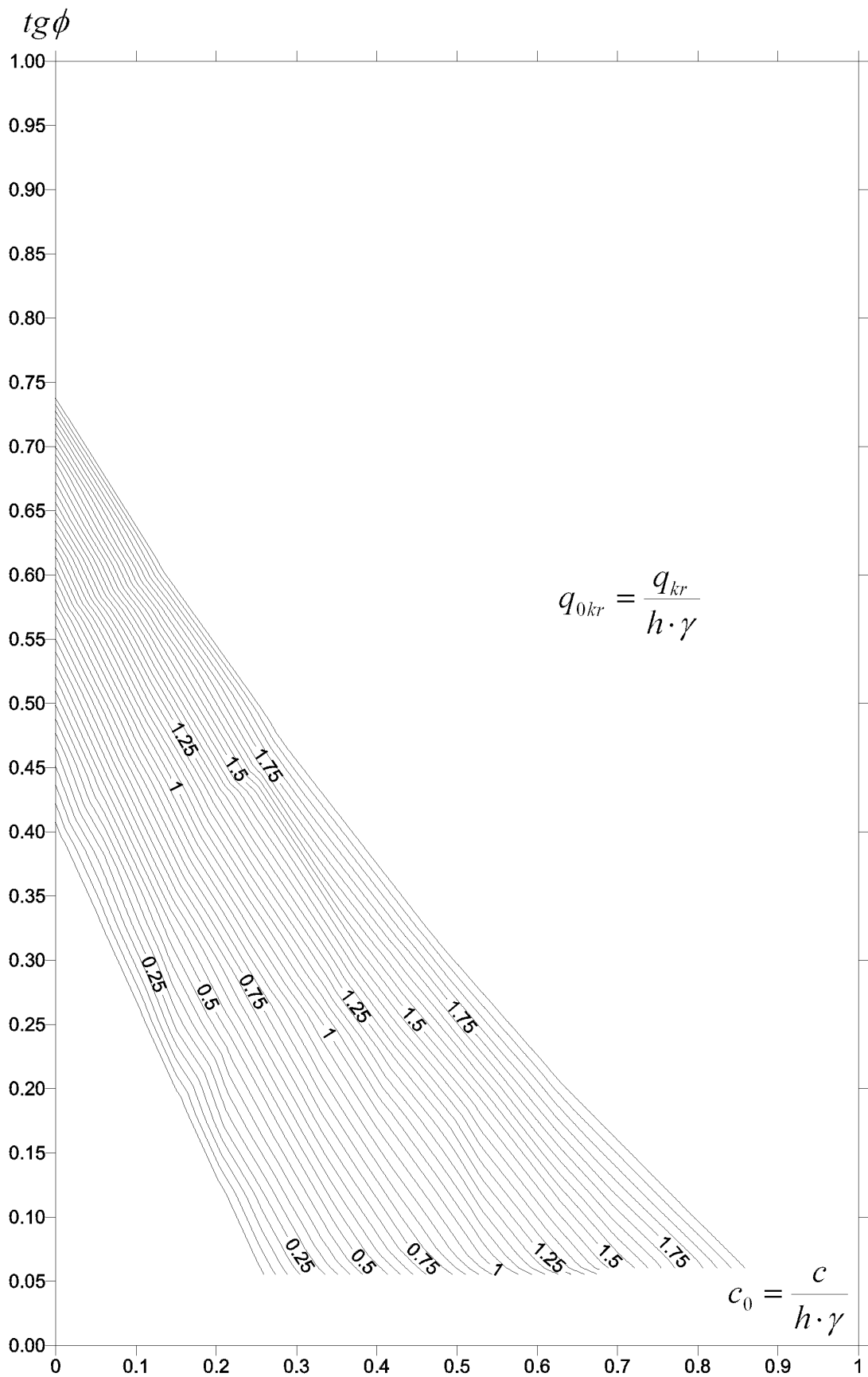
Rys. 34 Izolinie q_{0kr} w funkcji tangensa kąta tarcia wewnętrznego i kohezji bezwymiarowej dla ścianek o $h:H=1:1.33$



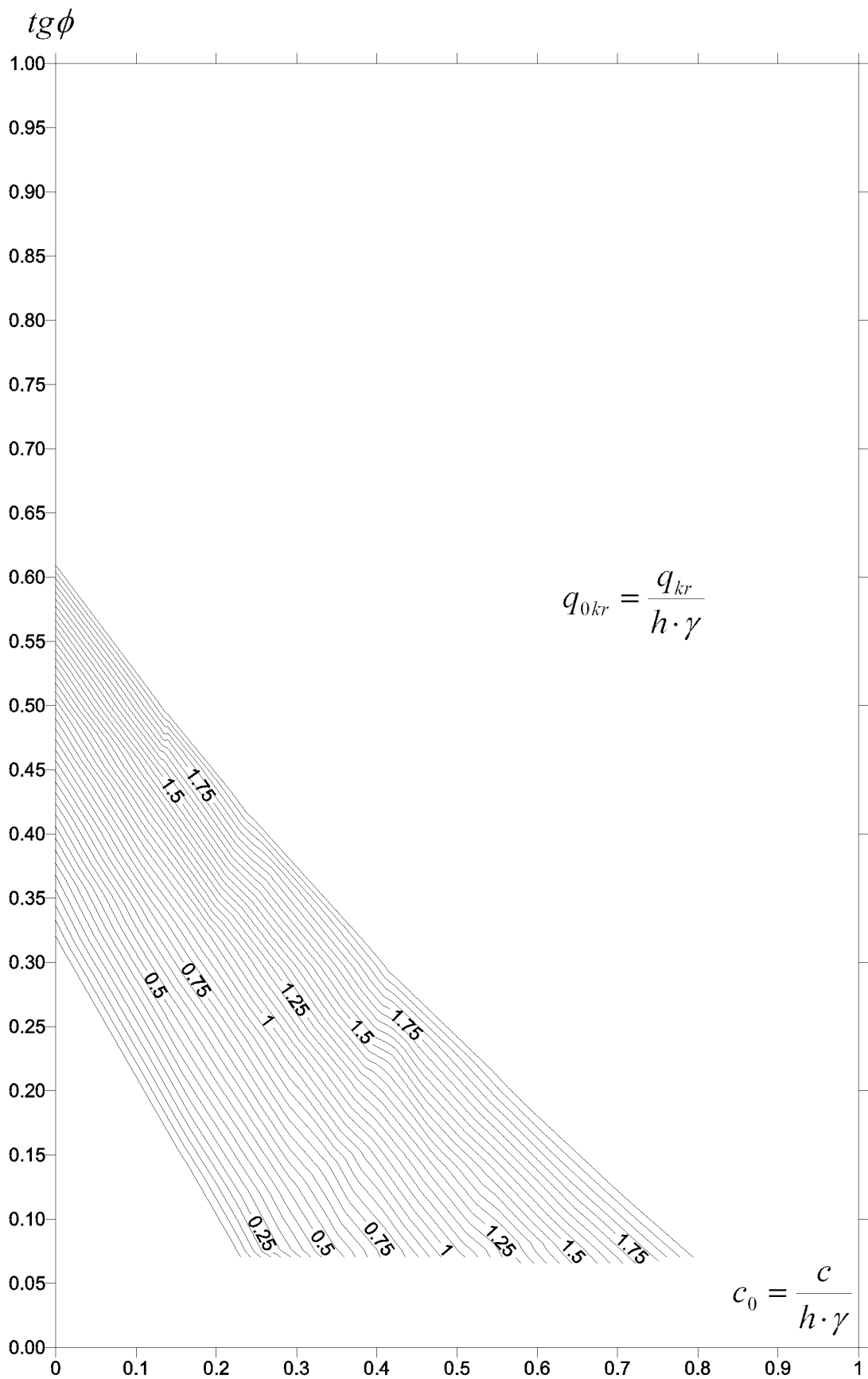
Rys. 35 Izolinie q_{0kr} w funkcji tangensa kąta tarcia wewnętrznego i kohezji bezwymiarowej dla ścianek o $h:H=1:1.50$



Rys. 36 Izolinie q_{0kr} w funkcji tangensa kąta tarcia wewnętrznego i kohezji bezwymiarowej dla ścianek o $h:H=1:2.00$



Rys. 37 Izolinie q_{0kr} w funkcji tangensa kąta tarcia wewnętrznego i kohezji bezwymiarowej dla ścianek o $h:H=1:2.50$



Rys. 38 Izolinie q_{0kr} w funkcji tangensa kąta tarcia wewnętrznego i kohezji bezwymiarowej dla ścianek o $h:H=1:3.00$

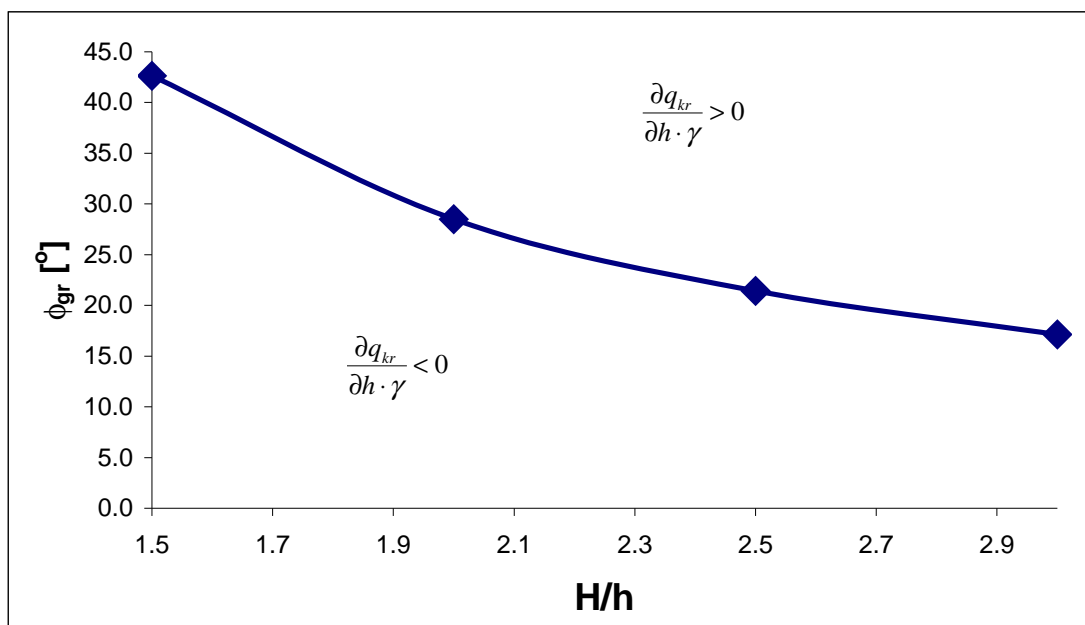
Jak nadmieniono w Rozdziale 3 obecność wyrażenia $h \cdot \gamma$ w dwóch miejscach równania (28) budzi wątpliwość czy nośność konstrukcji jest względem niego malejąca czy rosnąca. Oczywiście jest iż dla gruntu sypkiego ($c=0$, więc $c_0=0$) nośność będzie rosła wraz ze wzrostem ciężaru objętościowego gruntu i głębokości wykopu. Jak wykazał przeprowadzony eksperyment numeryczny nośność graniczna ścianki podtrzymującej grunt spoisty może zarówno maleć jak i rosnać wraz ze wzrostem wartości wyrażenia $h \cdot \gamma$. W celu podziału gruntów w zależności od wpływu wartości wyrażenia $h \cdot \gamma$ na nośność podtrzymujących je ścianek wprowadza się pojęcie granicznego kąta tarcia wewnętrznego ϕ_{gr} . Jest on definiowany jako kąt tarcia wewnętrznego dla którego zmiana $h \cdot \gamma$ nie prowadzi do zmiany nośności q_{kr} . Dla kątów tarcia wewnętrznego większych od ϕ_{gr} nośność q_{kr} rośnie wraz ze wzrostem $h \cdot \gamma$, dla mniejszych – maleje. Można zapisać:

$$\begin{aligned} \frac{\partial q_{kr}}{\partial h \cdot \gamma} &> 0 \text{ dla } \phi > \phi_{gr} \\ \frac{\partial q_{kr}}{\partial h \cdot \gamma} &< 0 \text{ dla } \phi < \phi_{gr} \end{aligned} \quad (29)$$

Na drodze eksperymentu numerycznego stwierdzono iż wartość ϕ_{gr} nie zależy od kohezji, jest natomiast funkcją stosunku H/h . Uzyskane dla różnych H/h wartości ϕ_{gr} zawiera Tabela 3. Tą samą zależność ilustruje wykres zamieszczony na Rys. 39.

H/h	ϕ_{gr} [°]
1.5	42.63
2.0	28.50
2.5	21.42
3.0	17.15

Tabela 3 Wartości ϕ_{gr} w funkcji H/h



Rys. 39 Wartości ϕ_{gr} w funkcji H/h

Należy podkreślić iż podane powyżej wartości ϕ_{gr} są praktycznie równe (różnice około 0.1⁰) potrzebnym do utrzymania stateczności ścianki o danym stosunku H/h zagłębionej w gruncie niespoistym (danym wzorem (45)). Tak więc nie jest możliwy przypadek w którym ścianka jest zagłębiona w gruncie niespoistym (kiedy nośność rośnie wraz ze wzrostem $h \cdot \gamma$) o $\phi < \phi_{gr}$ (gdy nośność maleje wraz ze wzrostem $h \cdot \gamma$).

Jak wynika z przeprowadzonego eksperymentu numerycznego nie zawsze wybór do obliczeń stateczności najgłębszego przekroju wykopu i przyjęcie najwyższego możliwego ciężaru objętościowego gruntu będzie przyjęciem po stronie bezpiecznej.

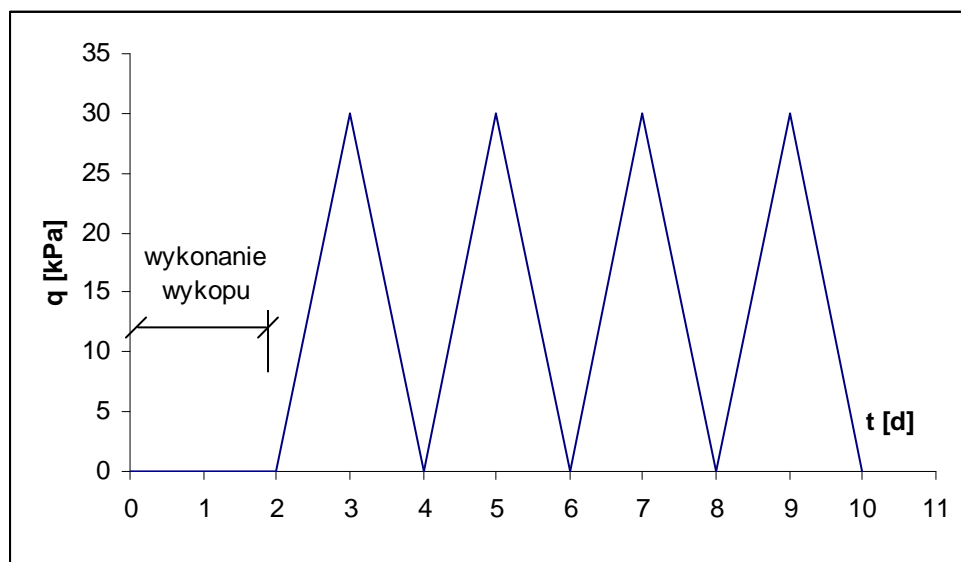
Przeanalizowano również wpływ kolejności zmian konfiguracji (to jest instalacji ścianki, przykładania obciążenia naziomu, wykonywania wykopu) na uzyskiwane wyniki. Założone następujące możliwe sekwencje wykonywania konstrukcji:

- zainstalowanie ścianki – wykonanie wykopu – przyłożenie obciążenia naziomu
- zainstalowanie ścianki – przyłożenie obciążenia naziomu – wykonanie wykopu
- przyłożenie obciążenia naziomu – zainstalowanie ścianki – wykonanie wykopu

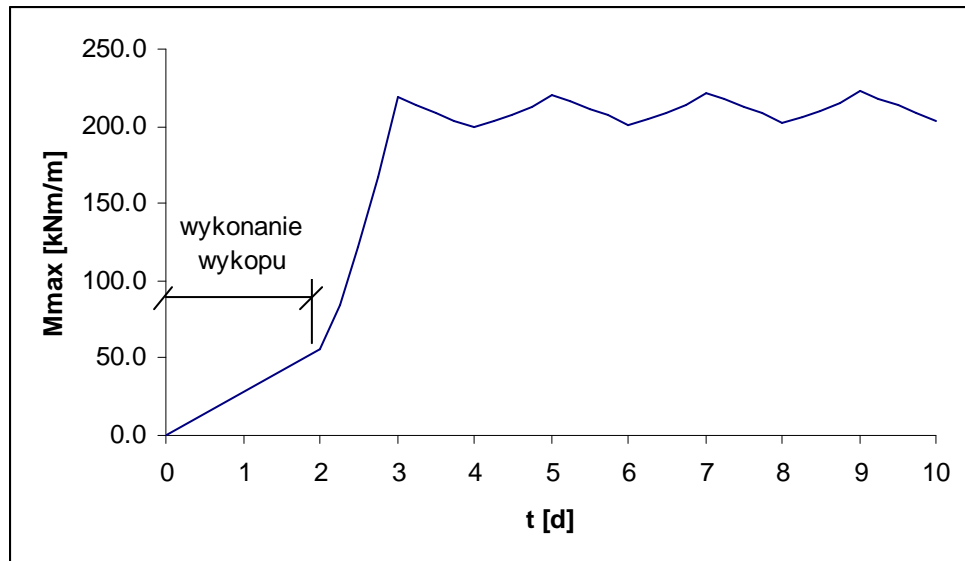
Nie stwierdzono istotnego wpływu przyjęcia którejs z opisywanych dróg dojścia do stanu finalnego (który w każdym z przypadków jest identyczny) na uzyskiwane w stanie finalnym wartości momentów zginających w ściance jak i na jej stateczność oraz na ostateczne wartości przemieszczeń poziomych ścianki i pionowych naziomu. Należy podkreślić jednak iż analiza powyższa nie uwzględnia możliwości zmiany

parametrów gruntu pod wpływem działającego odpowiednio długo obciążenia (czyli zagęszczania się gruntu).

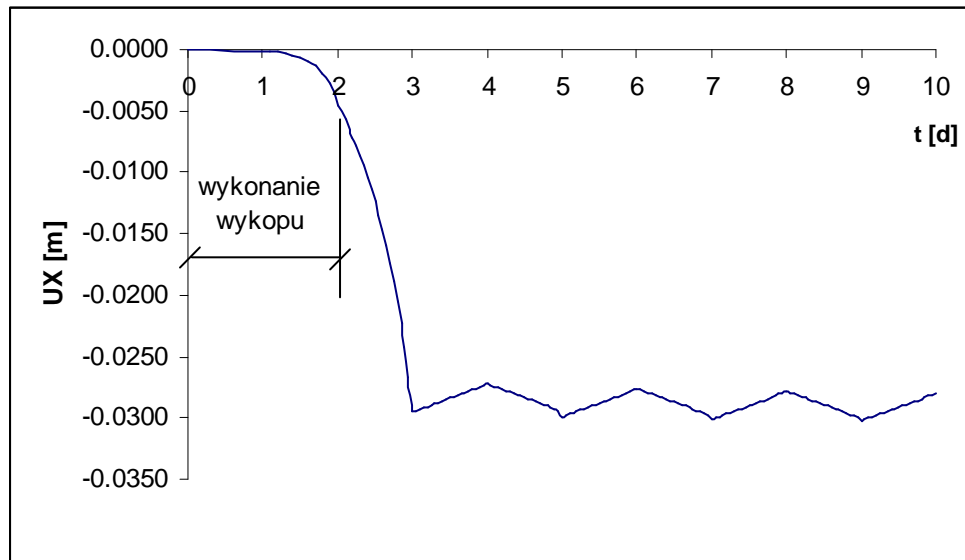
Przeanalizowano również wpływ obciążenia cyklicznego naziomu na pracę ścianki. Stwierdzono iż cykliczność obciążenia (czyli jego wielokrotne przykładania i usuwanie) może mieć istotny wpływ na występujące w ścianie momenty zginające. Na drodze eksperymentu numerycznego stwierdzono iż usunięcie obciążenia naziomu prowadzi do spadku momentów zginających w ścianie, jednak nie do wartości otrzymanej przed przyłożeniem obciążenia lecz wyraźnie większej. Kolejne przyłożenie obciążenia (o tej samej wartości) skutkuje wzrostem momentów zginających do wartości nieznacznie większych (różnice do 5%) od otrzymanych przy poprzednim przyłożeniu obciążenia. Podobne obserwacje dotyczą przemieszczeń poziomych ścianki. Świadczy to o znacznym udziale zjawisk zachodzących w zakresie plastycznym w procesie deformowania się ścianki i gruntu. Omawiane zjawiska ilustrują zamieszczone poniżej wykresy, przedstawiające zastosowane obciążenia naziomu, uzyskane przemieszczenia poziome górnego końca ścianki oraz wartości maksymalnego momentu zginającego w funkcji „pseudo – czasu” t . Przeprowadzona analiza nie uwzględnia zjawiska stopniowego zagęszczania się gruntu w kolejnych cyklach obciążenia, gdyż zjawiska tego nie opisuje poprawnie zastosowany model konstytutywny Coulomba – Mohra.



a)



b)



c)

Rys. 40 Analiza wpływu obciążenia cyklicznego na pracę modelowej ścianki sztywnej ($h=3$ m $H=6$ m $c=4$ kPa $\phi=21^{\circ}$ $E_g=45$ MPa $\gamma=21$ kN/m³ $q_{kr}=48.3$ kPa)
 a) zastosowane obciążenie naziomu b) przemieszczenia poziome górnego punktu ścianki c) maksymalny moment zginający.

Zdaniem Autora liczba cykli obciążenia nie ma decydującego wpływu na pracę ścianki. Natomiast zjawisko mniejszego od spodziewanego intuicyjnie spadku momentów zginających w ściance po usunięciu obciążenia może mieć wpływ na podejmowane decyzje projektowe w sytuacji gdy osobno rozważana jest nośność doraźna przekroju ścianki na zginanie (przy krótkotrwałym występującym obciążeniu naziomu) a osobno nośność długotrwała (przy braku obciążenia naziomu).

3.1.1.2 Wpływ pozostałych parametrów modelu

W dalszej części pracy omawiany jest wpływ pozostałych parametrów modelu obliczeniowego (współczynnika parcie spoczynkowego, tarcia pomiędzy gruntem a ścianką oraz dylatacji) na pracę ścianki.

3.1.1.2.1 Wpływ współczynnika parcia spoczynkowego K_0

Na istotny wpływ współczynnika parcia spoczynkowego K_0 na pracę ścianek zwraca uwagę Siemińska - Lewandowska (2001) nie podając jednocześnie dokładniejszych informacji o charakterze tego zjawiska. W celu wyjaśnienia problemu przeprowadzono eksperyment numeryczny polegający na analizie około 100 ścianek podtrzymujących grunt o różnym K_0 . Przeprowadzone obliczenia wykazały znaczny wpływ współczynnika parcia spoczynkowego K_0 na uzyskiwane wartości momentów zginających oraz brak jego wpływu na stateczność obiektu. Jest to zjawisko trudne do intuicyjnej oceny, gdyż wzrost wartości K_0 prowadzi zarówno do wzrostu parcia jak i odporu gruntu. Stwierdzono, iż analizowana zależność momentów zginających od K_0 ma charakter silnie nieliniowy, z pojawiającymi się lokalnymi maksimumami. Tak więc wybór wartości K_0 prowadzącej do uzyskania maksymalnej wielkości momentów zginających (czyli wyników leżących po stronie bezpiecznej) może narażać istotne problemy. Należy podkreślić iż wyznaczanie wartości K_0 stanowi problem badawczy sam w sobie (na co zwraca uwagę praca Siemińskiej-Lewandowskiej (2001)), jednocześnie wykraczając poza zakres niniejszej pracy. W praktyce najczęściej wykorzystuje się wzory empiryczne, np. wzór Jaky`ego (za Lancellottą (2005)) dla gruntów rodzimych normalnie skonsolidowanych

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (30)$$

lub dla gruntów prekonsolidowanych

$$K_0 = (1 - \sin \phi) OCR^{0.5} \quad (31)$$

Nieco inne postacie zależności empirycznych pozwalających określić wartość K_0 dla gruntów prekonsolidowanych można znaleźć w pracach Gryczmańskiego (2005)

i Lancellotty (2005) zawierających również szczegółowe rozważania dotyczące metod jego określania (ze zwróceniem uwagi na sondowania CPTU uznawane za znacznie dokładniejsze niż podawane wcześniej zależności empiryczne).

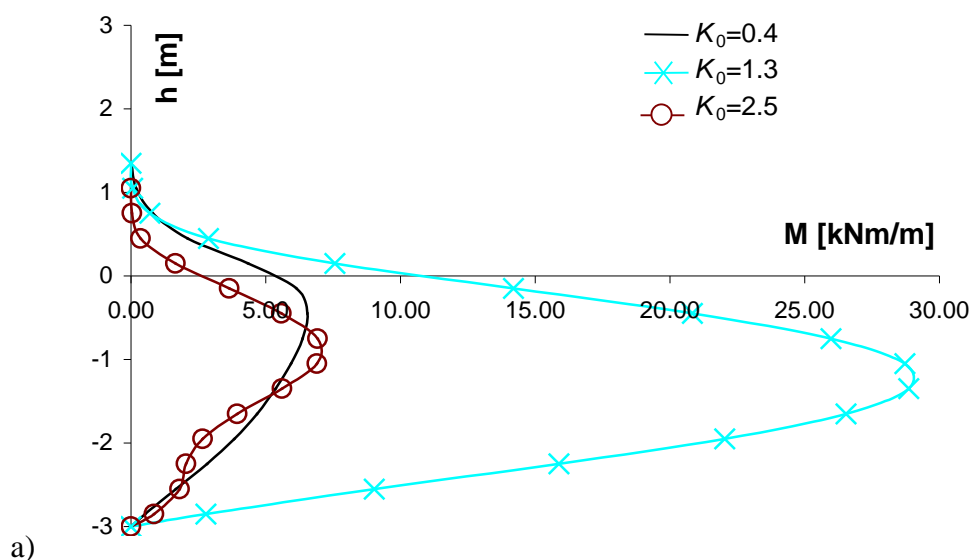
Gryczmański (2005) podaje również zależności umożliwiające określenie zmian wartości K_0 wraz z głębokością – zarówno dla gruntów normalnie skonsolidowanych ($OCR=1$) jak też prekonsolidowanych ($OCR>1$).

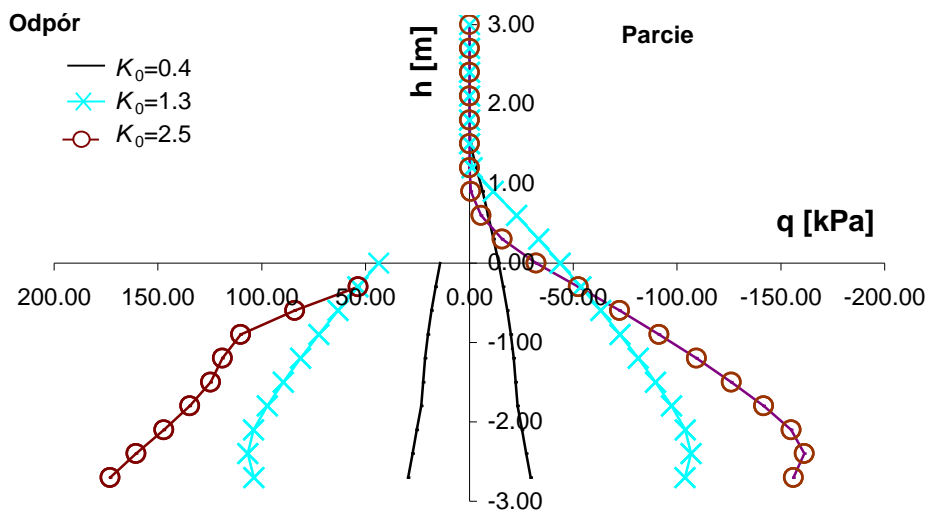
Należy zauważyć iż wartość K_0 podlega ograniczeniom wynikającym z przyjętego modelu konstytutywnego gruntu – by uzyskiwany stan naprężeń w stanie „in situ” był plastycznie dopuszczalny. W przypadku przyjęcia modelu konstytutywnego Coulomba – Mohra by opisywany przez K_0 stan naprężeń „in situ” był plastycznie dopuszczalny dla gruntu dowolnie głęboko pod powierzchnią terenu warunków ograniczający przyjmuje postać (za "Z_Soil.PC, Theoretical Manual" [91]):

$$\operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\phi}{2}\right) \leq K_0 \leq \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{2}\right) \quad (32)$$

Najmniejsze wartości momentów zginających uzyskuje się dla K_0 nieco niższych niż uzyskiwanych jak dla gruntu normalnie skonsolidowanego według wzoru (30) natomiast największe dla $K_0 \approx 1.30$.

Charakterystyczne wykresy momentów zginających w modelowej ścianie szczelnej dla K_0 dających ich maksymalne i minimalne wartości oraz odpowiadające im rozkłady parcia i oporu przedstawia Rys. 41.





b)

Rys. 41 Wykresy: a) momentów zginających b) parcia i odporu dla modelowej ścianki szczelnej przy różnych wartościach K_0 ($H=6$ m, $h=3$ m, $c= 10$ kPa, $\phi=30^\circ$, $\gamma= 19$ kN/m³)

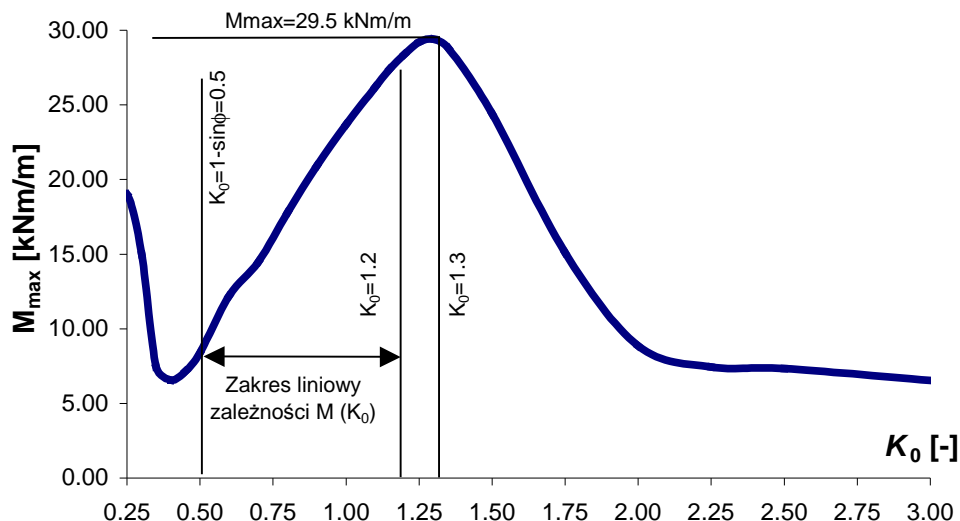
Dla $K_0 < 1 - \sin \phi$ uzyskuje się wartości momentów zginających większe od wartości minimalnej, lecz znacząco mniejsze od wartości maksymalnej otrzymywanej przy $K_0 \approx 1.30$.

W przedziale $1 - \sin \phi < K_0 < 1.2$ obserwuje się wyraźny wzrost parcia na całej wysokości ścianki wraz ze wzrostem K_0 .

Dla $K_0 > 1.3$ uzyskuje się wartości momentów zginających mniejsze od maksymalnej, spadające aż do wartości zbliżonej do minimalnej przy $K_0 \approx 2.50$. W tym przedziale wraz ze wzrostem K_0 spada parcie w części górnej ścianki a rośnie w części dolnej. Wartości maksymalne momentów zginających mogą być nawet kilkukrotnie większe od minimalnych. Tak więc poprawne określenie wartości K_0 ma zasadnicze znaczenie dla bezpieczeństwa ścianki.

Dla $1 - \sin \phi < K_0 < 1.2$ można przyjmować zależność liniową pomiędzy K_0 a maksymalnym momentem zginającym w ściance. Jest to przypadek najczęściej występujący w praktyce.

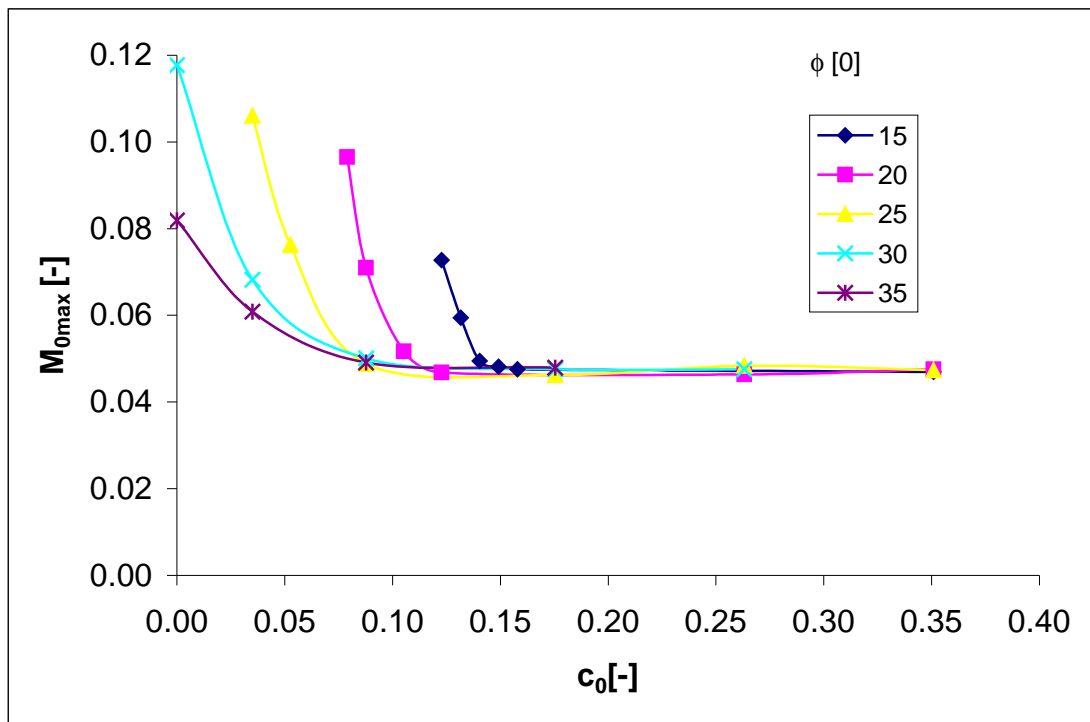
Ilustrację opisywanych zależności stanowi wykres zamieszczony na Rys. 42.



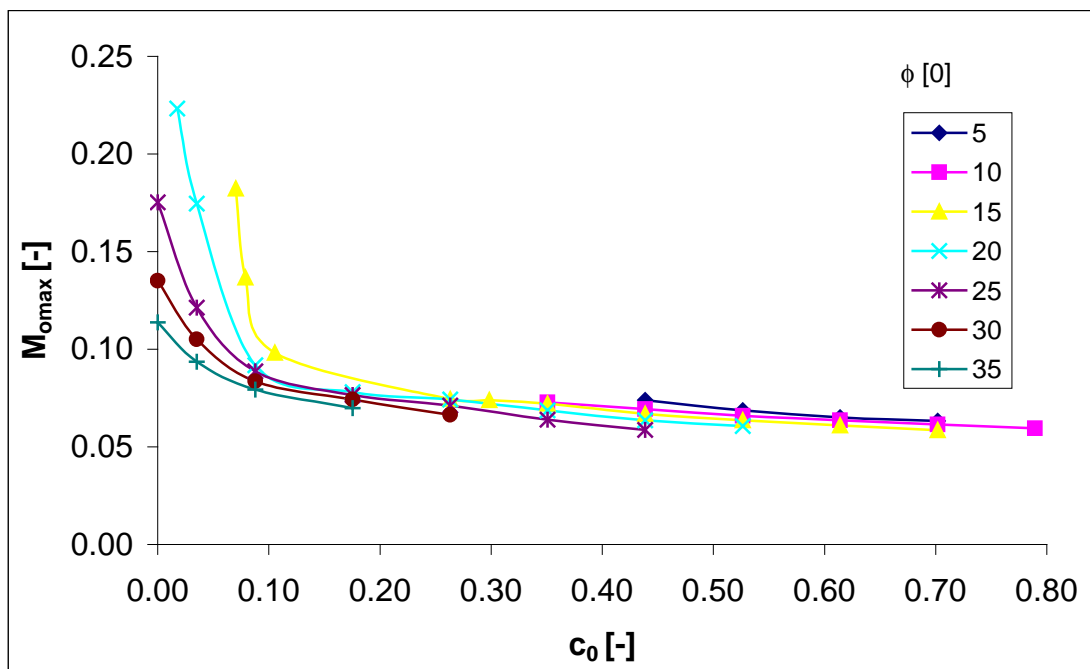
Rys. 42 Zależność maksymalnego momentu zginającego od K_0 dla modelowej ścianki ($H=6\text{m}$, $h=3\text{ m}$, $\gamma=19\text{ kN/m}^3$ $c=10\text{ kPa}$, $\phi=30^\circ$)

W celu umożliwienia określenia wartości maksymalnego momentu zginającego dla ścianek podtrzymujących grunt o $1 - \sin \phi < K_0 < 1.2$ zamieszczono poniżej wykresy maksymalnego bezwymiarowego momentu zginającego w funkcji kohezji bezwymiarowej i kąta tarcia wewnętrznego dla ścianek o różnym stosunku $h:H$ uzyskane dla $K_0=1$ (w celu odczytania wartości momentu zginającego należy stosować interpolację liniową względem K_0 pomiędzy wartością odczytaną z poniższych wykresów i z wykresów dla ścianek podtrzymujących grunt normalnie skonsolidowany zamieszczonych w Rozdziale 3.1.1.1.3.1.)

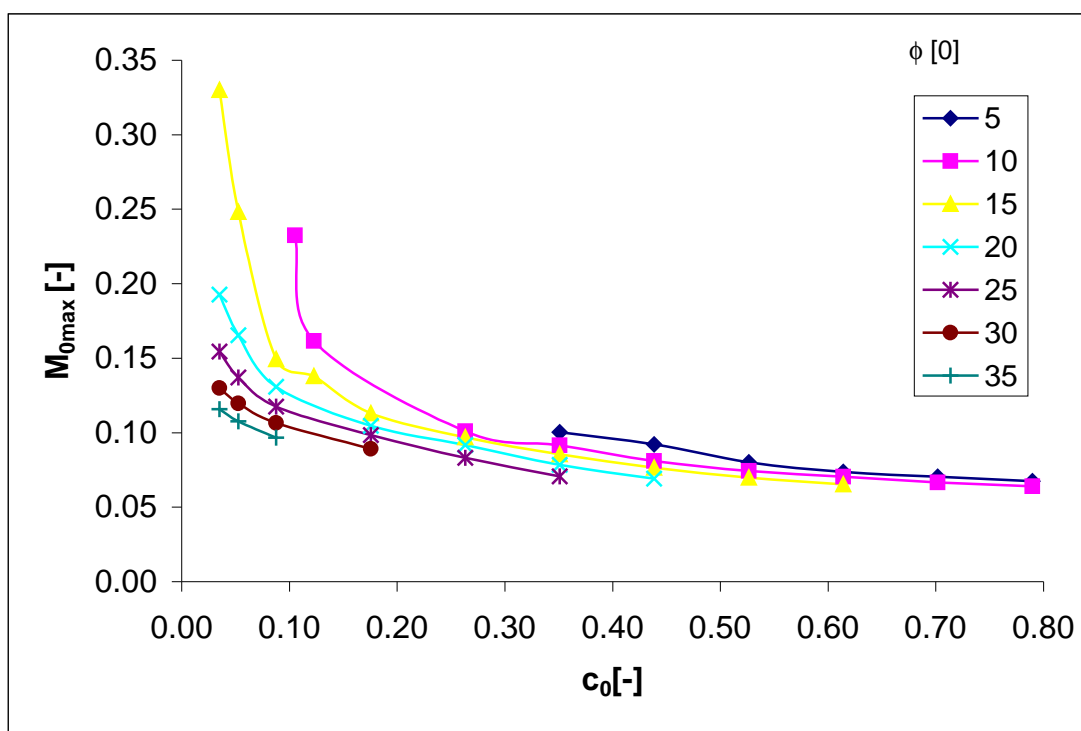
a)



b)

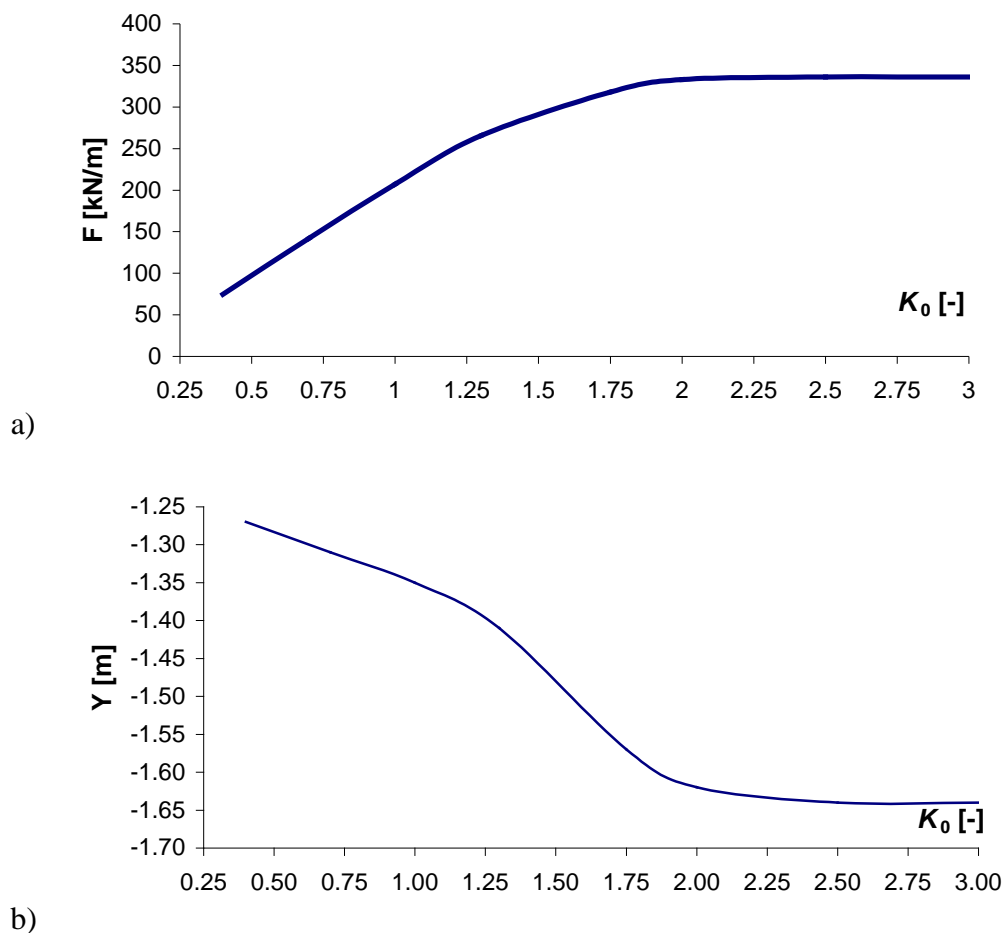


c)



Rys. 43 Maksymalny bezwymiarowy moment zginający M_{0max} w funkcji kohezji bezwymiarowej i kąta tarcia wewnętrznego dla ścianek o różnym stosunku $h:H$ podtrzymujących grunt o $K_0=1$ a) $h:H=1:2$ b) $h:H=1:2.5$ c) $h:H=1:3$

Zwraca uwagę fakt iż wraz ze wzrostem K_0 rośnie wartość wypadkowej siły parcia. Zaobserwowano wyraźne przesuwanie się miejsca jej przyłożenia w dół przy wzroście K_0 . Zjawisko to jest szczególnie widoczne dla zakresu K_0 w którym maleją momenty zginające. Opisywane zjawiska ilustrują wykresy zamieszczone na Rys. 44. Należy podkreślić iż identyczne zależności uzyskuje się dla odporu – co wynika z warunków równowagi (sumy momentów i sił poziomych) ścianki.



Rys. 44 Zależność a) wartości b) położenia wypadkowej parcia gruntu na ściankę od K_0 dla modelowej ścianki ($H=6\text{m}$, $h=3\text{ m}$, $\gamma=19\text{ kN/m}^3$ $c=10\text{ kPa}$, $\phi=30^\circ$)

Zdaniem Autora nie jest możliwe poprawne wyznaczenie wartości momentów zginających (a tym samym zwymiarowanie przekroju ścianki) bez uprzedniego wyznaczenia wartości K_0 – na znaczny wpływ tego czynnika zwraca też uwagę Siemińska - Lewandowska (2001).

3.1.1.2 Wpływ tarcia pomiędzy gruntem a ścianką

Problem wpływu tarcia pomiędzy gruntem a ścianką na jej pracę nie jest dostatecznie dokładnie rozpoznany w literaturze. W polskiej praktyce obliczeniowej najczęściej stosuje się założenie o braku tarcia pomiędzy ścianką a gruntem. Jest to założenie budzące znaczne wątpliwości, zwłaszcza wobec faktu, iż w normatywie

amerykańskim ([17]) można znaleźć tabelę podającą stosunkowo wysokie wartości kąta gruntu o ściankę. Tabelę tą podaje się poniżej.

	ścianka stalowa	ścianka drewniana	ścianka betonowa
grunt sypki	0.54	0.76	0.76
grunt spoisty	0.54	0.55	0.50

Tabela 4 Stosunek kąta tarcia gruntu o ściankę do kąta tarcia wewnętrznego gruntu (za normą amerykańską [17])

W pracy Siemińskiej - Lewandowskiej (2001) można z kolei znaleźć współczynniki tarcia zróżnicowane w zależności od tego czy dotyczą one zjawiska parcia czy odporu. Podobne zestawienie dla ścianek betonowych (z rozróżnieniem betonu szorstkiego i gładkiego) podaje norma [58].

Wpływ tarcia gruntu o ściankę polega na redukcji parcia. Natomiast nie stwierdzono istotnego wpływu tarcia na uzyskiwany odpór. Tak więc uwzględnianie tarcia prowadzi do spadku wielkości momentów zginających. Zjawisku temu towarzyszy pojawienie się siły podłużnej, której wartość można obliczać wg wzoru podanego poniżej za Dembickim i Tejchmanem (1981):

$$N = -\frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg} \delta \quad (33)$$

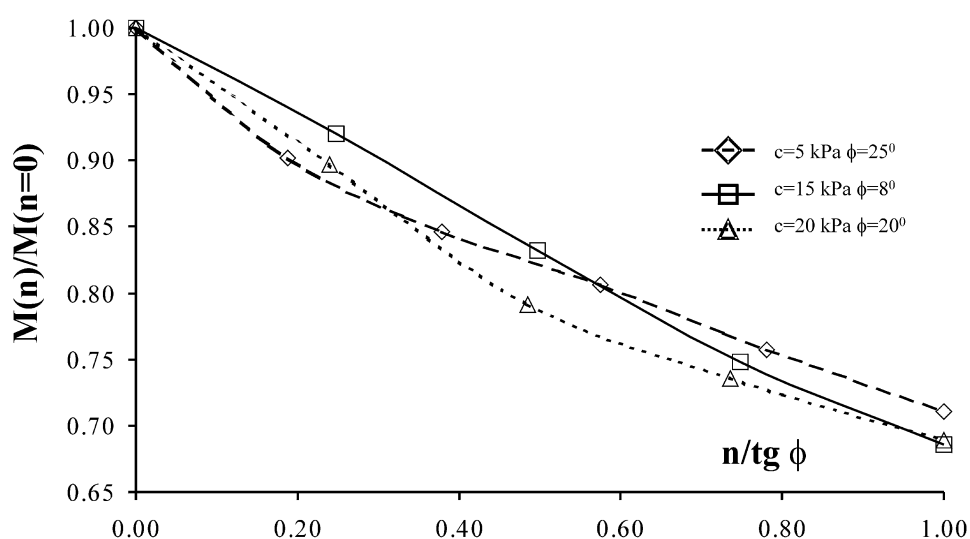
Uwzględnienie zmniejszenia momentów zginających poprzez działanie tarcia gruntu o ściankę prowadzi do bardziej ekonomicznego wymiarowania konstrukcji.

Prowadząc eksperyment numeryczny, polegający na analizie wpływu współczynnika tarcia pomiędzy gruntem a ścianką na uzyskiwane wyniki stwierdzono, iż:

- zjawisko tarcia nie wpływa na uzyskiwane współczynniki stateczności
- wraz ze wzrostem współczynnika tarcia spadają wartości uzyskiwanych momentów zginających lecz rosną wartości sił podłużnych (ściskających).

Największa redukcja wartości momentów zginających występuje przy współczynniku tarcia równym tangensowi kąta tarcia wewnętrznego (czyli maksymalnej możliwej jego wielkości). Uzyskiwany w takiej sytuacji maksymalny moment zginający wynosi około 70% wielkości uzyskiwanej przy założeniu braku

tarcia pomiędzy ścianką a gruntem. Nie zaobserwowano różnic we wpływie zjawiska tarcia na uzyskiwane wartości momentów zginających pomiędzy ściankami charakteryzującymi się wysokim lub niskim zapasem stateczności (którego miarą jest współczynnik stateczności SF). Przykładowe wyniki (tj. zależność stosunku momentu zginającego uzyskanego przy współczynniku tarcia pomiędzy ścianką a gruntem n do momentu uzyskanego przy zerowym tarciu w funkcji $n/tg\phi$) dla modelowej ścianki sztywnej podtrzymującej grunt o różnych parametrach wytrzymałościowych przedstawia wykres zamieszczony na Rys. 45.



Rys. 45 Wykres ilustrujący wpływ współczynnika tarcia pomiędzy gruntem a ścianką na momenty zginające dla ścianki modelowej ($H=6\text{m}$, $h=3\text{ m}$, $\gamma=19\text{ kN/m}^3$).

Analizując powyższy wykres można stwierdzić, iż w celu szybkiej uproszczonej oceny wpływu tarcia na uzyskiwane momenty zginające można przyjmować zależność liniową pomiędzy stosunkiem $M(n)/M(n=0)$ a $n/tg\phi$, wyznaczając wartości skrajne dla $n=0$ i $n=tg\phi$. Przyjęcie takiego uproszczenia prowadzi do uzyskania nieco zawyżonych wartości momentów zginających, jest więc podejściem po stronie bezpiecznej. Kolejnym uproszczeniem może być przyjęcie, iż $M(n=tg\phi)/M(n=0)$ wynosi 0.695 (co jest wartością średnią uzyskaną na drodze eksperymentu numerycznego, przy wynikach od 0.68 do 0.71). W takiej sytuacji do określenia wartości momentu zginającego przy dowolnym współczynniku tarcia n potrzebne jest wykonanie tylko jednej analizy numerycznej – przy $n=0$.

Podkreślenia wymaga fakt, iż obliczenia numeryczne w przypadku wysokich (zblizonych do kąta tarcia wewnętrznego) kątów tarcia gruntu o ściankę związane są niekiedy z wyraźnymi problemami z uzyskaniem zbieżnego rozwiązania numerycznego. Może to prowadzić do (błędnych zdaniem Autora) wniosków o niestateczności lub niższym współczynniku stateczności analizowanej konstrukcji. Przewyciężenie opisywanych problemów jest możliwe poprzez zmniejszenie kroku czasowego (w symulacji wykonywania wykopu) lub skoku współczynnika stateczności (w analizie stateczności metodą proporcjonalnej redukcji parametrów wytrzymałościowych gruntu).

Uzyskane numerycznie wielkości sił podłużnych są kilkakrotnie niższe niż wynikające z wzoru (33). Obserwacja ta jest prawdziwa zarówno dla ścianek pracujących w warunkach zbliżonych jak i odległych od stanu granicznego.

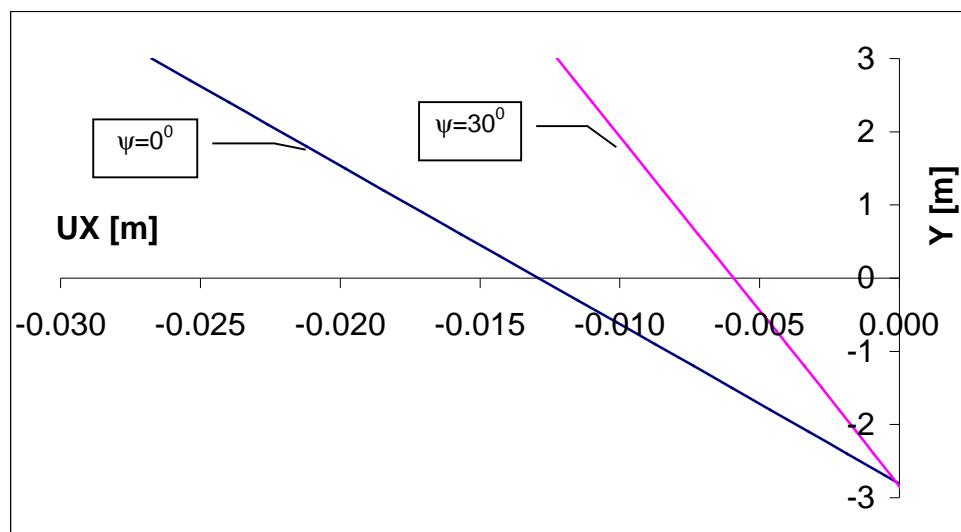
Zdaniem Autora celowe jest prowadzenie dalszych badań mających na celu precyzyjne określenie wielkości współczynnika tarcia pomiędzy gruntem a ścianką (zwłaszcza wobec pojawienia się na rynku nowych, dotychczas nie wykorzystywanych do budowy ścianek, materiałów). Pozwoli to na ekonomiczniejsze projektowanie omawianych konstrukcji. Jednak z uwagi na znaczne rozbieżności w podawanych przez literaturę wartościach współczynnika tarcia materiałów wykorzystywanych do budowy ścianek o grunt w sytuacjach wątpliwych zaleca się przyjmowanie braku tarcia pomiędzy ścianką a gruntem.

3.1.1.2.3 Wpływ zjawiska dylatacji

Nie stwierdzono zauważalnego wpływu zjawiska dylatacji na stateczność ścianek. Wpływ dylatacji na uzyskiwane wartości momentów zginających nie przekracza 15% - moment zginający uzyskiwany przy przyjęciu maksymalnej wartości kąta dylatacji ($\Psi=\phi$, co odpowiada stowarzyszonemu prawu płynięcia) wynosi około 85% wielkości otrzymywanej przy przyjęciu niestowarzyszonego prawa płynięcia ($\Psi=0$). Zdaniem Autora najczęściej przyjmowane w analizach numerycznych niestowarzyszone prawo płynięcia prowadzi do uzyskania wyników leżących po stronie bezpieczniejszej, co w sytuacji znacznej niepewności co do wartości kąta dylatacji jest podejściem poprawnym. Ze względu na nieznaczny wpływ analizowanego zjawiska na

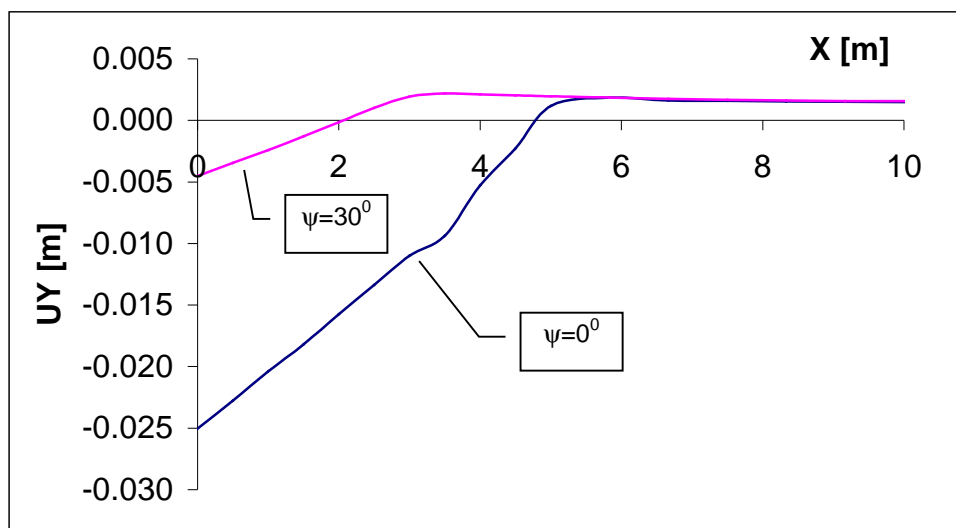
uzyskiwane wartości momentów zginających stosowanie niestowarzyszonego prawa płynięcia nie prowadzi do otrzymywania rozwiązań nieekonomicznych.

Stwierdzono natomiast wyraźny wpływ zjawiska dylatacji na przemieszczenia poziome ścianki i pionowe naziomu. Wartości przemieszczeń poziomych górnego końca ścianki uzyskiwane przy przyjęciu stowarzyszonego prawa płynięcia mogą być nawet kilkukrotnie mniejsze niż otrzymane przy założeniu zerowej dylatacji. Różnica ta zanika w dolnej części ścianki.



Rys. 46 Przemieszczenia poziome modelowej ścianki sztywnej ($H=6\text{m}$ $h=3\text{ m}$ $c=0\text{ kPa}$ $\phi=30^\circ$ $\gamma=19\text{ kN/m}^3$) w zależności od kąta dylatacji.

Zbliżone obserwacje dotyczą przemieszczeń pionowych naziomu. Przyjęcie stowarzyszonego prawa płynięcia prowadzi do kilkukrotnego spadku wielkości przemieszczeń pionowych naziomu w pobliżu ścianki przy zaniku różnic w odległości w przybliżeniu równej wysokości ścianki H od niej.



Rys. 47 Przemieszczenia pionowe naziomu wykopu zabezpieczonego modelową ścianką sztywną ($H=6\text{m}$ $h=3\text{ m}$ $c=0\text{ kPa}$ $\phi=30^0$ $\gamma=19\text{ kN/m}^3$) w zależności od kąta dylatacji.

Uzyskane wyniki pozwalają przyjąć iż zjawisko dylatacji wpływa na sztywny obrót ścianki oraz zachowanie się gruntu w odległości mniejszej od wysokości ścianki H od niej. Zdaniem Autora poprawne określenie wartości kąta dylatacji może mieć decydujący wpływ na poprawność uzyskanych wartości przemieszczeń ścianki i naziomu w jej pobliżu, zwłaszcza w przypadku ścianek zagłębionych w gruntach niespoistych które mogą charakteryzować się wysoką jego wartością.

3.1.2 Wpływ sposobu modelowania na uzyskiwane wyniki

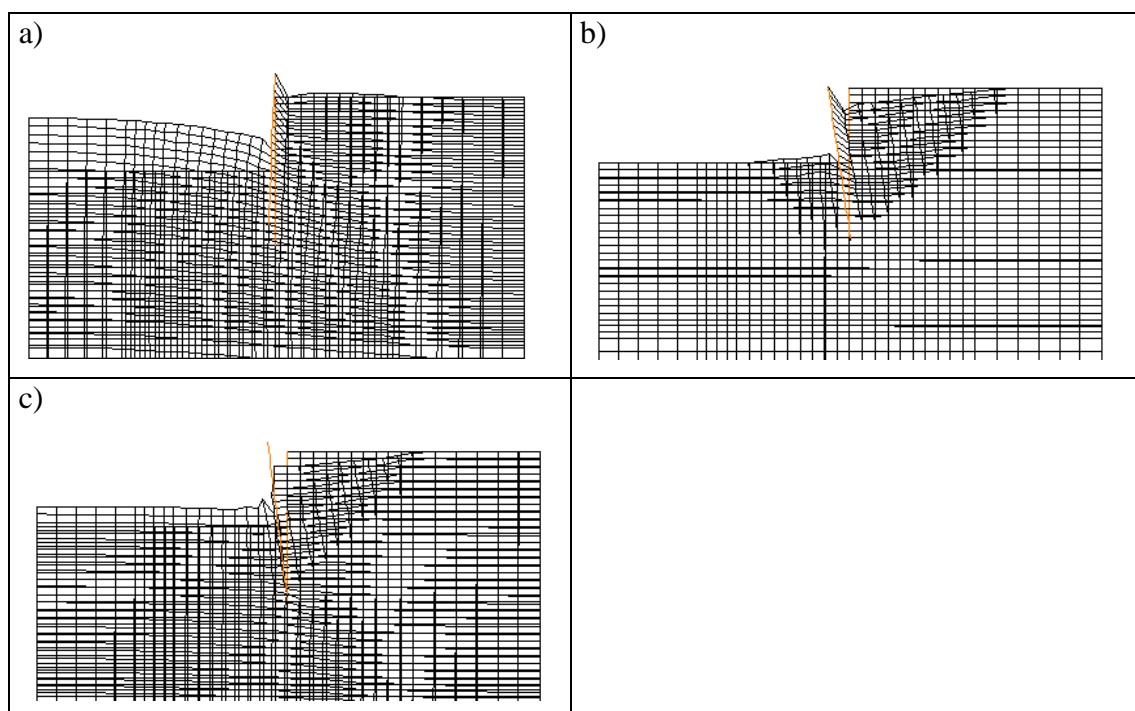
W niniejszym rozdziale omawia się wpływ zależnego od użytkownika sposobu modelowania problemu ścianki szczelnej niekotwionej na otrzymywane wyniki i ich poprawność. Poddano ocenie wpływ możliwych do zastosowania w trakcie budowy modelu numerycznego uproszczeń oraz wpływ przyjętego modelu konstytutywnego gruntu.

3.1.2.1 Wpływ uproszczeń w modelowaniu

W celu oceny wpływu uproszczeń jakie można stosować przy modelowaniu analizowanych zagadnień wykonano serię obliczeń polegających na celowym zastosowaniu uproszczonego modelu numerycznego. Uzyskane wyniki zestawiono z rezultatami otrzymanymi za pomocą wzorcowego modelu skonstruowanego zgodnie z zasadami podanymi w Rozdziale 2.2. Ocenie poddano wpływ następujących uproszczeń:

- niezastosowania elementów kontaktowych na styku grunt – konstrukcja
- nieuwzględnienie etapowania wykonywania konstrukcji
- niestosowanie techniki częściowego odprężenia
- uwzględnienie w obliczeniach zbyt małego obszaru gruntu, co skutkuje zbyt małą odległością pomiędzy ścianką a brzegami obszaru obliczeniowego

W ocenie Autora największy wpływ na uzyskiwane wyniki ma błąd polegający na niezastosowaniu elementów kontaktowych. Jak wykazały przeprowadzone obliczenia prowadzi on niejednokrotnie do uzyskania znacznie zawyżonych wielkości współczynnika stateczności (co jest wynikiem po stronie niebezpiecznej) oraz zupełnie nierealistycznych wartości momentów zginających (zarówno zawyżonych jak i zaniżonych). Możliwe jest w takiej sytuacji uzyskanie wykresu momentów zginających w ściance po stronie wykopu (co oznaczało by iż krzywizna ścianki jest wypukła w stronę wykopu) – co w przypadku ścianki niekotwionej jest wynikiem sprzecznym z naturą zagadnienia. Efekt ten jest wyraźnie widoczny na wykresach zamieszczonych na Rys. 49 i Rys. 50. Obserwuje się charakterystyczną postać deformacji naziomu (wąski klin gruntu „zawieszony” na ściance w jej pobliżu), odmienną od uzyskiwanej w modelu poprawnym – co ilustruje Rys. 48. Zdaniem Autora takie podejście jest niedopuszczalne.



Rys. 48 Postacie deformacji ścianki modelowej w zależności od sposobu modelowania
 a) bez elementów kontaktowych - stan po wykonaniu wykopu b) bez elementów kontaktowych – postać utraty stateczności c) model wzorcowy – stan po wykonaniu wykopu, analogiczny do postaci utraty stateczności.

Nieuwzględnienie etapowania wykonywania konstrukcji to jest analiza w której:

- rozważa się wyłącznie finalny stan konstrukcji, bez uprzedniego wyznaczenia stanu „in situ” i symulacji wykonywania wykopu),
- przyrostowo zwiększa się ciężar ośrodka,

prowadzi do nieznacznego zaniżenia wartości współczynnika stateczności oraz przeszacowania wielkości momentów zginających (przy poprawnym kształcie ich wykresu). Zasadniczą wadą takiej metody modelowania jest jednak brak możliwości uzyskania zbieżnego rozwiązania numerycznego dla ścianek pracujących w warunkach bliskich stanowi granicznemu (przy współczynnikach stateczności SF bliskich 1) oraz niemożliwość uzyskania informacji o przemieszczeniach gruntu i ścianki w trakcie wykonywania wykopu.

Niezastosowanie techniki częściowego odprężenia (to jest usuwanie w jednym kroku przyrostowo całości sił wywołanych wykonaniem wykopu) nie wpływa na uzyskiwane wartości współczynnika stateczności. Model taki daje nieco zawyżone

wartości momentów zginających. Charakteryzuje się znacznymi (choć mniejszymi niż model bez etapowania) problemami z uzyskaniem zbieżnego rozwiązania numerycznego dla ścianek o niewielkim zapasie stateczności.

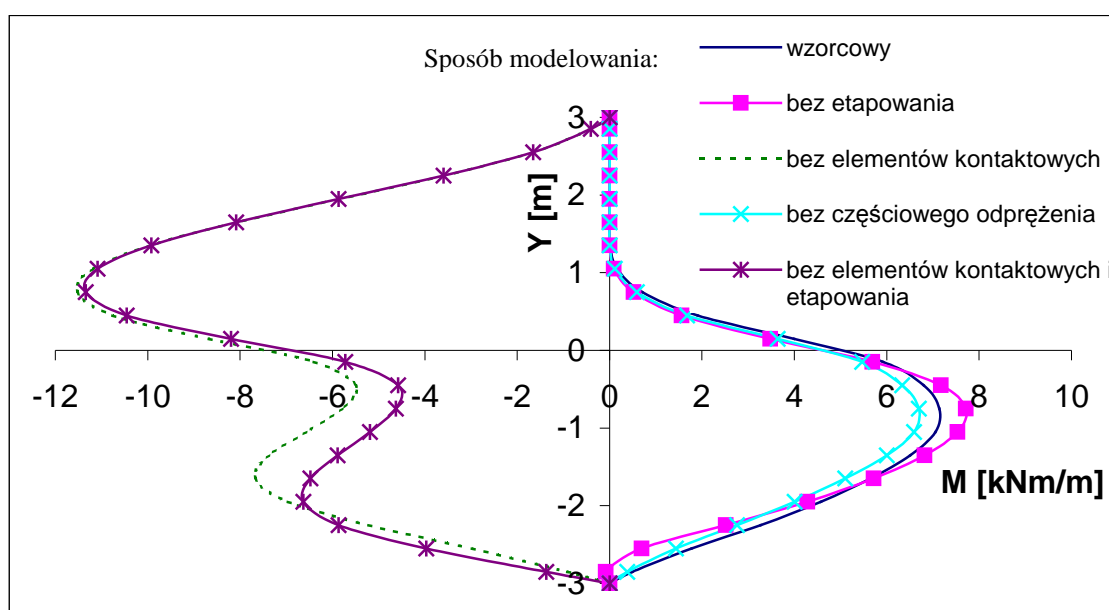
Zbiorcze zestawienie wartości współczynników stateczności i momentów zginających dla przykładowej ścianki szczelnej pracującej w warunkach odległych od stanu granicznego zawiera Tabela 5. Analogiczne zestawienie dla ścianki pracującej w warunkach bliskich stanowi granicznemu przedstawia Tabela 6. Otrzymane wykresy momentów zginających ilustrują Rys. 49 i Rys. 50.

Sposób modelowania	SF [-]	M_{\max} [kNm/m]	Uwagi
wzorcowy	1.68	7.23	
bez elementów kontaktowych	2.21	11.60	wykres momentów po stronie wykopu
bez etapowania	1.62	7.77	
bez częściowego odprężenia	1.68	6.79	
bez elementów kontaktowych i etapowania	2.20	11.50	wykres momentów po stronie wykopu

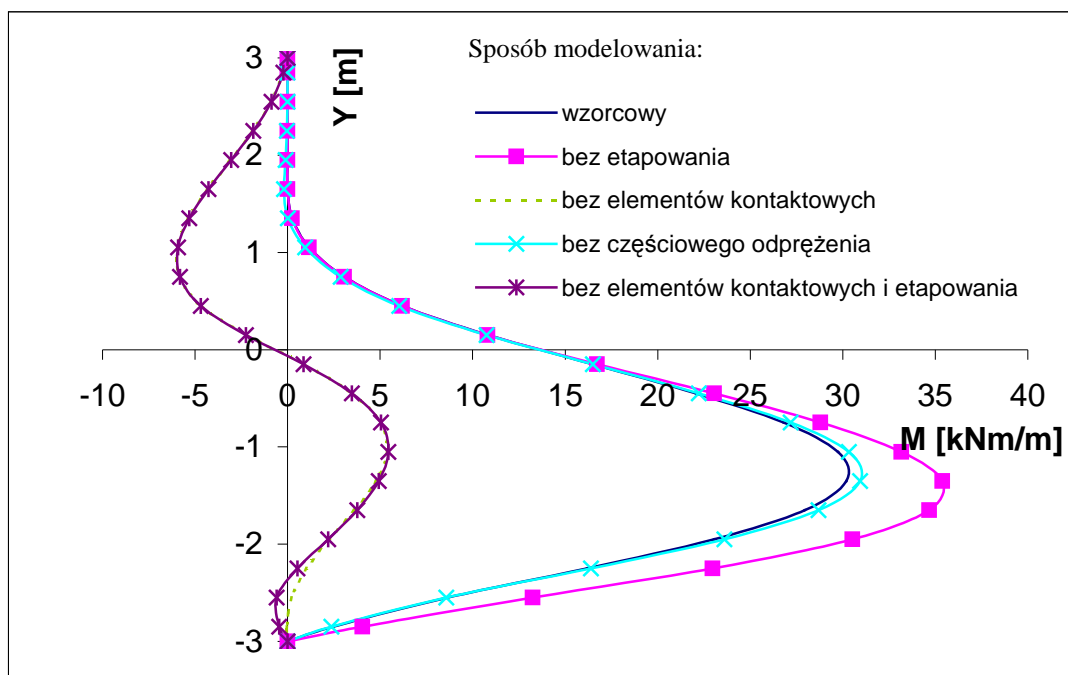
Tabela 5 Zestawienie wyników uzyskanych przy wzorcowym i uproszczonym modelowaniu przykładowej ścianki sztywnej pracującej w warunkach odległych od stanu granicznego ($H=6$ m, $h=3$ m, $\gamma=19$ kN/m³, $c=10$ kPa $\phi=25^0$)

Sposób modelowania	SF [-]	M_{\max} [kNm/m]	Uwagi
wzorcowy	1.09	30.60	
bez elementów kontaktowych	1.43	6.10	wykres momentów po obydwu stronach ścianki
bez etapowania	1.05	35.80	
bez częściowego odprężenia	1.09	31.30	
bez elementów kontaktowych i etapowania	1.42	5.50	wykres momentów po obydwu stronach ścianki

Tabela 6 Zestawienie wyników uzyskanych przy wzorcowym i uproszczonym modelowaniu przykładowej ścianki sztywnej pracującej w warunkach bliskich stanowi granicznemu ($H=6$ m, $h=3$ m, $\gamma=19$ kN/m³, $c=5$ kPa, $\phi=20^{\circ}$)



Rys. 49 Wykresy momentów zginających uzyskanych przy wzorcowym i uproszczonym modelowaniu przykładowej ścianki sztywnej pracującej w warunkach odległych od stanu granicznego ($H=6$ m, $h=3$ m, $\gamma=19$ kN/m³, $c=10$ kPa, $\phi=25^{\circ}$)



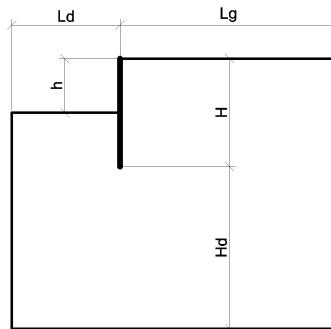
Rys. 50 Wykresy momentów zginających uzyskanych przy wzorcowym i uproszczonym modelowaniu przykładowej ścianki sztywnej pracującej w warunkach bliskich stanowi granicznemu ($H=6$ m, $h=3$ m, $\gamma=19$ kN/m³, $c=5$ kPa, $\phi=20^{\circ}$)

Wykorzystanie w obliczeniach modelu obliczeniowego charakteryzującego się zbyt małą odległością pomiędzy ścianką a miejscem przyłożenia warunków brzegowych dla masywu gruntowego prowadzi do uzyskiwania wyników znacznie różniących się od otrzymywanych za pomocą modelu poprawnego. W pracy poddano analizie wpływ odległości pomiędzy ścianką a granicą obszaru obliczeniowego (miejscem przyłożenia warunku brzegowego):

- w poziomie – wpływ odległości pomiędzy ścianką a pionową krawędzią modelu, osobno od strony naziomu i wykopu
- w pionie – wpływ odległości pomiędzy dolnym końcem ścianki a dolną granicą modelu

na uzyskiwane wartości współczynnika stateczności i momentów zginających.

Przyjęto oznaczenia wymiarów obszaru obliczeniowego jak na Rys. 51.



Rys. 51 Oznaczenia wymiarów obszaru obliczeniowego przyjęte w analizie wpływu jego wielkości na uzyskiwane wyniki.

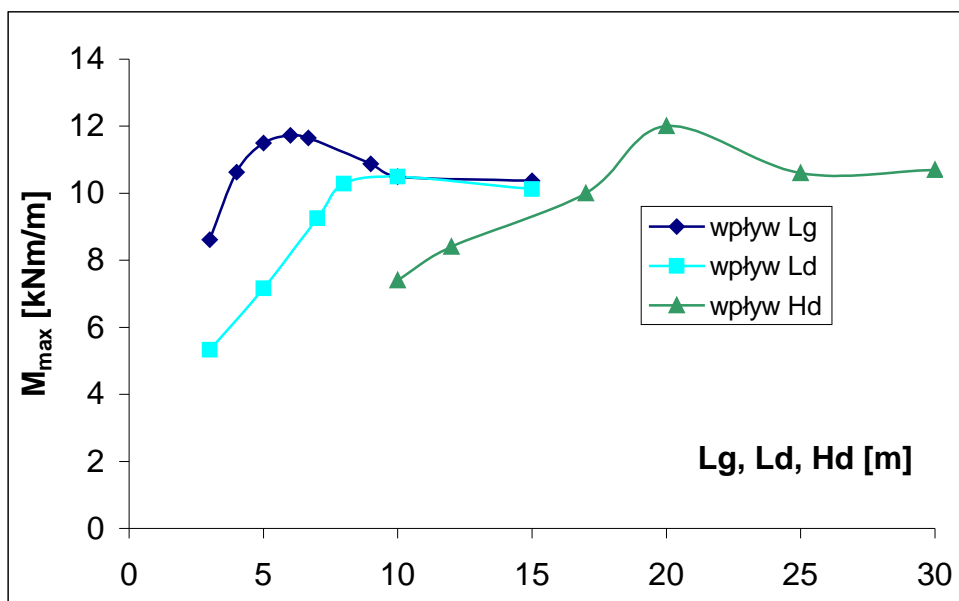
Obliczenia wykonano dla modelowej ścianki sztywnej o $H=6\text{m}$ i $h=3\text{m}$, zagłębionej w gruncie o $c=10\text{ kPa}$, $\phi=20^\circ$, $\gamma=19\text{ kN/m}^3$. Jako podstawowe przyjęto wymiary obszaru obliczeniowego $L_g=10\text{m}$, $L_d=10\text{m}$, $H_d=20\text{ m}$ a następnie analizowano wpływ zmian przyjętych wymiarów na uzyskiwane wyniki.

Stwierdzono, iż:

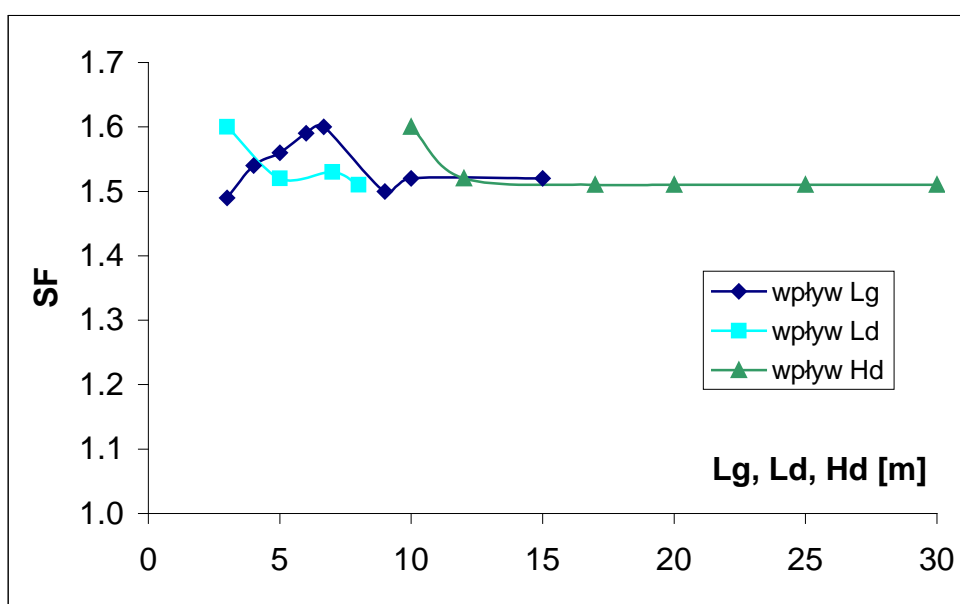
- niedostateczna odległość pomiędzy ścianką a pionową krawędzią modelu od strony naziomu prowadzi do uzyskania zaniżonych (nawet o 50%) wartości momentów zginających oraz nieco zawyżonych wielkości współczynnika stateczności
- niedostateczna odległość pomiędzy ścianką a pionową krawędzią modelu od strony wykopu skutkuje podobnie jak w przypadku poprzednim uzyskaniem zaniżonych momentów zginających i zawyżonych współczynników stateczności
- zbyt mała odległość pomiędzy ścianką a dolną granicą modelu nie wpływa na uzyskiwane wielkości współczynnika stateczności, natomiast prowadzi do otrzymania zaniżonych momentów zginających.

Podobne wyniki (ograniczone do jednego przypadku obliczeniowego) można znaleźć w pracy Vaziriego (1995). Informację o możliwości wystąpienia wpływu wymiarów obszaru obliczeniowego na otrzymywane rezultaty podają też Cała i Flisiak (2005).

Ilustrację wpływu wymiarów modelu na uzyskiwane wyniki stanowią zamieszczone poniżej wykresy.



Rys. 52 Wykres zależności uzyskiwanego maksymalnego momentu zginającego od wymiarów L_g , L_d , H_d dla ścianki modelowej



Rys. 53 Wykres zależności uzyskiwanego współczynnika stateczności SF od wymiarów L_g , L_d , H_d dla ścianki modelowej

Z uwagi na stwierdzony powyżej wpływ wymiarów modelu na uzyskiwane wyniki zaleca się prowadzenie obliczeń na modelach o znacznych wymiarach. Orientacyjnie można przyjąć, iż model numeryczny powinien rozciągać się w poziomie na odległość co najmniej $1.5 H$ (zarówno po stronie naziomu jak i wykopu) oraz w pionie co

najmniej $2H$ poniżej dolnego końca ścianki. Mniejsze modele prowadzą w pierwszej kolejności do uzyskania zaniżonych wartości momentów zginających a przy dalej postępującym zmniejszaniu – zawyżonych współczynników stateczności (z wyjątkiem modelu zbyt małego w pionie – w tym przypadku nie stwierdzono wpływu rozmiaru modelu na współczynnik stateczności).

Jak wykazano powyżej uproszczone modelowanie numeryczne może prowadzić do uzyskania wyników leżących po stronie niebezpiecznej. W celu uniknięcia wpływu wielkości obszaru obliczeniowego zaleca się wykonywanie analiz dla kilku siatek obejmujących coraz większy obszar. Brak istotnych różnic w uzyskiwanych wynikach pozwala przyjąć iż uwzględniony w obliczeniach obszar jest wystarczająco duży.

3.1.2.2 Wpływ przyjętego modelu konstytutywnego gruntu

Przyjęcie właściwego modelu konstytutywnego do opisu zachowanie się gruntu współpracującego ze ścianką ma zasadnicze znaczenie dla otrzymania poprawnych wyników. Obecnie najczęściej stosowane są modele sprężysto – idealnie plastyczne (Coulomba - Mohra lub Druckera – Pragera). Model Coulomba - Mohra jest uważany (zgodnie z informacjami podawanymi przez Ryża i Urbańskiego (2004) oraz Siemińską - Lewandowską (2001)) za rozsądny kompromis pomiędzy skomplikowaniem modelu a dokładnością uzyskiwanych z jego wykorzystaniem wyników analiz numerycznych pracy ścianek szczelnych i szczelinowych. Stosowanie bardziej skomplikowanych modeli z reguły wymaga niestandardowych badań laboratoryjnych (omawianych w aspekcie kalibrowania modeli konstytutywnych przez Gryczmańskiego (1995)) lub testów „in situ”). Jak podaje Siemińska-Lewandowska (2001) wykorzystanie modelu Coulomba- Mohra umożliwia otrzymanie wyników zgodnych z pomiarami w terenie (obliczone wartości przemieszczeń poziomych ścianki są zbliżone do pomierzonych). Uzyskanie takiej zgodności może wymagać korekty (zwiększenia – nawet kilkukrotnego) wartości modułu Younga gruntu (a więc jego sztywności) w stosunku do wartości otrzymywanych metodami właściwymi do celów fundamentowania. Dotyczy to zwłaszcza warstw gruntu położonych głęboko (powyżej 8 metrów) pod początkowym poziomem terenu - zgodnie z wnioskami Jaworskiej i in. (2005). Należy podkreślić iż zgodnie z obserwacjami podanymi przez Siemińską-Lewandowską (2001) w zagadnieniu współpracy ścian szczelinowych i szczelnych z gruntem modele

sprężysto – idealnie plastyczne wykazują dużo lepszą zgodność uzyskiwanych wyników z pomiarami „in situ” niż w zagadnieniu osiadania fundamentów. Jest to związane ze znacznie większymi strefami uplastycznienia w gruncie w przypadku jego współpracy ze ścianką. W związku z tym w omawianym zagadnieniu różnice pomiędzy wynikami otrzymanymi za pomocą modelu Coulomba – Mohra lub Druckera – Pragera a bardziej zaawansowanymi modelami (np. modelami typu CAP lub modelami stanu krytycznego) są wyraźnie mniejsze niż w innych typowych zagadnieniach geotechniki.

Możliwe jest również ustalenie parametrów modelu Coulomba – Mohra metodą analizy wstecznej zagadnienia ścianki szczelnej lub szczelinowej – przykład wykorzystania ścianki rzeczywistej podaje Siemińska-Lewandowska (2001) a ścianki testowej (z wykorzystaniem sztucznej sieci neuronowej) – Malecot i in. (2004).

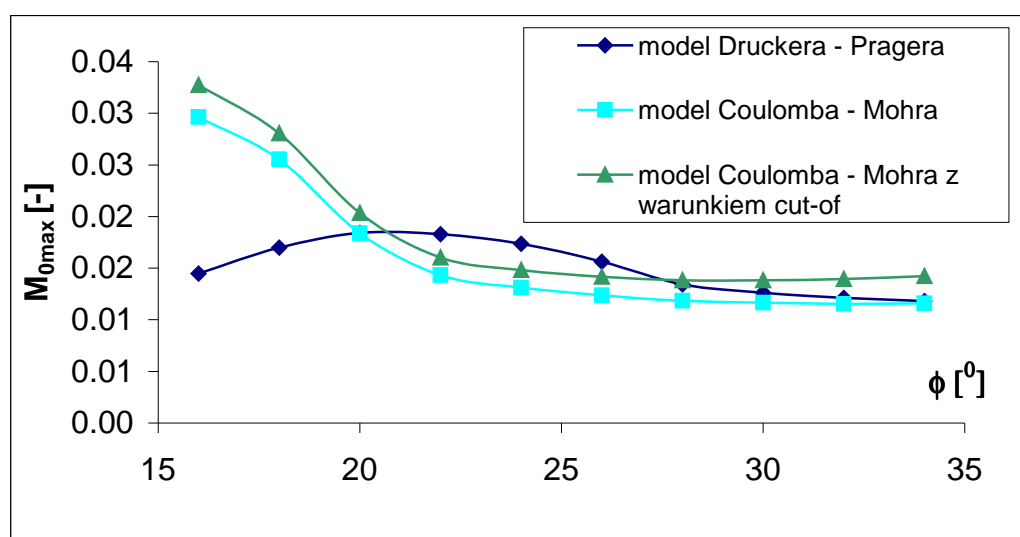
Istnieją również przypadki analiz wykorzystujących bardziej zaawansowane modele konstytutywne (np. model CAP wykorzystywany przez Geiser i innych (2002), zbliżony model Hardening Soil (wraz z opisem wykorzystania analizy wstecznej do określenia jego parametrów) użyty przez Krajewskiego i Reula (2004) lub Modified Cam Clay zastosowany przez Ou i Kunga (2004)). Brak jest jednak systematycznej oceny wpływu poszczególnych parametrów bardziej zaawansowanych modeli konstytutywnych na otrzymywane wyniki.

Dalsza część niniejszego rozdziału stanowi próbę odpowiedzi na pytanie czy w analizie ścianek szczelnych i szczelinowych stosowanie zaawansowanych modeli konstytutywnych jest potrzebne – a jeżeli tak to w jakich sytuacjach.

Analizowano wpływ przyjętego modelu konstytutywnego gruntu na uzyskiwane współczynniki stateczności i wartości momentów zginających. Porównaniu poddano modele Coulomba - Mohra, Coulomba - Mohra z warunkiem „cut - off”, Druckera – Pragera, CAP i Modified Cam Clay. Stwierdzono iż:

- najniższe współczynniki stateczności uzyskano z wykorzystaniem modelu Coulomba – Mohra z warunkiem „cut – off”. Są one do 10% niższe od (praktycznie równych sobie) uzyskanych z użyciem modelu Coulomba – Mohra i Druckera – Pragera. Największe różnice zaobserwowano dla ścianek zagłębionych w gruncie o wysokiej kohezji a niskim kącie tarcia wewnętrznego. W przypadku przeciwnym różnice zanikają.
- największe wartości momentów zginających uzyskano wykorzystując model Coulomba – Mohra z warunkiem „cut – off”. Nieco mniejsze (różnice do 20%) wartości dały analizy bazujące na modelu Coulomba – Mohra.

Stwierdzono niepełną przydatność modelu Druckera – Pragera do opisu analizowanych zagadnień. W przypadku gruntów o wysokiej kohezji a niskim kącie tarcia wewnętrznego zaobserwowano zjawisko polegające na spadku uzyskiwanych wielkości momentów zginających wraz ze spadkiem kąta tarcia wewnętrznego (przy nie zmienionych pozostałych parametrach). Efekt ten (sprzeczny z naturą analizowanego problemu) może prowadzić do uzyskania znacznie zaniżonych wielkości momentów zginających, czyli wyników leżących po stronie niebezpiecznej. Ilustrację zagadnienia stanowi zamieszczony na Rys. 54 wykres.



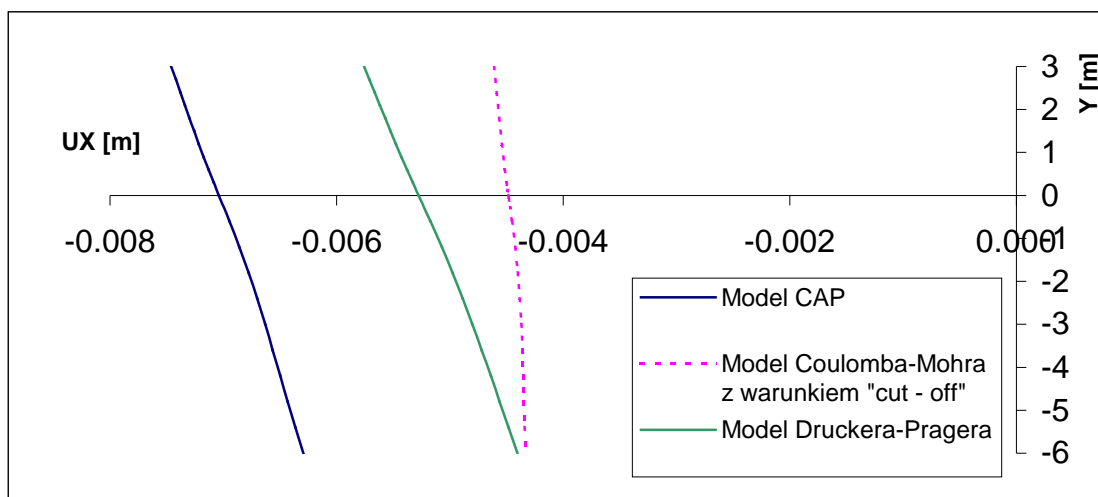
Rys. 54 Wykres zależności M_{0max} od kąta tarcia wewnętrznego przy przyjęciu różnych modeli konstytutywnych gruntu dla modelowej ścianki sztywnej ($H=6$ m, $h=3$ m, $\gamma=19$ kN/m³, $c=15$ kPa)

Ocenę przydatności modelu CAP do modelowania współpracy gruntu ze ścianką wykonano wykorzystując parametry gruntu podane w pracy Geiser i in. [25] (ich interpretacje fizyczną omawia załącznik Z 1.3). Analizowano ściankę o $H=9$ m i $h=3$ m, dla której uzyskiwano współczynniki stateczności około 1.50 (czyli pracującą w warunkach stosunkowo dalekich od stanu granicznego), osobno sztywną ($EJ=20$ GN*m²/m) i wiotką ($EJ=0.2$ GN*m²/m). Wartość współczynnika parcia bocznego przyjęto jak dla gruntu normalnie skonsolidowanego według wzoru (30) $K_0=0.64$

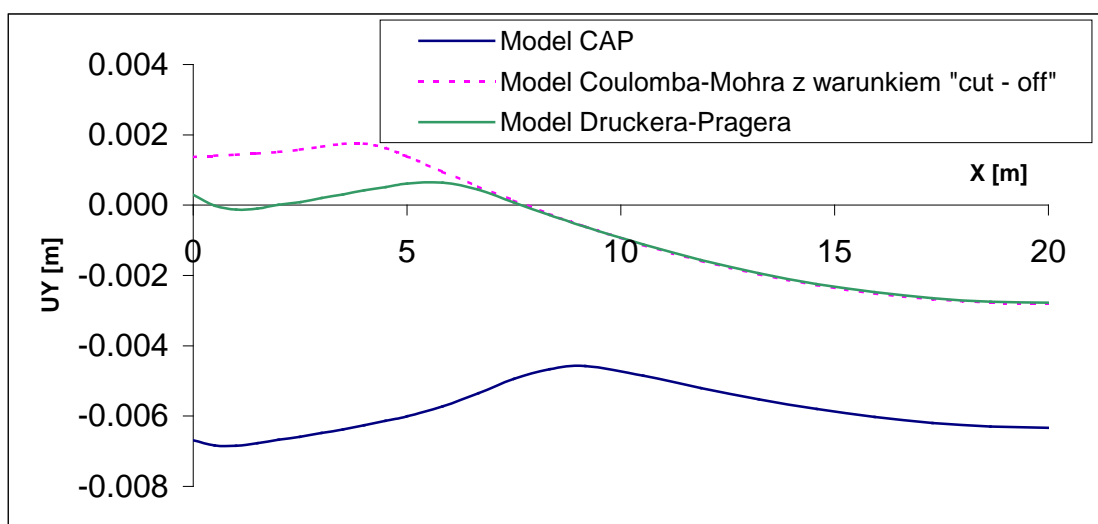
E	ν	c	ϕ	ψ	γ	e_0	λ	p_{c0}	R_0
[MPa]	[-]	[kPa]	[$^{\circ}$]	[$^{\circ}$]	[kN/m ³]	[-]	[-]	[kPa]	
45	0.38	4	21	7	21	0.99	0.15	165	1.8

Tabela 7 Przyjęte wartości parametrów modelu CAP

Nie zaobserwowano istotnych różnic w uzyskanych wartościach momentów zginających i współczynników stateczności pomiędzy analizami wykorzystującymi model CAP i model Coulomba – Mohra z warunkiem „cut – off” (różnice do 3%). Różnica w uzyskanej wartości nośności granicznej nie przekroczyła 5%. Zaobserwowano natomiast bardzo widoczny wpływ przyjęcia modelu CAP na uzyskiwane wartości przemieszczeń poziomych ścianki i pionowych naziomu. Z uwagi na brak wpływu wykorzystania modelu CAP na wartości momentów zginających należy przyjąć iż różnice w otrzymanych wartościach przemieszczeń poziomych ścianki wynikają z różnic w jej przesunięciu i obrocie a nie w ugięciu. Analizy z wykorzystaniem modelu CAP prowadziły do otrzymania znacząco większych wartości przemieszczeń. W stanie po wykonaniu wykopu uzyskano przemieszczenia poziome ścianki o około 60% większe niż przy wykorzystaniu modelu Coulomba – Mohra (przykładowe wyniki przedstawia Rys. 55). Znacznie większe różnice uzyskano porównując otrzymane wartości przemieszczeń pionowych naziomu (Rys. 56). Największe różnice uzyskano w strefie blisko ścianki, w miarę oddalania się od niej różnice maleją. W analizie nośności granicznej z wykorzystaniem modelu CAP zaobserwowano wyraźnie szybszy wzrost przemieszczeń poziomych ścianki wraz ze wzrostem obciążenia – zjawisko jest szczególnie widoczne gdy obciążenie naziomu przekroczy wartość około połowy nośności granicznej. Dla obciążeń bliskich granicznemu wykorzystanie modelu CAP prowadzi do otrzymania przemieszczeń poziomych ścianki kilkukrotnie większych od uzyskanych przy przyjęciu modelu Coulomba – Mohra.



Rys. 55 Wykres przemieszczeń poziomych sztywnej ścianki modelowej po wykonaniu wykopu – w zależności od przyjętego modelu konstytutywnego gruntu.



Rys. 56 Wykres przemieszczeń pionowych naziomu po wykonaniu wykopu – w zależności od przyjętego modelu konstytutywnego gruntu.

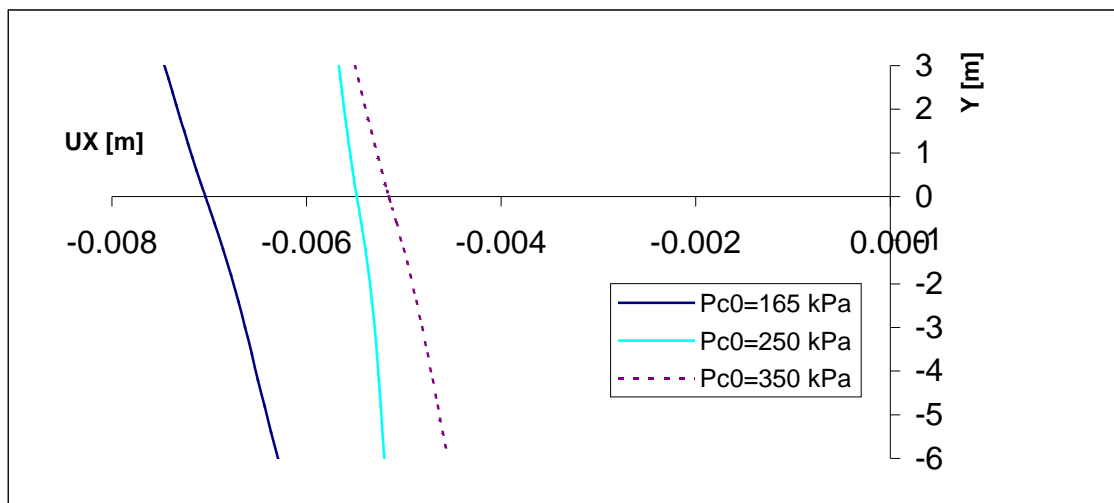
W celu wyjaśnienia wpływu parametrów modelu CAP (λ , p_{c0} , R_0 – ich dokładniejszy opis zawarty jest w Załączniku Z 1.4) na uzyskiwane przemieszczenia ścianki wykonano studium parametryczne polegające na analizie ścianek podtrzymujących grunt o różnych ich wartościach. Uzyskane wykresy przemieszczeń poziomych ścianki i pionowych naziomu pozwoliły stwierdzić iż

- zwiększenie początkowej wartości ciśnienia prekonsolidacji p_{c0} prowadzi do zmniejszenia przemieszczeń poziomych ścianki poprzez jej przesunięcie w

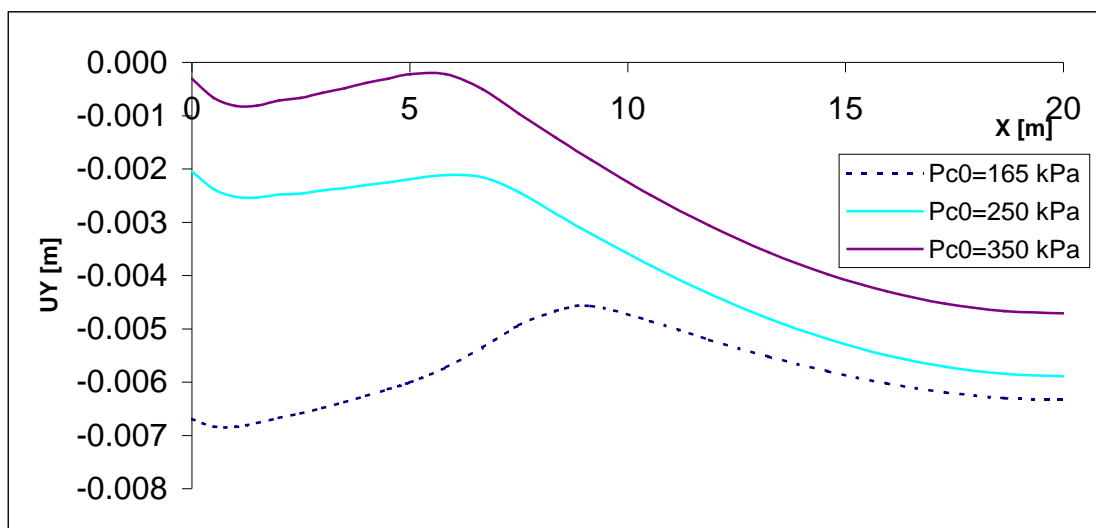
kierunku wykopu oraz zmniejszenia wartości osiadań naziomu, zwłaszcza w pobliżu ścianki

- nie stwierdzono zauważalnego wpływu nachylenia prostej konsolidacji pierwotnej λ na przemieszczenia ścianki i naziomu
- zwiększenie początkowej wartości parametru kształtu R_0 prowadzi do wzrostu przemieszczeń ścianki i naziomu – poprzez obrót i przesunięcie ścianki oraz zwiększenia osiadań naziomu

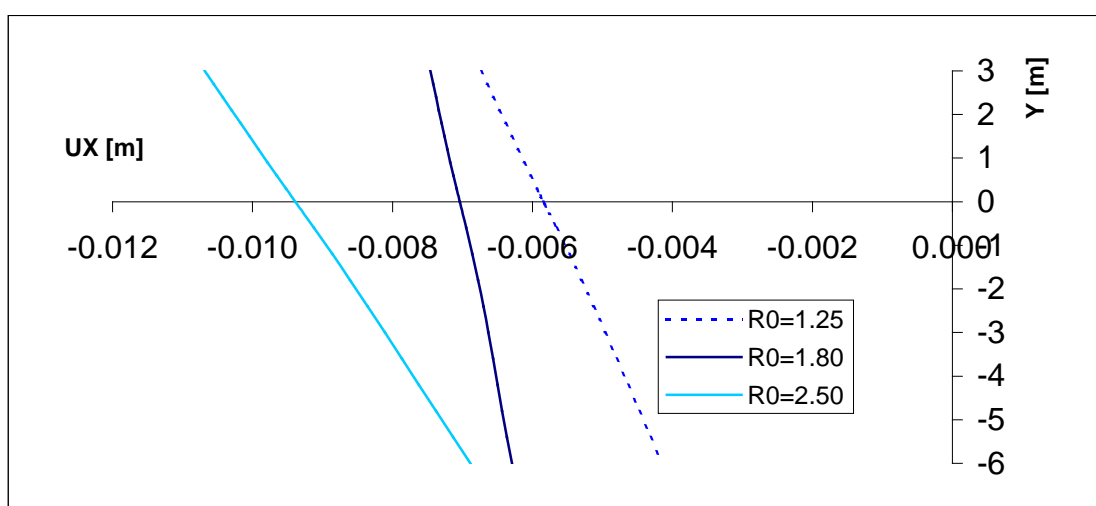
Zamieszczone poniżej wykresy ilustrują wpływ p_{c0} i R_0 na uzyskiwane przemieszczenia poziome ścianki i pionowe naziomu.



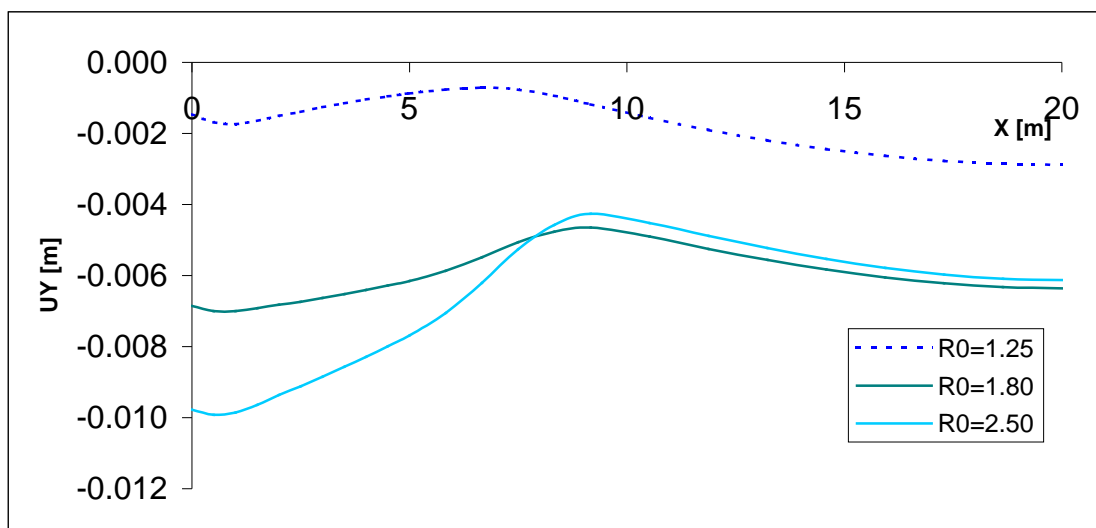
Rys. 57 Wykres przemieszczeń poziomych sztywnej ścianki modelowej po wykonaniu wykopu – w zależności od wartości początkowego ciśnienia prekonsolidacji p_{c0} (pozostałe parametry modelu CAP zawiera Tabela 7).



Rys. 58 Wykres przemieszczeń pionowych naziomu po wykonaniu wykopu – w zależności od wartości początkowego ciśnienia prekonsolidacji p_{c0} (pozostałe parametry modelu CAP zawiera Tabela 7).



Rys. 59 Wykres przemieszczeń poziomych sztywnej ścianki modelowej po wykonaniu wykopu – w zależności od wartości początkowego parametru kształtu R_0 (pozostałe parametry modelu CAP zawiera Tabela 7).



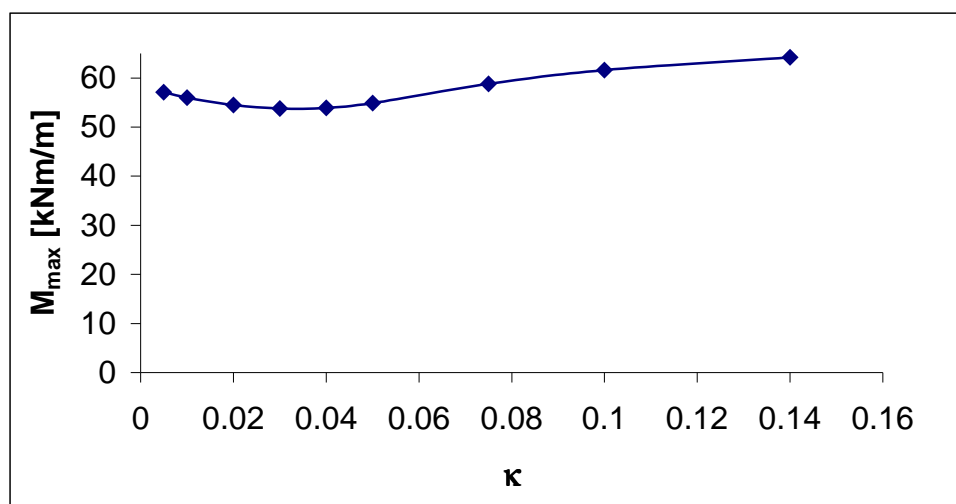
Rys. 60 Wykres przemieszczeń pionowych naziomu po wykonaniu wykopu – w zależności od wartości początkowego parametru kształtu R_0 (pozostałe parametry modelu CAP zawiera Tabela 7).

Zdaniem Autora zastosowanie modelu CAP w analizie ścianek szczelnych i szczelinowych jest zasadne gdy celem analizy jest określenie wartości przemieszczeń ścianki i naziomu. W sytuacji gdy poszukiwane są jedynie wartości sił przekrojowych, współczynnik stateczności oraz powierzchnia poślizgu stosowanie modelu CAP nie prowadzi do uzyskania istotnych różnic w porównaniu z zastosowaniem modelu Coulomba – Mohra.

Oceną przydatności modelu Modified Cam Clay wykonano wykorzystując parametry gruntu podane w pracy Geiser i in. (2002) wspólne z modelem CAP. Przeanalizowano wpływ parametru κ (nachylenia prostej konsolidacji wtórnej) na uzyskiwane wartości momentów zginających i przemieszczeń ścianki. Nie analizowano wpływu nachylenia linii stanu krytycznego M_c gdyż parametr ten jest zależny od kąta tarcia wewnętrznego gruntu - zgodnie z równaniem (Z1.15) przyjęto $M_c=0.814$. Analizę ograniczono do przypadku gruntu izotropowego poprzez przyjęcie współczynnika anizotropii $k=1$.

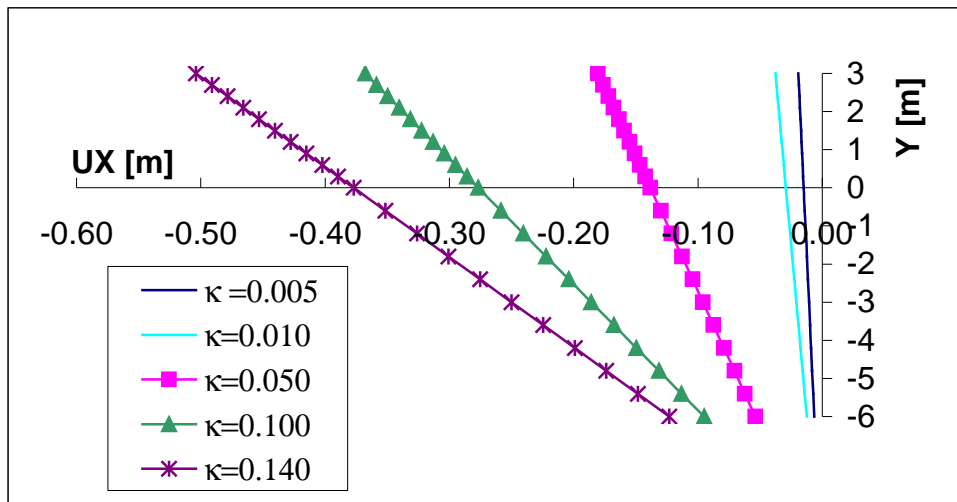
Stwierdzono iż zastosowanie modelu Modified Cam Clay nie prowadzi do uzyskania istotnych różnic w wielkości momentów zginających w przypadku ścianki sztywnej. Wpływ parametru κ nie przekracza 17% - jest to jednak zależność nieliniowa z wyraźnie widocznym lokalnym minimum dla κ około 0.035. Najlepszą zgodność wielkości maksymalnego momentu zginającego pomiędzy analizami z wykorzystaniem

modelu Modified Cam Clay a opisywanymi uprzednio analizami z wykorzystaniem modeli Druckera – Pragera, Coulomba – Mohra i CAP uzyskano dla $\kappa=0.015$ i $\kappa=0.060$.

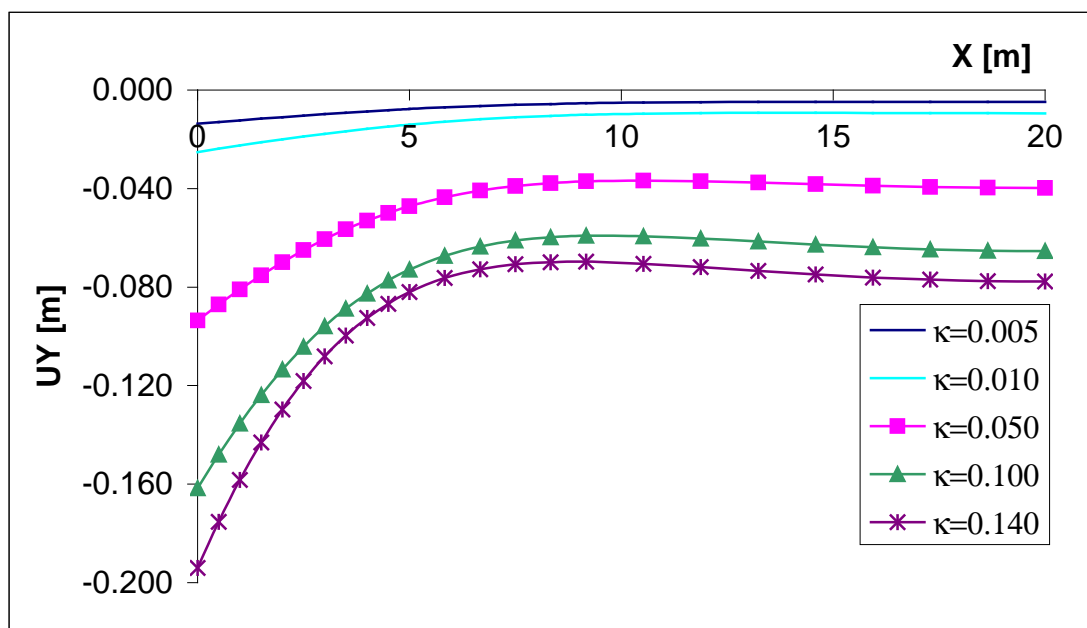


Rys. 61 Wpływ parametru κ modelu Modified Cam-Clay na wartość maksymalnego momentu zginającego w modelowej ścianie szczelnej.

Wykorzystanie modelu Modified Cam Clay prowadzi do uzyskania znacznie większych wartości przemieszczeń niż w przypadku użycia omawianych wcześniej prostszych modeli konstytutywnych gruntu. Wpływ parametru κ na otrzymywane przemieszczenia poziome ścianki i pionowe naziomu ilustrują poniższe wykresy. Wyraźnie widoczny jest znaczny wpływ κ na przemieszczenia ścianki, zwłaszcza jej obrót względem dolnego końca (co skutkuje wyraźnym wpływem na przemieszczenia poziome górnego końca ścianki). Różnice w przemieszczeniach dolnego końca ścianki są dużo mniejsze. Wpływ κ na przemieszczenia naziomu jest również znaczny, rosną one wraz ze wzrostem κ . Zwraca uwagę fakt iż dla dużych wartości κ uzyskano bardzo znaczne wartości przemieszczeń poziomych ścianki (do 50 cm) i pionowych naziomu (do 20 cm) co oznacza niespełnienie przyjętego „a priori” założenia małych przemieszczeń.



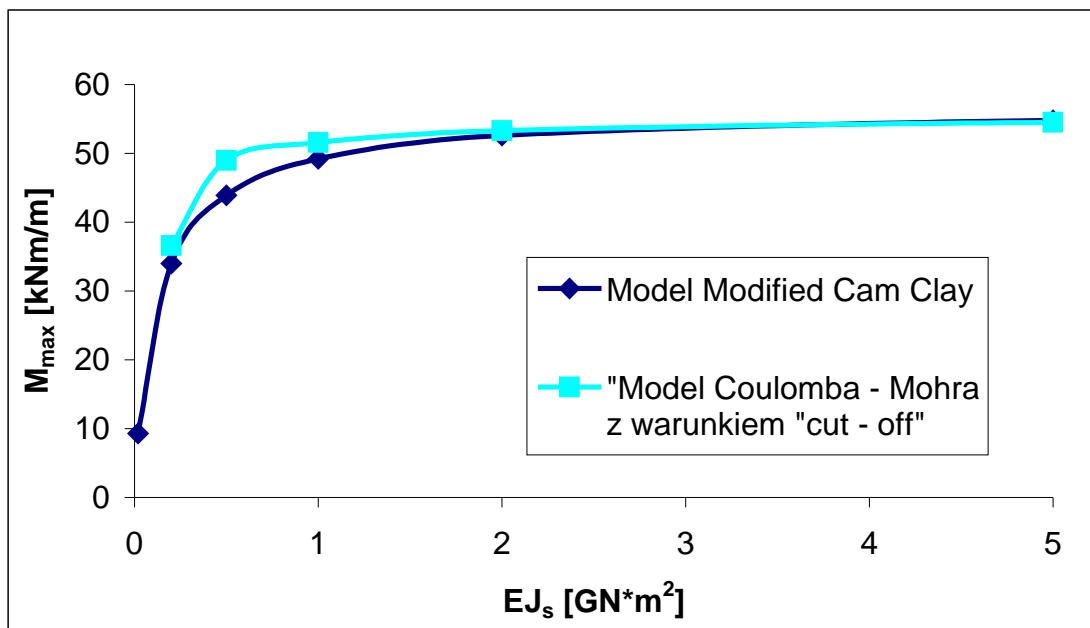
Rys. 62 Wykres przemieszczeń poziomych sztywnej ścianki modelowej po wykonaniu wykopu – w zależności od nachylenia prostej konsolidacji wtórnej κ .



Rys. 63 Wykres przemieszczeń pionowych naziomu po wykonaniu wykopu – w zależności od nachylenia prostej konsolidacji wtórnej κ .

Z uwagi na odmienne w stosunku do modeli Coulomba – Mohra i Druckera – Pragera zdefiniowanie sztywności gruntu w zakresie sprężystym w modelu Modified Cam Clay należało sprawdzić wpływ takiego sformułowania na otrzymywane wyniki. Jak wykazała analiza przeprowadzona w Rozdziale 3 i potwierdziły obliczenia porównawcze opisywane w Rozdziale 3.1.1.1.3.2 parametrem sprężystym który wpływa

na uzyskiwane wartości momentów zginających w ścianie jest sztywność bezwymiarowa $D_0 = \frac{E_s J}{E_g h^3}$ (w przypadku przyjęcia w zakresie sprężystym liniowego prawa Hooke'a). Ze względu na przyjęte w modelu Modified Cam Clay nieliniowe prawo sprężystości nie istnieje możliwość wykorzystania tak zdefiniowanej sztywności bezwymiarowej. Należy jednak spodziewać się podobnego jakościowo wpływu stosunku sztywności ścianki do sztywności gruntu na otrzymywane wartości momentów zginających. W związku z tym w celu określenia wpływu zjawisk zachodzących w zakresie sprężystym wykonano studium parametryczne wpływu sztywności giętej ścianki $E_s J$ na otrzymywane wartości momentów zginających i przemieszczenia ścianki. Studium wykonano dla identycznej ścianki jak w prezentowanych uprzednio obliczeniach, przyjmując $\kappa=0.01$. Parametry gruntu wykorzystane w obliczeniach porównawczych z wykorzystaniem modelu Coulomba- Mohra z warunkiem „cut - off” zawiera Tabela 7.



Rys. 64 Wykres zależności wartości maksymalnego momentu zginającego od sztywności modelowej ścianki sztywnej – w zależności od przyjętego modelu konstytutywnego gruntu.

Przedstawiona na powyższym rysunku zależność maksymalnego momentu zginającego od sztywności giętej ścianki nie wykazuje istotnych różnic w zależności

od przyjętego modelu konstytutywnego (różnice nie przekraczają 10%). Tak więc można przyjąć iż zastosowanie nieliniowego prawa sprężystości w modelu Modified Cam Clay nie prowadzi do istotnych zmian w uzyskiwanych wartościach momentów zginających w ścianie podatnej w stosunku do modelu Coulomba – Mohra z liniowym prawem Hooke'a w zakresie sprężystym.

Należy podkreślić iż nie istnieją obecne procedury oceny stateczności konstrukcji współpracującej z gruntem opisanym modelem Modified Cam Clay. W związku z tym analiza stateczności musi być wykonywana z wykorzystaniem modelu Druckera – Pragera lub Coulomba – Mohra, natomiast wyznaczenie sił przekrojowych w ścianie i jej przemieszczeń może być wykonywane z użyciem modelu Modified Cam Clay.

Podsumowując zdaniem Autora nie istnieje potrzeba wykorzystywania modelu CAP lub Modified Cam Clay w analizach ścianek szczelnych i szczelinowych jeżeli ich celem jest ocena stateczności i wyznaczanie wielkości sił przekrojowych w ścianie. Natomiast może istnieć taka potrzeba gdy istotne staje się wyznaczenie przemieszczeń ścianki i współpracującego z nią gruntu.

3.2 Praktyczne metody określania współczynnika stateczności

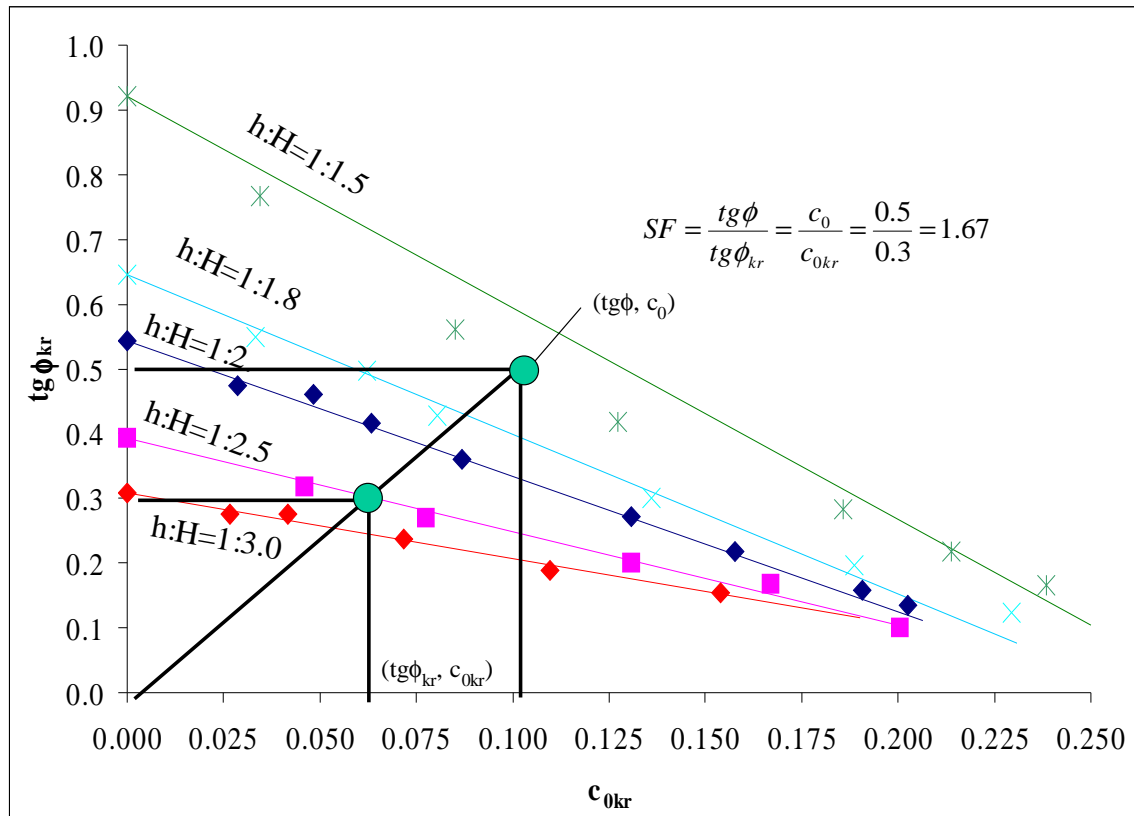
W niniejszym Rozdziale proponuje się dwie Autorskie metody obliczania współczynnika stateczności dla ścianek szczelnych niekotwionych. Pierwsza z nich bazuje na prezentowanych w Rozdziale 3.1.1.1.2 wynikach obliczeń numerycznych a druga stanowi kombinację klasycznej metody obliczeniowej (omawianej w Rozdziale 2.1.1) i metody proporcjonalnej redukcji parametrów wytrzymałościowych (opisywanej w Rozdziale 2.2.5.4).

3.2.1 Metoda bazująca na wynikach obliczeń numerycznych.

Wykres zamieszczony na Rys. 17 może posłużyć do określania współczynnika stateczności ścianki o założonym stosunku H/h . W tym celu należy poprowadzić prostą z początku układu współrzędnych do punktu odpowiadającego parametrom $(tg\phi, c_0)$

a następnie odczytać współrzędne punktu $(\text{tg}\phi_{kr}, c_{0kr})$ przecięcia uzyskanej prostej z linią odpowiadającą założonemu H/h . Poszukiwany współczynnik stateczności wynosi

$$SF = \frac{\text{tg}\phi}{\text{tg}\phi_{kr}} = \frac{c_0}{c_{0kr}} \quad (34)$$



Rys. 65 Schemat postępowania w proponowanej metodzie obliczeniowej – na przykładzie określenia współczynnika stateczności dla ścianki o $H/h=1:2.5$ $c_0=0.1$ $\text{tg}\phi=0.5$

Możliwe jest także wykorzystanie powyższego wykresu do określenia potrzebnej głębokości wbicia ścianki przy założonym współczynniku stateczności. W takiej sytuacji należy podzielić tangens kąta tarcia wewnętrznego i kohezję przez wymagany współczynnik stateczności a następnie dla tak określonych parametrów odczytać z wykresu potrzebne zagłębienie H/h .

Ze względu na bliski liniowemu charakter zamieszczonych na Rys. 17 zależności przyjęto dla nich aproksymację liniową, jako najprostszą, a jednocześnie umożliwiającą dobry opis zaobserwowanych zjawisk. Przyjętą postać równania aproksymacyjnego przedstawia wzór (35)

$$\operatorname{tg} \phi_{kr} = A \cdot c_{0kr} + B \quad (35)$$

Parametr B posiada interpretację fizyczną. Jest to wartość tangensa kąta tarcia wewnętrznego $\phi_{kr(c=0)}$ niezbędna dla zapewnienia stateczności ścianki o założonym stosunku H/h zagłębionej w gruncie niespoistym ($c=0$ więc $c_0=0$), może być zatem określony analitycznie, z wykorzystaniem równania równowagi momentów parcia i oporu gruntu działających na ściankę. Zgodnie z zależnościami podanymi w Rozdziale 2.1.1 równanie to po przyjęciu oznaczenia $\phi_{kr(c=0)} = \bar{\phi}$ przyjmuje postać

$$\gamma H^3 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\bar{\phi}}{2} \right) = \gamma (H-h)^3 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\bar{\phi}}{2} \right) \quad (36)$$

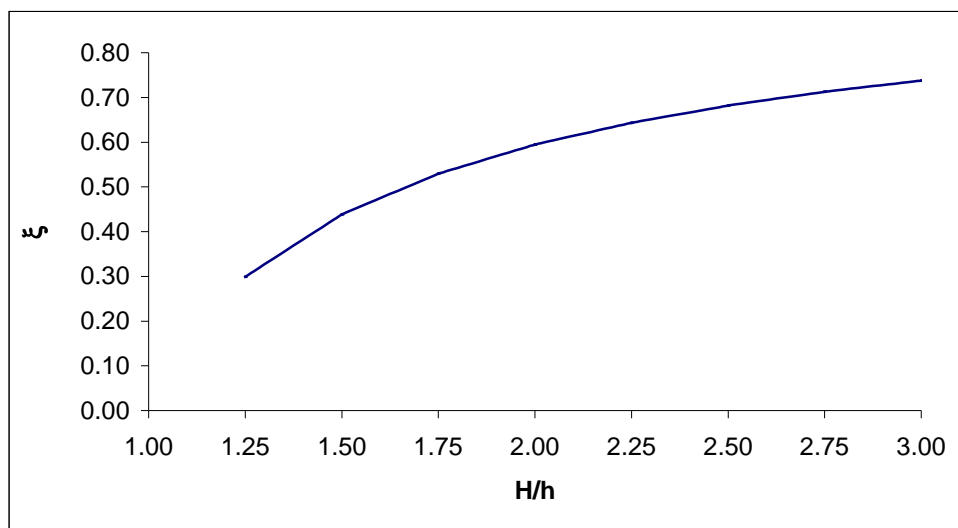
co po uproszczeniach prowadzi do zależności

$$\left(1 - \frac{h}{H} \right)^{3/2} = \frac{\operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\bar{\phi}}{2} \right)}{\operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\bar{\phi}}{2} \right)} \quad (37)$$

W dalszej części pracy wprowadza się oznaczenie

$$\xi \left(\frac{h}{H} \right) = \left(1 - \frac{h}{H} \right)^{3/4} \quad (38)$$

Zależność dana powyższym równaniem ilustruje Rys. 66



Rys. 66 Zależność $\xi(H/h)$

Wykorzystując zależności trygonometryczne

$$\operatorname{tg}(\alpha + \beta) = \frac{\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\beta}{1 - \operatorname{tg}\alpha \cdot \operatorname{tg}\beta} \quad \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4}\right) = 1 \quad \operatorname{tg}(-\alpha) = -\operatorname{tg}(\alpha) \quad (39)$$

można otrzymać

$$\xi\left(\frac{h}{H}\right) = \frac{1 - \operatorname{tg}\left(\frac{\bar{\phi}}{2}\right)}{1 + \operatorname{tg}\left(\frac{\bar{\phi}}{2}\right)} \quad (40)$$

co po prostych przekształceniach prowadzi do zależności

$$\operatorname{tg}\left(\frac{\bar{\phi}}{2}\right) = \frac{1 - \xi}{1 + \xi} \quad (41)$$

Tak więc parametr $B = \operatorname{tg}\bar{\phi}$ jest dany wzorem

$$B = \tan\left(2 \cdot \operatorname{atan}\left(\frac{1 - \xi}{1 + \xi}\right)\right) \quad (42)$$

który po wykorzystaniu zależności trygonometrycznej

$$\operatorname{tg}(2\alpha) = \frac{2\operatorname{tg}(\alpha)}{1 - \operatorname{tg}^2(\alpha)} \quad (43)$$

i dalszych przekształceniach upraszcza się do postaci

$$B = \frac{1}{2\xi}(1 - \xi^2) \quad (44)$$

a kąt tarcia wewnętrznego dający dla ścianki o założonym h/H podtrzymującej grunt niespoisty współczynnik stateczności $SF=1$ określa równanie

$$\bar{\phi} = \phi_{kr(c=0)} = 2 \cdot \operatorname{atan}\left(\frac{1 - \xi}{1 + \xi}\right) \quad (45)$$

Parametr A nie posiada interpretacji fizycznej i może być określany z wykorzystaniem metody najmniejszej sumy kwadratów odchyłek.

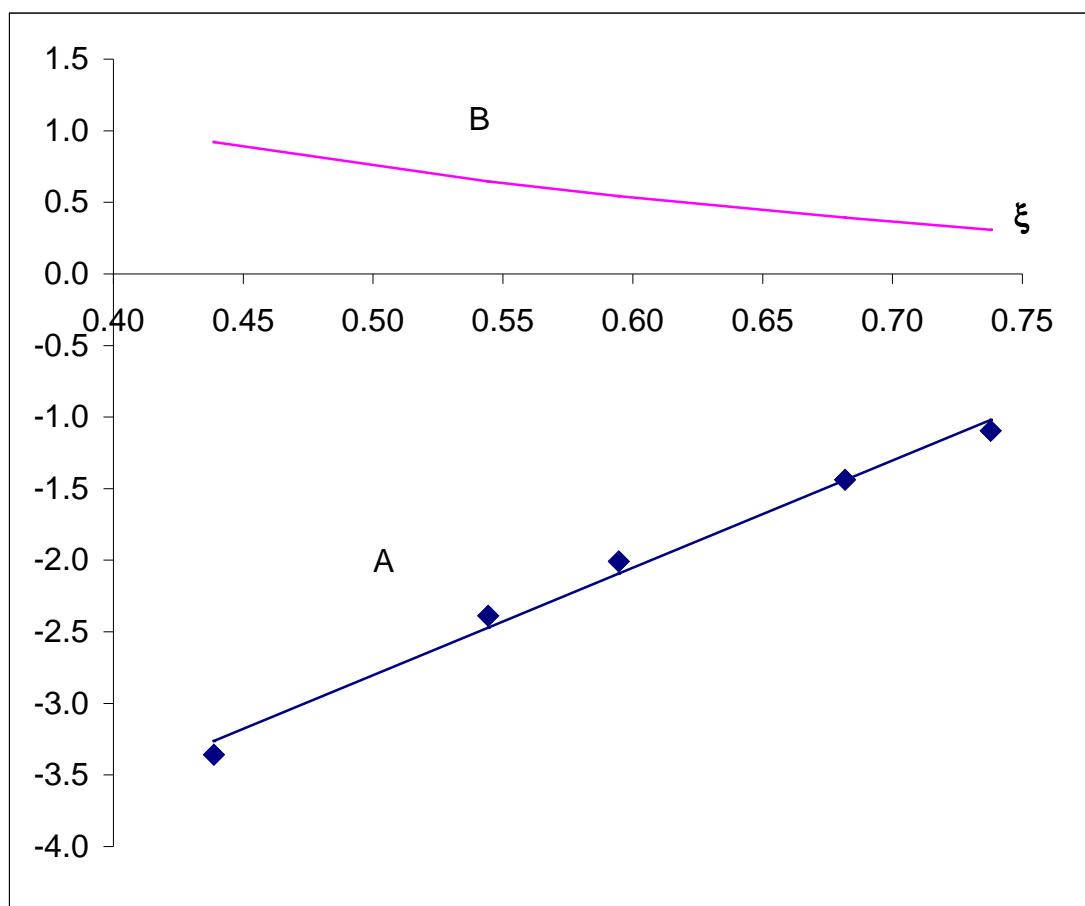
Dla zależności wartości parametru A od ξ uzyskanej na drodze eksperymentu numerycznego proponuje się formułę aproksymacyjną w postaci

$$A = 7.5 * \xi - 6.55 \quad (46)$$

Zestawienie określonych w ten sposób wartości parametrów A i B zawiera poniższa tabela i wykresy.

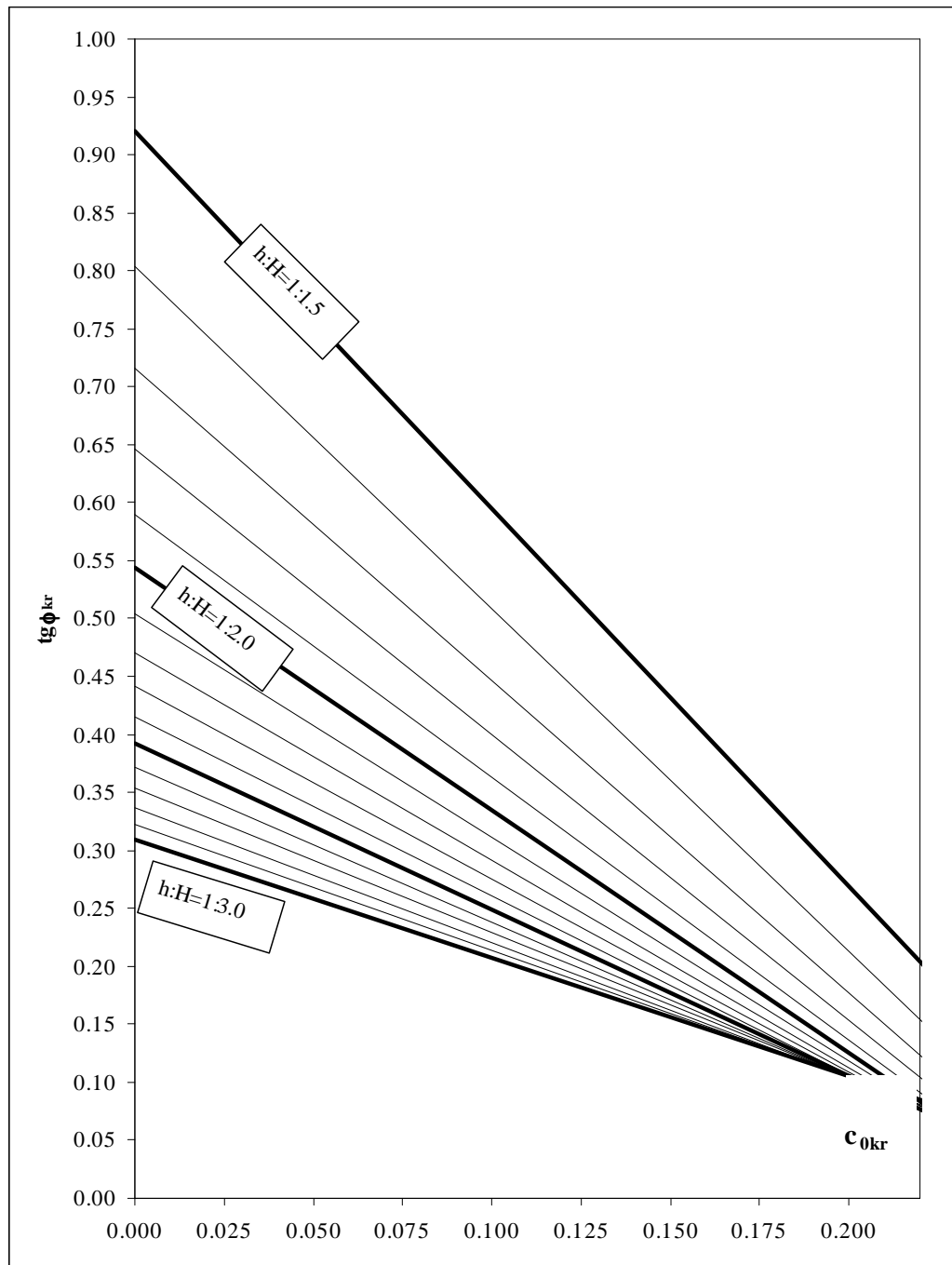
Zagłębienie h/H	A	B
1:1.5	-3.2625	0.9202
1:1.8	-2.4703	0.6464
1:2.0	-2.0093	0.5434
1:2.5	-1.4399	0.3927
1:3.0	-1.0195	0.3088

Tabela 8 Zestawienie parametrów równania (35) dla ścianek o różnym zagłębieniu h/H.



Rys. 67 Parametry A i B równania (35) w funkcji ξ

Opisaną powyżej zależność pomiędzy niezbędnym zagłębieniem ścianki $h:H$ a tangensem kąta tarcia wewnętrznego $\text{tg}\phi_{\text{kr}}$ i kohezją bezwymiarową $c_{0\text{kr}}$ ilustruje Rys. 68. Przyjęta aproksymacja jest ograniczona do zakresu stosunku $h:H$ od 1:1.5 do 1:3.0 oraz do zakresu $c_{0\text{kr}}$ od 0 do 0.25



Rys. 68 Niezbędne zagłębienie ścianki $h:H$ w funkcji tangensa kąta tarcia wewnętrznego i kohezji bezwymiarowej. Nomogram uzyskany na podstawie zależności aproksymacyjnej.

Przyjęta postać zależności aproksymacyjna wraz z wzorami (18) i (19) pozwala na wyprowadzenie wzoru na współczynnik stateczności dla ścianki o założonym zagłębieniu H/h . Wstawiając równanie (35) do (18) i (19) otrzymuje się

$$\frac{tg\phi}{Ac_{0kr} + B} = \frac{c_0}{c_{0kr}} = SF \quad (47)$$

Układ równań (47) ma dwie niewiadome – SF i c_{0kr} . Eliminując z niego c_{0kr} po przekształceniach uzyskuje się

$$SF = \frac{tg\phi - Ac_0}{B} \quad (48)$$

Powyższą zależność jest liniowa względem $tg\phi$ i c_0 , tak więc stosowanie interpolacji liniowej przy korzystaniu z zamieszczonych w pracy ilustrujących ją wykresów nie wprowadza dodatkowych błędów.

Z uwagi na podane uprzednio ograniczenia zakresu c_{0kr} dla którego została zastosowana aproksymacja linowa zależności będących podstawą proponowanej metody po obliczeniu współczynnika stateczności należy sprawdzić czy obliczona zgodnie z równaniem (18) wartość c_{0kr} mieści się w założonym zakresie (od 0 do 0.25).

Równanie (48) można przekształcić do podanej poniżej postaci podającej potrzebny tangens kąta tarcia wewnętrznego który przy założonej kohezji bezwymiarowej pozwoli uzyskać potrzebny współczynnik stateczności lub też do formy pozwalającej obliczyć potrzebną wartość kohezji bezwymiarowej dającą przy znanym tangensie kąta tarcia wewnętrznego potrzebny współczynnik stateczności

$$tg\phi = SF \cdot B + A \cdot c_0 \quad (49)$$

$$c_0 = \frac{tg\phi - SF \cdot B}{A} \quad (50)$$

Równania (48) po wstawieniu do niego równań (44) i (46) oraz przyjęciu $SF=1$ można przekształcić do równania nieliniowego wiążącego ze sobą parametry krytyczne gruntu (dane równaniami (18) i (19)) oraz parametr geometryczny ξ w postaci

$$tg\phi_{kr} - (7.5\xi - 6.55)c_{0kr} - \frac{1}{2\xi}(1 - \xi^2) = 0 \quad (51)$$

które można przekształcić do równania kwadratowego względem ξ

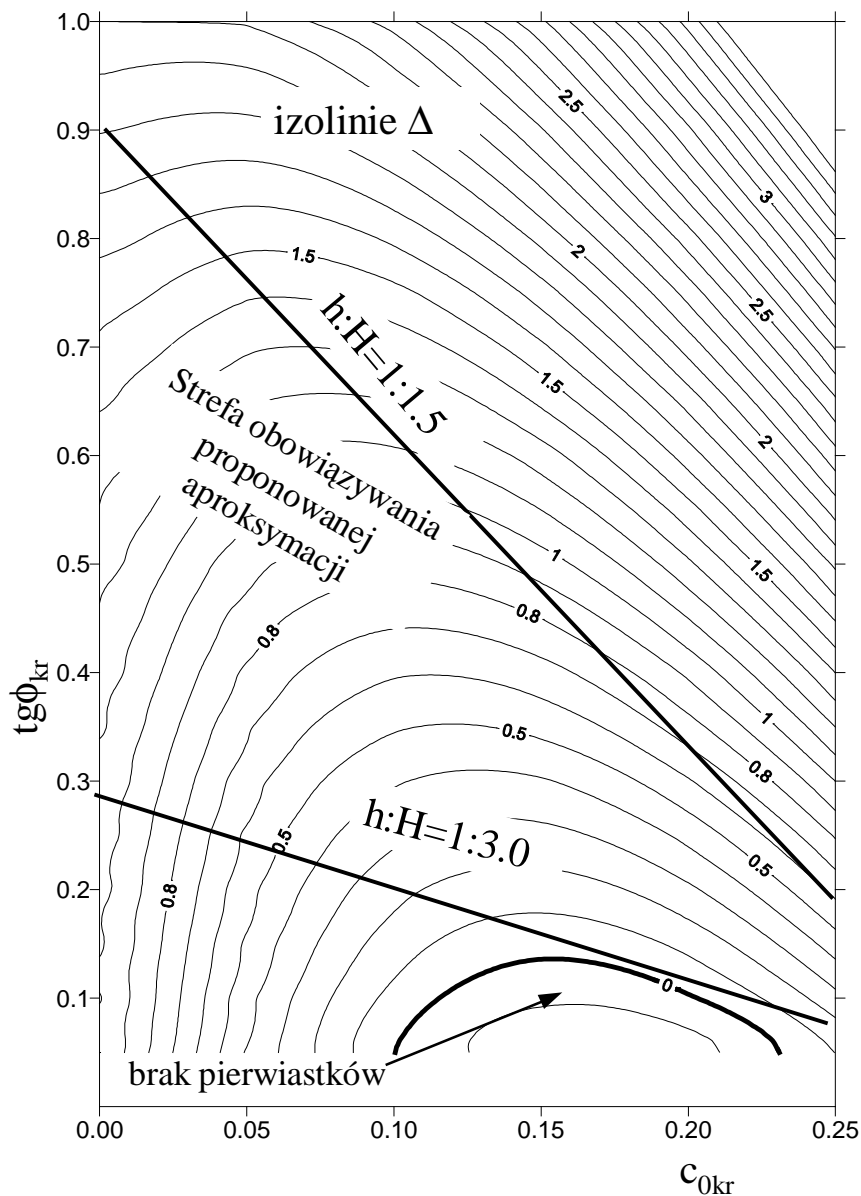
$$\left(\frac{1}{2} - 7.5c_{0kr}\right)\xi^2 + (tg\phi_{kr} + 6.55c_{0kr})\xi - \frac{1}{2} = 0 \quad (52)$$

W szczególnym przypadku gdy $c_{0kr}=1/15$ równanie (52) upraszcza się do równania liniowego

$$(tg\phi_{kr} + 0.437)\xi - \frac{1}{2} = 0 \quad (53)$$

Wyróżnik Δ równania (52) ma postać

$$\Delta = (tg\phi_{kr} + 6.55c_{0kr})^2 - 15c_{0kr} + 1 \quad (54)$$



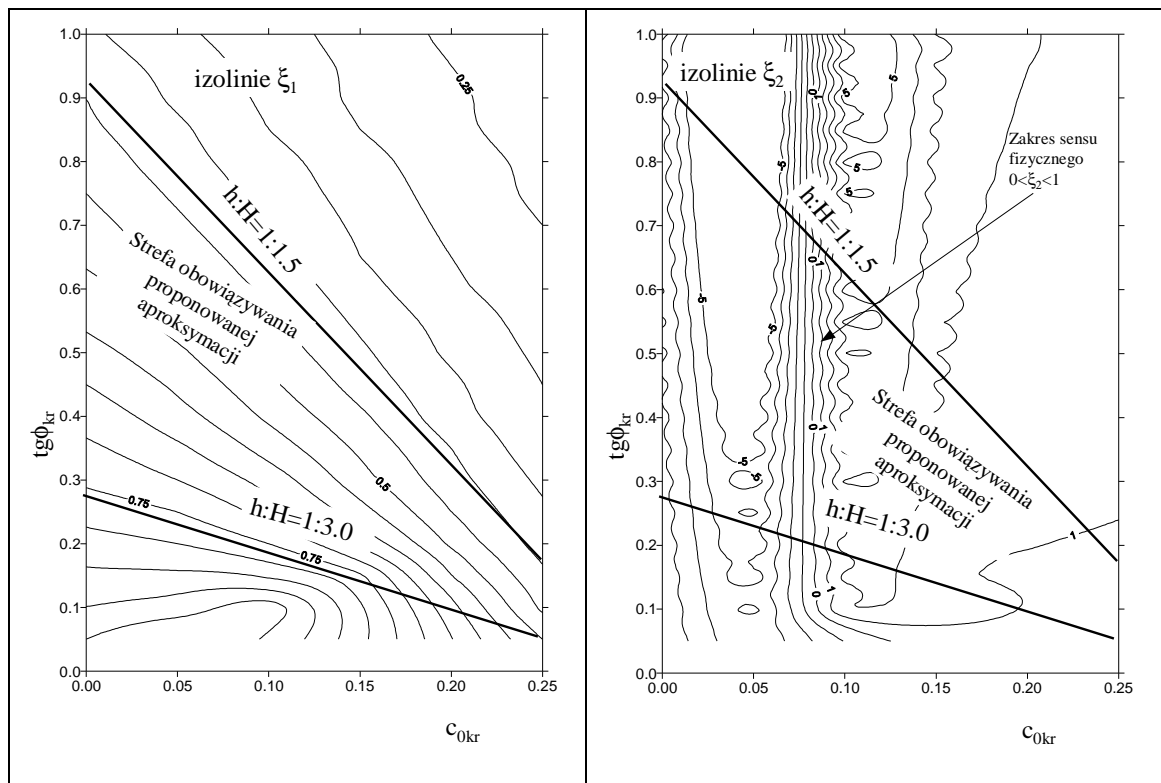
Rys. 69 Wyróżnik Δ równania (52) w funkcji $tg\phi_{kr}$ i c_{0kr}

W celu sprawdzenia czy dla możliwego zakresu parametrów $\text{tg}\phi_{kr}$ i c_{0kr} równanie (52) ma pierwiastki rzeczywiste wykonano wykres zamieszczony na Rys. 69. Jego analiza pozwala przyjąć iż dla zakresu ważności proponowanej aproksymacji wyróżnik $\Delta > 0$ więc równanie (52) ma dwa pierwiastki rzeczywiste dane wyrażeniami

$$\xi_1 = \frac{\text{tg}\phi_{kr} + 6.55c_{0kr} - \sqrt{(\text{tg}\phi_{kr} + 6.55c_{0kr})^2 - 15c_{0kr} + 1}}{15c_{0kr} - 1} \quad (55)$$

$$\xi_2 = \frac{\text{tg}\phi_{kr} + 6.55c_{0kr} + \sqrt{(\text{tg}\phi_{kr} + 6.55c_{0kr})^2 - 15c_{0kr} + 1}}{15c_{0kr} - 1} \quad (56)$$

W celu ustalenia który z powyższych pierwiastków ma sens fizyczny wykonano wykresy ich wartości w funkcji $\text{tg}\phi_{kr}$ i c_{0kr} .



Rys. 70 Izolinie ξ_1 i ξ_2 w funkcji $\text{tg}\phi_{kr}$ i c_{0kr}

Analizując równanie odwrotne do równania (38)

$$\frac{h}{H} = 1 - \xi^{4/3} \quad (57)$$

można zauważyć iż w celu spełnienia ograniczenia

$$0 < \frac{h}{H} \leq 1 \quad (58)$$

musi być spełniona zależność

$$0 < \xi \leq 1 \quad (59)$$

Jak można zauważyć ograniczenia te w całym zakresie obowiązywania proponowanej aproksymacji spełnia wyłącznie pierwiastek ξ_1 . Tak więc ξ_1 należy traktować jako rozwiązanie równania (52) mające sens fizyczny.

Funkcja $\xi_1(\text{tg}\phi_{kr}, c_{0kr})$ dana równaniem (55) jest nieokreślona dla argumentu $c_{0kr}=1/15$ gdyż przy takiej wartości argumentu zeruje się jej mianownik. W takiej sytuacji niezbędne jest określenie granicy funkcji w punkcie jej nieciągłości.

$$\lim_{c_{0kr} \rightarrow 1/15} \xi_1(\text{tg}\phi_{kr}, 6.55c_{0kr}) = \lim_{c_{0kr} \rightarrow 1/15} \frac{\text{tg}\phi_{kr} + 6.55c_{0kr} - \sqrt{(\text{tg}\phi_{kr} + 6.55c_{0kr})^2 - 15c_{0kr} + 1}}{15c_{0kr} - 1} \quad (60)$$

Ponieważ w punkcie tym zarówno licznik jak i mianownik funkcji zmierzają do zera możliwe było wykorzystanie reguły de l'Hospitala, co prowadzi do zależności

$$\lim_{c_{0kr} \rightarrow 1/15} \xi_1(\text{tg}\phi_{kr}, 6.55c_{0kr}) = \lim_{c_{0kr} \rightarrow 1/15} \frac{6.55 - \frac{6.55(\text{tg}\phi_{kr} + 6.55c_{0kr}) - 7.5}{\sqrt{(\text{tg}\phi_{kr} + 6.55c_{0kr})^2 - 15c_{0kr} + 1}}}{15} \quad (61)$$

Po uproszczeniach i wstawieniu $c_{0kr}=1/15$ uzyskuje się

$$\lim_{c_{0kr} \rightarrow 1/15} \xi_1(\text{tg}\phi_{kr}, 6.55c_{0kr}) = 0.437 - \frac{0.437\text{tg}\phi_{kr} - 0.309}{\text{tg}\phi_{kr} + 0.437} = \frac{1}{2(\text{tg}\phi_{kr} + 0.437)} \quad (62)$$

Wstawiając do równania (55) wartości c_{0kr} bliskie $1/15$ uzyskuje się wartości bardzo bliskie granicy danej równaniem (62), można więc stwierdzić iż nieokreśloność funkcji $\xi_1(\text{tg}\phi_{kr}, c_{0kr})$ w tym punkcie nie wpływa na otrzymywane wyniki obliczeń.

Wzór (62) jest również rozwiązaniem równania (53). Tak więc finalne rozwiązanie problemu przyjmuje postać:

$$\xi = \frac{\text{tg}\phi_{kr} + 6.55c_{0kr} - \sqrt{(\text{tg}\phi_{kr} + 6.55c_{0kr})^2 - 15c_{0kr} + 1}}{15c_{0kr} - 1} \quad \text{dla } c_{0kr} \neq 1/15 \quad (63)$$

$$\xi = \frac{1}{2(\text{tg}\phi_{kr} + 0.437)} \quad \text{dla } c_{0kr} = 1/15$$

Jak wykazała zaprezentowana uprzednio analiza równanie (63) może być wykorzystywane do projektowania ścianek pracujących w prostych warunkach

geotechnicznych, przy podanym we wcześniejszej części niniejszego rozdziału ograniczeniu wartości c_{0kr} i h/H . Umożliwia ono określenie wartości parametru geometrycznego ξ przy znanych $tg\phi_{kr}$ i c_{0kr} co po wykorzystaniu równania (57) pozwala określić potrzebne zagłębienie ścianki H/h .

3.2.1.1 Obliczenia stateczności przykładowej ścianki

Przykład 1

Określenie potrzebnej długości ścianki szczelnej niekotwionej przedstawionej na Rys. 13.

Dane:

$$h = 4 \text{ m}$$

$$c = 10 \text{ kPa}$$

$$\phi = 15^\circ$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

wymagany współczynnik stateczności $SF = 1.2$

Szukane:

całkowita długość ścianki H

Przebieg obliczeń:

Wariant 1. Rozwiązanie analityczne.

- kohezja bezwymiarowa $c_0 = \frac{c}{h \cdot \gamma} = \frac{10 \text{ kPa}}{4 \text{ m} \cdot 19 \text{ kN/m}^3} = 0.1316$ tangens kąta tarcia

$$\text{wewnętrznego } tg\phi = 0.268$$

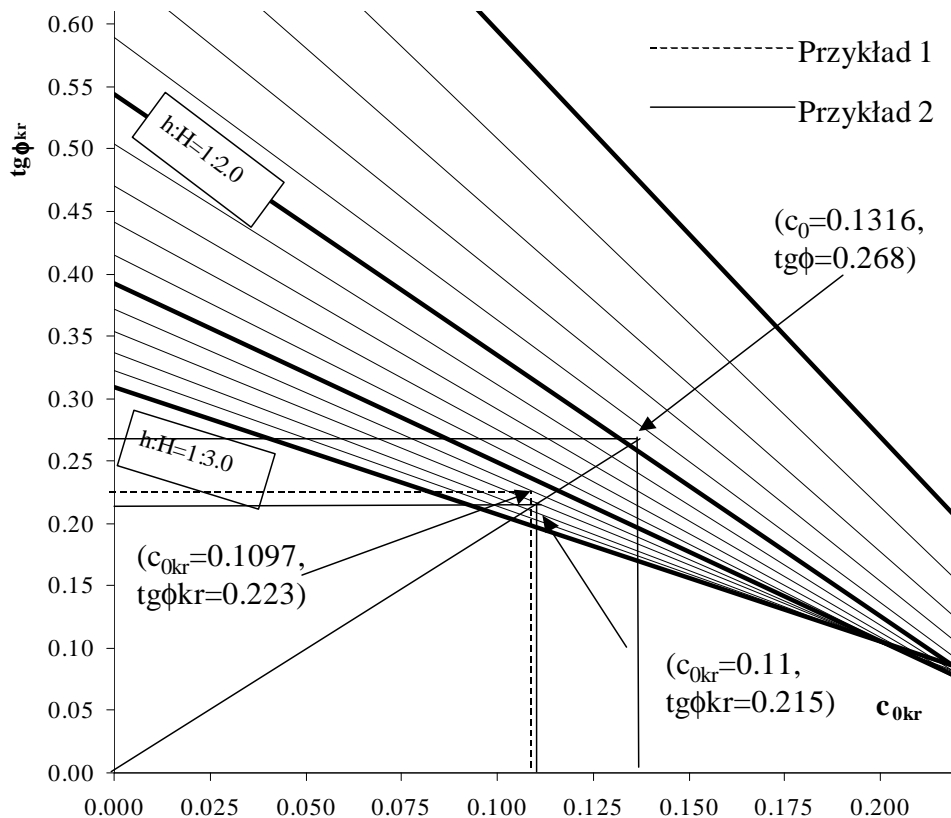
- parametry graniczne $c_{0kr} = \frac{c_0}{SF} = 0.1097$ $tg\phi_{kr} = \frac{tg\phi}{SF} = 0.223$

- graniczna wartość $\xi = \frac{tg\phi_{kr} + 6.55c_{0kr} - \sqrt{(tg\phi_{kr} + 6.55c_{0kr})^2 - 15c_{0kr} + 1}}{15c_{0kr} - 1} = 0.697$

$$\text{co odpowiada } \frac{h}{H} = 1 - \xi^{4/3} = 1 : 2.62 \text{ oraz } H = 10.48 \text{ m}$$

Wariant 2. Rozwiązanie graficzne.

- kohezja bezwymiarowa $c_0 = \frac{c}{h \cdot \gamma} = \frac{10 \text{ kPa}}{4 \text{ m} \cdot 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}} = 0.1316$ tangens kąta tarcia wewnętrznego $\text{tg}\phi = 0.268$
- parametry graniczne $c_{0kr} = \frac{c_0}{SF} = 0.1097$ $\text{tg}\phi_{kr} = \frac{\text{tg}\phi}{SF} = 0.223$
- dla parametrów granicznych odczytano z wykresu na Rys. 71 $h:H=1:2.6$ co odpowiada $H=10.4 \text{ m}$



Rys. 71 Ilustracja graficzna przykładów obliczeniowych.

Przykład 2

Poszukiwanie współczynnika stateczności ścianki szczelnej niekotwionej przedstawionej na Rys. 13.

Dane:

$h = 4 \text{ m}$

$H = 10.75 \text{ m}$

$c = 10 \text{ kPa}$

$$\phi=15^{\circ}$$

$$\gamma=19 \text{ kN/m}^3$$

Szukane:

współczynnik stateczności SF

Przebieg obliczeń:

Wariant 1. Rozwiązanie analityczne.

- kohezja bezwymiarowa $c_0 = \frac{c}{h \cdot \gamma} = \frac{10 \text{ kPa}}{4 \text{ m} \cdot 19 \text{ kN/m}^3} = 0.1316$ tangens kąta tarcia

wewnętrznego $\text{tg}\phi = 0.268$

- $h/H=0.372$ $\xi\left(\frac{h}{H}\right) = \left(1 - \frac{h}{H}\right)^{3/4} = 0.705$

- $A = 7.5 * \xi - 6.55 = -1.2625$ $B = \frac{1}{2\xi}(1 - \xi^2) = 0.357$

- $SF = \frac{\text{tg}\phi - Ac_0}{B} = 1.22$

Wariant 2. Rozwiązanie graficzne.

- kohezja bezwymiarowa $c_0 = \frac{c}{h \cdot \gamma} = \frac{10 \text{ kPa}}{4 \text{ m} \cdot 19 \text{ kN/m}^3} = 0.1316$ tangens kąta tarcia

wewnętrznego $\text{tg}\phi = 0.268$ $h:H=1:2.69$

- na wykresie zamieszczonym na Rys. 71 poprowadzono prostą łączącą punkt $(c_0, \text{tg}\phi)$ z początkiem układu współrzędnych. Odczytano współrzędne przecięcia prostej z izolinia $h:H=1:2.7$ ($c_{0kr}=0.11$, $\text{tg}\phi_{kr}=0.215$).

- $SF = \frac{\text{tg}\phi}{\text{tg}\phi_{kr}} = 1.25$ lub alternatywnie $SF = \frac{c_0}{c_{0kr}} = 1.20$, co daje wartość średnią

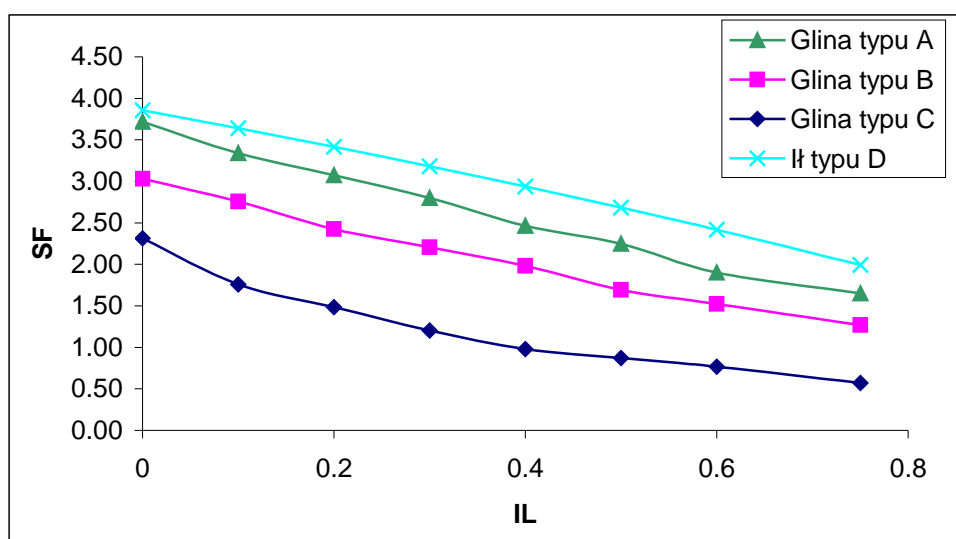
$SF = \frac{c_0}{c_{0kr}} = 1.225$ (różnice wynikają z niemożliwych do wyeliminowania

niedokładności odczytu wartości z wykresów)

Zamieszczone przykłady obliczeniowe wykazują iż stosowanie proponowanej metody obliczeniowej nie nastęrcza istotnych trudności a różnice pomiędzy rozwiązaniem analitycznym a graficznym są nieznaczne.

3.2.1.2 Próba konstrukcji zależności pomiędzy stopniem plastyczności gruntu a współczynnikiem stateczności ścianki modelowej

Wykorzystując równanie (48) oraz zależności korelacyjne pomiędzy stopniem plastyczności IL a ciężarem objętościowym γ , kątem tarcia wewnętrznego ϕ i kohezją c podane w normie PN-81/B-03020 ([56]) wykonano wykres zależności pomiędzy stopniem plastyczności IL podtrzymywanego gruntu a współczynnikiem stateczności modelowej ścianki szczelnej o $h=3m$ i $H=6m$ (osobno dla gruntów typu A, B, C i D według normy PN-81/B-03020 ([56])).



Rys. 72 Zależność współczynnika stateczności SF od stopnia plastyczności IL dla modelowej ścianki szczelnej o $h=3m$ $H=6m$ podtrzymującej grunt różnego rodzaju według klasyfikacji normowej zawartej w normie [56].

Analizując wykres zamieszczony na Rys. 72 można stwierdzić iż nie jest możliwe skonstruowanie poprawnej zależności pomiędzy współczynnikiem stateczności ścianki a stopniem plastyczności podtrzymywanego gruntu nie uwzględniającej rodzaju gruntu. Można przyjąć iż omawiana zależność dla gruntów typu A, B i D ma charakter bliski liniowemu. Tak więc w przypadku potrzeby wykonania zależności współczynnika stateczności ścianki o założonych wymiarach

h i H od stopnia plastyczności podtrzymywanego gruntu wystarczy wyznaczyć współczynnik stateczności dla dwóch wartości IL – dla innych IL można dokonywać interpolacji liniowej. Natomiast dla gruntów typu C stosowanie takiego podejścia doprowadziło by do uzyskania zawyżonych współczynników stateczności interpolowanych liniowo pomiędzy określonymi dla dwóch wartości IL. Należy jednak podkreślić iż z uwagi na bardzo przybliżony charakter zależności korelacyjnych zaczerpniętych z normy [56] zaprezentowany wykres należy traktować wyłącznie jako orientacyjną ilustrację jakościową (nie ilościową) opisywanego zagadnienia.

3.2.1.3 Ocena wpływu błędu określenia danych wejściowych na otrzymywany współczynnik stateczności

Wzór (48) pozwala wykonać ocenę wpływu dokładności określenia parametrów gruntu na uzyskiwany współczynnik stateczności. Wykorzystując zależność

$$\Delta SF = \frac{\partial SF}{\partial tg \phi} \Delta tg \phi + \frac{\partial SF}{\partial c_0} \Delta c_0 \quad (64)$$

oraz wzór (48) uzyskano

$$\Delta SF = \frac{1}{B} \Delta tg \phi - \frac{A}{B} \Delta c_0 \quad (65)$$

Zależność ta po obustronnym podzieleniu przez współczynnik stateczności SF wyrażony wzorem (48) prowadzi do uzyskania wzoru na błąd względny wyznaczenia współczynnika stateczności w postaci:

$$\frac{\Delta SF}{SF} = \frac{\Delta tg \phi - A \Delta c_0}{tg \phi - A c_0} \quad (66)$$

Z uwagi na fakt iż błąd wyznaczania ciężaru objętościowego oraz głębokości wykopu jest nieznaczny w porównaniu z błędem wyznaczenia kohezji można przyjmować:

$$\Delta c_0 = \frac{\Delta c}{h \cdot \gamma} \quad (67)$$

Przyjmując założenie o równości błędów względnych wyznaczenia kohezji i tangensa kąta tarcia wewnętrznego (co jest uproszczeniem – z reguły błąd wyznaczenia kohezji jest większy)

$$\frac{\Delta c}{c} = \frac{\Delta \operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \phi} \quad (68)$$

wzór (66) przyjmuje postać

$$\frac{\Delta SF}{SF} = \frac{\Delta c}{c} = \frac{\Delta \operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \phi} \quad (69)$$

Błąd względny wyznaczenia współczynnika stateczności jest więc w takiej sytuacji równy błędowi względnemu wyznaczenia parametrów wytrzymałościowych gruntu i nie zależy od wartości parametrów wytrzymałościowych gruntu oraz stosunku h/H . Można uznać iż powyższa analiza nie wykazała nadmiernej wrażliwości proponowanej metody obliczeniowej na zmiany parametrów wytrzymałościowych gruntu. Ponieważ omawiana metoda bazuje na wynikach obliczeń numerycznych można przyjąć iż wniosek ten dotyczy również analiz numerycznych (w zakresie oceny stateczności).

W przypadku założenia iż błąd względny wyznaczenia tangensa kąta tarcia wewnętrznego jest mniejszy niż błąd wyznaczenia kohezji wzór (66) daje wartości błędu wyznaczenia współczynnika stateczności w zakresie

$$\frac{\Delta \operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \phi} \leq \frac{\Delta SF}{SF} \leq \frac{\Delta c}{c} \quad (70)$$

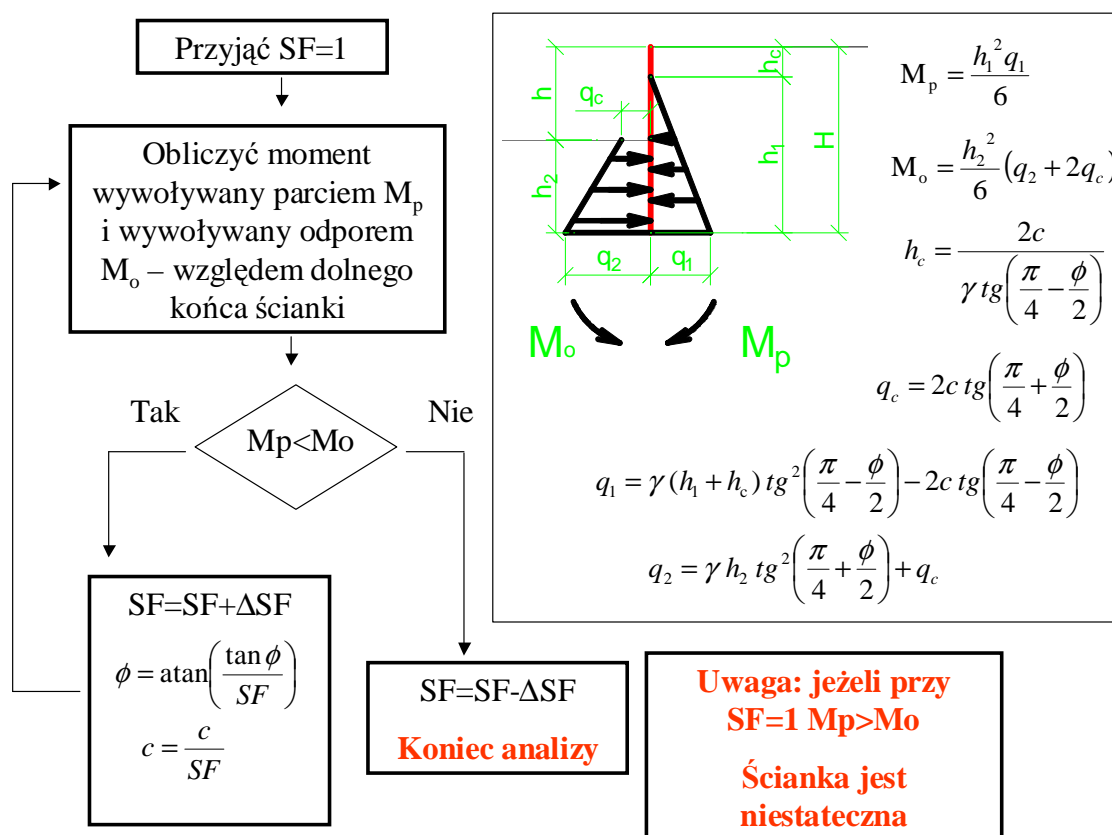
Wartości skrajne podanego zakresu dotyczą przypadku gruntu niespoistego ($c=0$ więc $\frac{\Delta SF}{SF} = \frac{\Delta \operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \phi}$) oraz idealnie spoistego ($\phi=0$ więc $\frac{\Delta SF}{SF} = \frac{\Delta c}{c}$). Wartości pośrednie (dla $\phi > 0$ i $c > 0$) są zależne od parametru A , a tym samym od geometrii układu charakteryzowanej przez stosunek $h:H$.

Należy podkreślić iż w zagadnieniach praktycznych ocena wpływu błędu danych wejściowych (głównie parametrów gruntu, jako z reguły określonych dużo mniej dokładnie od pozostałych czynników) na uzyskiwane rozwiązanie może mieć kluczowe znaczenie dla podejmowanych decyzji (na co zwraca uwagę Cherubini (2000), proponująca w takiej sytuacji zastosowanie podejścia probabilistycznego zamiast deterministycznego).

3.2.2 Metoda będąca kombinacją klasycznej metody obliczeniowej i metody proporcjonalnej redukcji parametrów wytrzymałościowych

Możliwe jest określanie współczynnika stateczności ścianki na bazie autorskiej metody, będącej kombinacją omawianej w Rozdziale 2.1.1 klasycznej metody obliczeniowej oraz opisywanej w Rozdziale 2.2.5.4 metody proporcjonalnej redukcji parametrów wytrzymałościowych. Koncepcja metody bazuje na zaobserwowanej (omawianej w Rozdziale 3.1.1.1.1) dobrej zgodności uzyskanych numerycznie rozkładów parcia i odporu gruntu działających na ściankę pracującą w warunkach stanu granicznego z analogicznymi rozkładami określonymi według teorii stanu granicznego Rankine'a (omawianymi w Rozdziale 2.1.1). W metodzie tej poszukuje się takiej wartości współczynnika stateczności SF , by dla krytycznych parametrów gruntu, danych wzorami $\phi_{kr} = \operatorname{atan}\left(\frac{\operatorname{tg}\phi}{SF}\right)$ $c_{kr} = \frac{c}{SF}$ zachodziła równość momentu obracającego ściankę M_p (wywołanego parciem granicznym) i utrzymującego (wywołanego odporem granicznym) M_o .

Schemat blokowy postępowania w proponowanej metodzie przedstawia Rys. 73. Obliczenia parcia i odporu granicznego należy wykonać zgodnie z opisem zawartym w Rozdziale 2.1.1. Analogicznie jak w metodzie proporcjonalnej redukcji parametrów wytrzymałościowych można przyjmować dowolnie mały przyrost współczynnika stateczności ΔSF jednak w praktyce nie stosuje się $\Delta SF < 0.01$



Rys. 73 Schemat postępowania w proponowanej metodzie określania współczynnika stateczności.

Uzyskane za pomocą opisywanej metody współczynniki stateczności lokują się pomiędzy wielkościami uzyskanymi numerycznie z użyciem modelu Coulomba – Mohra z warunkiem „cut - off” a otrzymanymi przy wykorzystaniu modeli Coulomba – Mohra lub Druckera – Pragera. Tak więc proponowana metoda, jako dająca wyniki zgodne z analizami numerycznymi, nadaje się do wykorzystania praktycznego.

Należy zauważyć, iż w stanie granicznym (przy $SF=1.0$) proponowana metoda dokładnie pokrywa się z klasyczną metodą obliczeniową.

3.2.2.1 Przykład obliczeniowy ilustrujący zastosowanie proponowanej metody

W celu zilustrowania toku obliczeń w proponowanej metodzie obliczeniowej wykonano analizę stateczności ścianki którą analizowano już w Przykładzie 2 zawartym

w Rozdziale 3.2.1.1 Wszystkie użyte w dalszej części przykładu obliczeniowego oznaczenia są zamieszczone na Rys. 73.

Przebieg obliczeń

itera cja	SF ⁽ⁱ⁾ [-]	c ⁽ⁱ⁾ [kPa]	tgϕ ⁽ⁱ⁾ [-]	ϕ ⁽ⁱ⁾ [°]	q ₁ ⁽ⁱ⁾ [kPa]	q ₂ ⁽ⁱ⁾ [kPa]	q _c ⁽ⁱ⁾ [kPa]	h _c ⁽ⁱ⁾ [m]	M _p ⁽ⁱ⁾ [kNm]	M _o ⁽ⁱ⁾ [kNm]
1	1.100	9.09	0.240	13.71	111.70	231.07	23.15	1.22	1691	2106
2	1.200	8.33	0.223	12.60	117.75	220.61	20.80	1.09	1830	1991
3	1.300	7.69	0.206	11.60	123.32	211.66	18.86	0.99	1957	1894
4	1.250	8.00	0.214	12.10	120.52	216.07	19.79	1.04	1893	1941
5	1.275	7.84	0.210	11.87	121.83	213.99	19.32	1.02	1924	1918

Ponieważ w iteracji 5 $M_p \approx M_o$ przyjęto iż proces iteracyjny osiągnął zbieżność a współczynnik stateczności SF=1.275

Dla tej samej ścianki analizowanej w Przykładzie 2 w Rozdziale 3.2.1.1 uzyskano współczynnik stateczności wynoszący 1.22, tak więc można uznać iż proponowane metody obliczeniowe dają zbliżone rezultaty.

3.2.3 Porównanie zaproponowanych metod

Zaproponowane w pracy dwie praktyczne metody określania współczynnika stateczności służą do rozwiązywania tego samego zagadnienia. Z tego powodu celowe jest porównanie ich wad i zalet.

Zasadniczą zaletą metody bazującej na wynikach obliczeń numerycznych jest jej prostota. Do obliczenia współczynnika stateczności wystarcza zastosowanie jedynie czterech wzorów - (38), (44), (46) i (48). Do jej wad należy ograniczenie zakresu stosowalności (omawiane uprzednio ograniczenia wartości c_{0kr} i $h:H$) oraz (nieznaczny) błąd wprowadzany przez proponowane zależności aproksymacyjne.

Zaletą metody będącej kombinacją klasycznej metody obliczeniowej i metody proporcjonalnej redukcji parametrów wytrzymałościowych jest brak ograniczeń danych wejściowych oraz nieco lepsza (o kilka %) zgodność uzyskiwanych wyników obliczeń z rezultatami analiz numerycznych. Wadą tej metody jest uciążliwy iteracyjny tok

obliczeń, co w praktyce wymusza wykorzystanie arkusza kalkulacyjnego lub specjalnie stworzonego prostego programu komputerowego.

Zdaniem Autora do szybkiej oceny stateczności ścianek pracujących w prostych warunkach geotechnicznych wystarczająca jest metoda bazująca na wynikach obliczeń numerycznych – o ile tylko spełnione są omawiane uprzednio warunki jej stosowania. W przypadku ich niespełnienia zaleca się stosowanie metody będącej kombinacją klasycznej metody obliczeniowej i metody proporcjonalnej redukcji parametrów wytrzymałościowych.

3.3 Praktyczna metoda określania wartości maksymalnego momentu zginającego

Proponowana metoda bazuje na wynikach przeprowadzonego studium parametrycznego. Jej stosowalność jest ograniczona do ścianek przedstawionych na rysunku Rys. 13, zagłębionych w gruncie o $1 - \sin \phi \leq K_0 \leq 1$. W celu określenia poszukiwanej wartości należy:

- 1) dla znanych H/h , c_0 i $\text{tg} \phi$ odczytać M_{0s} dla gruntu normalnie skonsolidowanego (dla $K_0 = 1 - \sin \phi$ z Rys. 20) oraz dla $K_0=1$ (z Rys. 43)- dla ścianki sztywnej
- 2) dokonać interpolacji liniowej względem K_0 odczytanych wartości w celu określenia M_{0s} odpowiadającego znanemu K_0
- 3) jedną z metod metodą opisanych w punkcie 3.2 określić współczynnik stateczności SF oraz odczytać z Rys. 21 stosunek M_0/M_{0s} w funkcji SF i D_0
- 4) obliczyć $M=M_0 \cdot h^3 \cdot \gamma$

Zaproponowane podejście pozwala określić maksymalną wartość momentu zginającego w ściance, nie podaje jednak miejsca jego położenia i wartości momentów zginających w innych miejscach ścianki. Może być wykorzystywana do zwymiarowania stalowych, drewnianych lub wykonanych z tworzyw sztucznych ścianek szczelnych niekotwionych pracujących w prostych warunkach geotechnicznych. Nie nadaje się jednak do doboru zbrojenia ścianki żelbetowej z uwagi na niemożliwość zastosowania zmiennego wzdłuż wysokości ścianki zbrojenia (co jest powszechną praktyką projektową) gdyż nie podaje rozkładu wartości momentu

zginającego wzdłuż wysokości ścianki. W sytuacjach bardziej skomplikowanych podejście takie może posłużyć do wstępnego doboru przekroju ścianki, co pozwala zmniejszyć ilość potrzebnych obliczeń numerycznych.

3.3.1 Przykład obliczeniowy

W celu zilustrowania toku obliczeń w proponowanej metodzie obliczono maksymalny moment zginający w modelowej ściance a następnie porównano jego wartość z otrzymaną na drodze analizy numerycznej.

Przyjęte parametry gruntu i ścianki

$$h=4 \text{ m}$$

$$H=8 \text{ m}$$

$$\gamma=19 \text{ kN/m}^3$$

$$c=15 \text{ kPa}$$

$$\phi=20^\circ$$

$$K_0=0.85$$

$$E_g=50 \text{ MPa}$$

$$E_s=200 \text{ GPa (jak dla stali)}$$

$$J=23200 \text{ cm}^4/\text{m (grodzica G-62)}$$

Przebieg obliczeń

Obliczono parametry bezwymiarowe opisujące zagadnienie:

$$\text{tg } \phi=0.36$$

$$c_0 = \frac{c}{h\gamma} = 0.197$$

$$D_0 = \frac{E_s J}{E_g h^3} = 0.0145$$

$$H/h=2.0$$

$$\xi = \left(1 - \frac{h}{H}\right)^{3/4} = 0.595$$

Z wykresu na Rys. 20 odczytano maksymalny bezwymiarowy moment zginający ściankę sztywną dla gruntu normalnie skonsolidowanego $M_{0s}(K_0=1-\sin\phi=0.66)=0.030$ a z wykresu na Rys. 43 analogiczną wartość dla gruntu prekonsolidowanego o $K_0=1$ $M_{0s}(K_0=1)=0.047$. Pomędzy odczytanymi wartościami

przeprowadzono interpolację liniową względem K_0 i obliczono $M_{0s}(K_0=0.85)=0.0395$. Obliczono współczynnik stateczności ścianki stosując metodę opisaną w Rozdziale 3.2.1 i otrzymano wynik $SF=1.37$. Z wykresu na Rys. 21 odczytano w funkcji SF oraz D_0 wartość stosunku $M_0/M_{0s}=0.55$ i obliczono wartość maksymalnego bezwymiarowego momentu zginającego ściankę wiotką $M_0=0.0217$. Następnie obliczono maksymalną wartość momentu zginającego ściankę wiotką $M_{\max} = M_{0\max} * \gamma h^3 = 26.4 \text{ kNm/m}$. Na drodze analizy numerycznej uzyskano zbliżoną wartość maksymalnego momentu zginającego wynoszącą 24 kNm/m (różnica wynosi 10%). Można więc przyjąć iż zaprezentowany przykład obliczeniowy potwierdził możliwość wykorzystania proponowanej metody do wstępnej oceny wielkości momentów zginających w ściankach pracujących w prostych warunkach gruntowych.

4 Inne przypadki zastosowania ścianek szczelnych i szczelinowych.

W niniejszym rozdziale omawiane są pozostałe zastosowanie ścianek szczelnych i szczelinowych. Analizowano zabezpieczenie wykopu ścianką szczelną jednokrotnie kotwioną, symulowano badania centryfugowe (wirówkowe) ścianek rozpiętych i kotwionych oraz pracę ścianki stanowiącej element wału przeciwpowodziowego.

4.1 Przypadki charakterystyczne ścianek jednokrotnie kotwionych.

Kotwienie ścianek stosuje się w następujących przypadkach:

- w trudnych warunkach geotechnicznych (przy obecności warstw słabych) gdy zastosowanie ścianki niekotwionej wymagało by użycia ścianki o znacznej długości w celu spełnienia wymogów stateczności
- w sytuacji gdy ograniczeniom podlegają przemieszczenia poziome ścianki

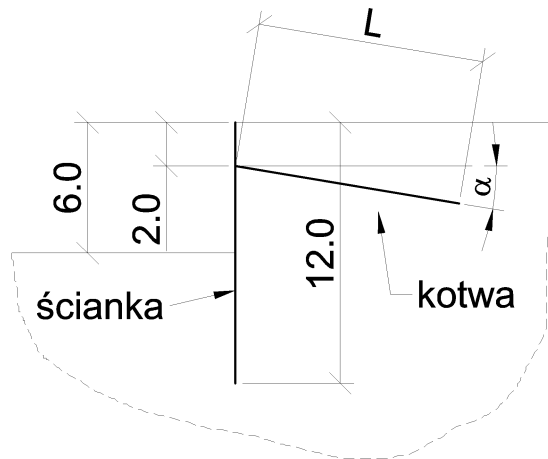
Należy jednak podkreślić iż stosowanie kotwienia w praktycznej działalności inżynierskiej napotyka niejednokrotnie na znaczne problemy organizacyjno – formalne

(na co zwraca uwagę Grzegorzewicz (2005)). Jest to związane z faktem iż w przypadku instalowania ścianki w pobliżu granicy działki budowlanej kotwy z reguły sięgają już poza jej granicę. Wymaga to uzyskania zgody właściciela sąsiedniej nieruchomości. Z uwagi na fakt iż obecność „cudzych” kotew pod powierzchnią gruntu utrudnia prowadzenie inwestycji (a zwłaszcza robót ziemnych) uzyskanie takiej zgody jest często niemożliwe.

W dalszej części niniejszego Rozdziału przedstawia się wyniki uzyskane w analizie charakterystycznych przypadków ścianek szczelnych jednokrotnie kotwionych. Jak wykazał Vermer (2001) zmiana sztywności ścianki w zasadniczy sposób wpływa na wielkości uzyskiwanych momentów zginających (zależność jakościowo zbliżona do omawianej w rozdziale 3.1.1.1.3.2). Stwierdzono również nieznaczny wpływ zwiększania głębokości wbicia ścianki na wielkości momentów zginających. Należy podkreślić potrzebę poprawnego określania obliczeniowej (rzeczywiście pracującej) długości kotwy, np. z wykorzystaniem badań polowych omawianych przez Siemińską-Lewandowską (2003). Zwracają uwagę widoczne niezerowe przemieszczenia poziome ścianki w miejscu zamocowania kotwy. Są one spowodowane pracą kotwy jako cięga sprężystego oraz podatnością strefy zakotwienia kotwy. Takie zjawisko (na które zwracają uwagę Kotlicki i Wysokiński (2002) nie jest możliwe do uchwycenia w przypadku modelowania kotwy jako teoretycznie idealnie niepodatnej podpory.

4.1.1 Analiza wpływu długości kotwy na uzyskiwane wyniki.

W celu oceny wpływu długości kotwy na stateczność ścianki oraz wielkości sił przekrojowych wykonano analizę sztywnej ścianki modelowej przedstawionej na Rys. 74 podtrzymującej grunt o $c=10$ kPa $\phi=20^{\circ}$ $\gamma=19$ kN/m³.



Rys. 74 Modelowa ścianka szczelna kotwiona.

Poddano analizie wpływ długości kotwy L i kąta odchylenia kotwy od poziomu α na stateczność ścianki i momenty zginające. Wpływ długości kotwy analizowano dla kotwy zainstalowanej poziomo ($\alpha=0$) a wpływ kąta α dla kotwy o $L=10$ m.

Przyjęto następującą sekwencję symulacji numerycznej:

- wyznaczenie stanu „in situ”
- instalacja ścianki
- wykonanie wykopu do głębokości 2.0 m
- analiza stateczności
- instalacja kotwy
- wykonanie wykopu do pełnej głębokości
- analiza stateczności

W celu uproszczenia obliczeń nie uwzględniano często stosowanego w praktyce zabiegu wstępnego sprężania kotwy.

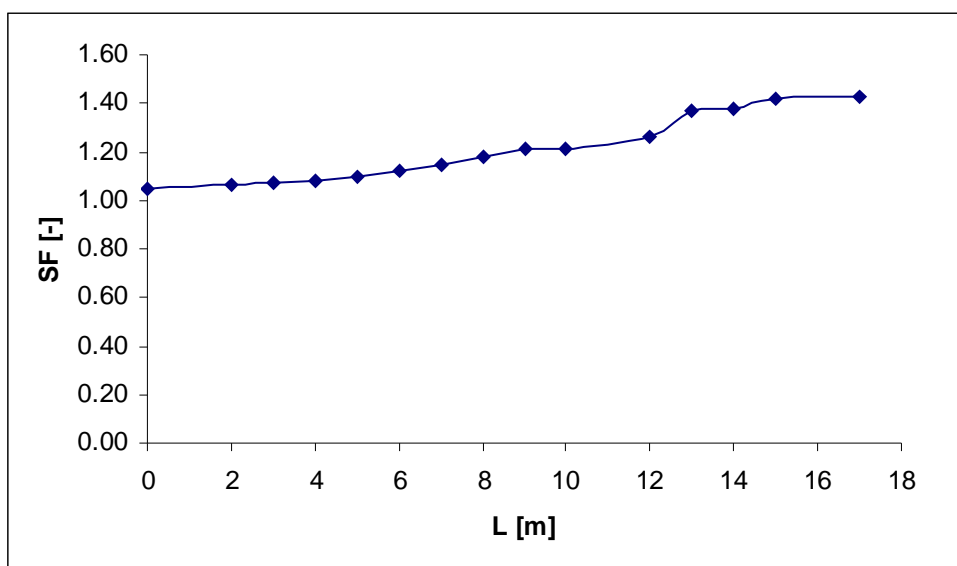
Z uwagi na fakt iż dla stanu bez kotwy (przy głębokości wykopu 2.0 m) otrzymano współczynnik stateczności znacznie większy niż w stanie z kotwą po całkowitym wykonaniu wykopu dalszej analizie poddano wyłącznie stan końcowy jako bardziej groźny dla stateczności obiektu. Analogiczna obserwacja dotyczy wartości momentów zginających w ścianie.

Analizując uzyskane wyniki, stwierdzono iż wraz ze wzrostem długości kotwy:

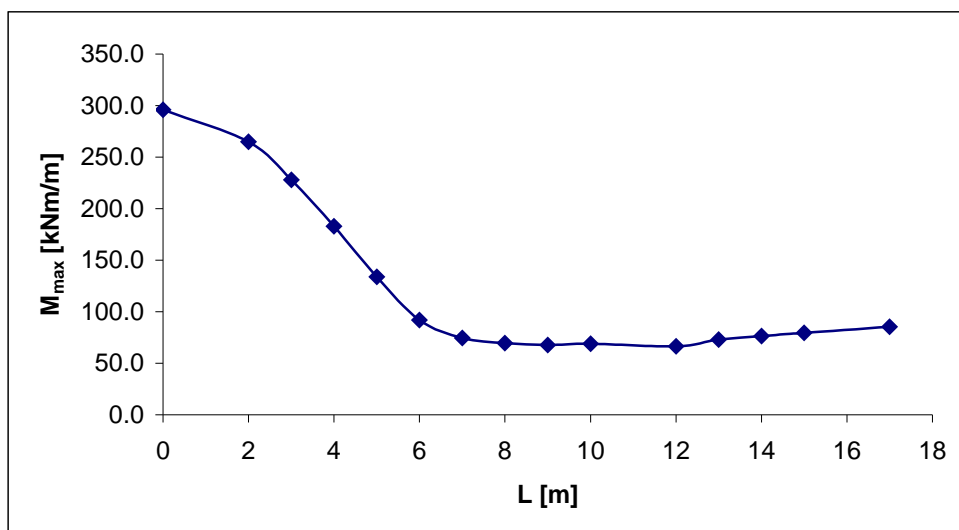
- wzrasta współczynnik stateczności ścianki
- zmienia się powierzchnia poślizgu

- dla kotwy o długości do 8 m znacznie maleją maksymalne wartości momentów zginających przy jednoczesnym pojawieniu się momentów zginających po stronie wykopu (co wyraźnie wskazuje na zmianę schematu statycznego ścianki) – dalszy wzrost długości kotwy nie powoduje znacznych zmian w wielkości maksymalnego momentu zginającego
- dla kotwy o długości do 10 m rośnie siła podłużna w kotwie – dalszy wzrost długości kotwy powoduje jej spadek

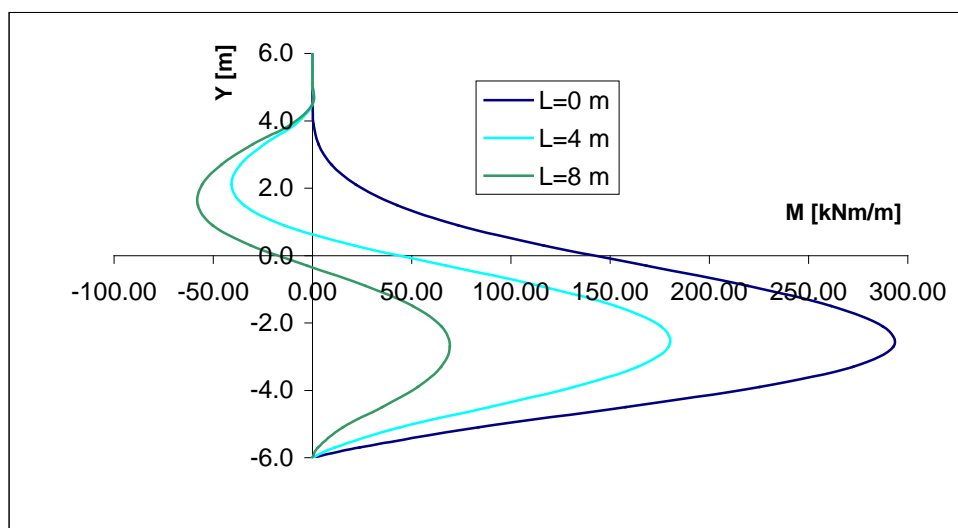
Zaobserwowana zmiana charakteru analizowanych zależności dla kotew o długości około 8-10 m jest związana zdaniem Autora z przecięciem przez nie charakterystycznego dla ścianki niekotwionej pasma ścinania występującego po stronie naziomu wzdłuż linii nachylonej pod kątem około 45° w stosunku do poziomu prowadzącej od najniższego punktu ścianki w kierunku naziomu.



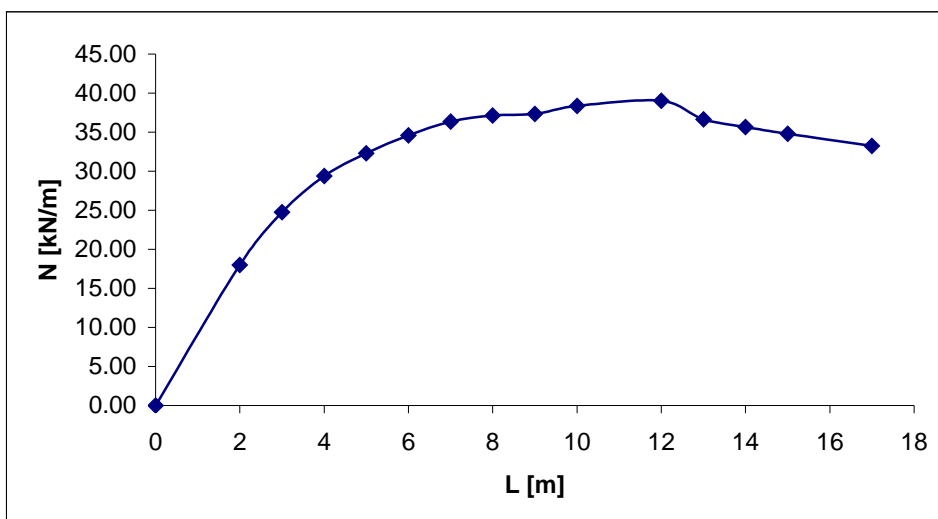
Rys. 75 Zależność współczynnika stateczności od długości kotwy dla ścianki modelowej.



Rys. 76 Zależność maksymalnego momentu zginającego od długości kotwy dla ścianki modelowej.



Rys. 77 Wykresy momentów zginających w ściance modelowej w zależności od długości kotwy.



Rys. 78 Zależność siły podłużnej w kotwie od długości kotwy dla ścianki modelowej.

Zależność współczynnika stateczności od długości kotwy można traktować jako liniową (co pozwala zmniejszyć ilość potrzebnych w procesie doboru długości kotwy ilość obliczeń numerycznych).

Widoczne pojawienie się momentów zginających po stronie wykopu w górnej części ścianki w wyniku zainstalowania kotwy może mieć zasadnicze znaczenie dla doboru zbrojenia ścianki żelbetowej.

Z uwagi na wzrost wartości siły podłużnej wraz z długością kotwy nie powinno się stosować kotew dłuższych niż wynika to z potrzeby spełnienia wymogów stateczności i potrzebnej redukcji momentów zginających. Każda zmiana długości kotwy wymaga powtórnego sprawdzenia warunku stateczności i wyznaczenia sił przekrojowych w ścianie i kotwie.

Zaobserwowano iż w każdym przypadku powierzchnia poślizgu przebiega za końcem kotwy. W przypadku kotew o znacznej długości obserwowano załamanie się powierzchni poślizgu w pobliżu końca kotwy.

Analizując wpływ odchylenia kotwy od poziomu zaobserwowano iż:

- zainstalowanie kotwy „w górę” ($\alpha < 0$) prowadzi do uzyskania niższego współczynnika stateczności i większych momentów zginających (w odniesieniu do kotwy poziomej)
- zainstalowanie kotwy „w dół” ($\alpha > 0$) pozwala uzyskać większy niż w przypadku kotwy poziomej współczynnik stateczności i mniejsze momenty zginające – co jest zgodne z obserwacjami Cały i Flisiaka (2005)

Zaprezentowana analiza pokazuje więc efektywność stosowanego narzędzie obliczeniowego, pozwalającego na szybkie przeanalizowanie wielu wariantów rozwiązania projektowego i wybór optymalnego z punktu widzenia projektanta, wykonawcy lub inwestora.

4.2 Numeryczna symulacja badań centryfugowych

Badania centryfugowe (wirówkowe) są metodą pozwalającą na analizę pracy rzeczywistych konstrukcji poddanych działaniu sił masowych z wykorzystaniem ich modeli fizycznych o wielokrotnie mniejszych wymiarach. „Przeskalowanie” dokonywane jest poprzez wprowadzenie wirówki w ruch obrotowy, co skutkuje zwiększeniem sił bezwładności, tak że mogą one zastąpić działanie siły ciężkości. Pozwala to na badanie zachowania się konstrukcji których rzeczywiste wymiary utrudniają lub nawet uniemożliwiają prowadzenia badań w skali rzeczywistej (dotyczy to zwłaszcza badań prowadzonych aż do zniszczenia analizowanego obiektu).

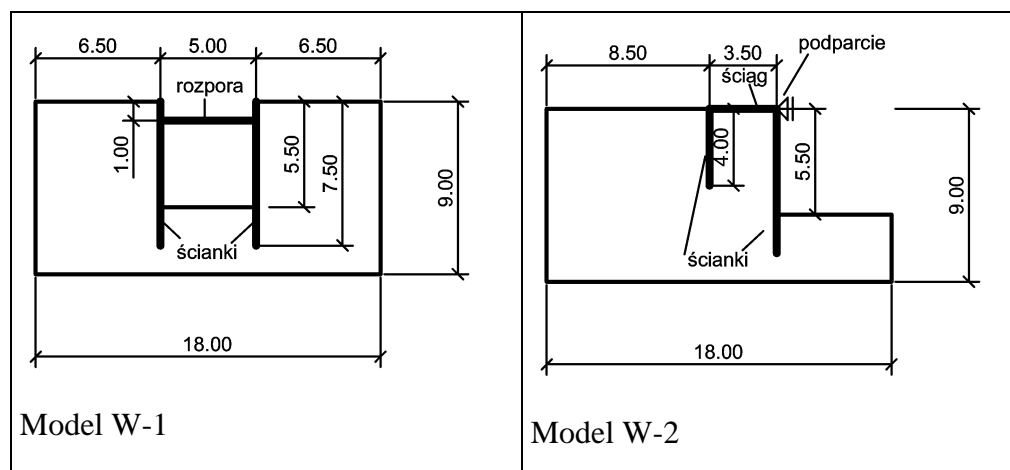
Wykorzystano wyniki opisywanych w pracach Allermey i Rohe (2003) oraz Allersmy i Toyosawy (2000) laboratoryjnych badań centryfugowych ścianek szczelnych kotwionych zagłębionych w ile, prowadzonych w Delft University (Holandia). Wykorzystano centryfugę o średnicy 2.5 m umożliwiającą otrzymanie przeciążeń do 300 g z komputerowym systemem rejestracji i obróbki obrazu. Z uwagi na niewielkie wymiary skrzynki w której instalowano badane modele konstrukcji zastosowano stosunkowo małe modele (ścianki o całkowitej długości 7.5 cm, próbki gruntu o wymiarach 18x9x10 cm – schemat przedstawia Rys. 79)

Zasymulowano numerycznie przebieg eksperymentu laboratoryjnego a uzyskane wyniki numeryczne (przeciążenie niszczące i postacie przemieszczeń ścianek i gruntu) porównano z uzyskanymi laboratoryjnie.

Grunt modelowano z wykorzystaniem modelu sprężysto-plastycznego Coulomba – Mohra z niestowarzyszonym prawem płynięcia ($\psi=0$), elementy konstrukcji (ścianki, kotwy i rozpory) traktowano jako sprężyste.

Założono iż z powodu niewielkich w porównaniu ze ścianką wymiarów próbek gruntu niezbędne jest zamodelowanie poślizgu wzdłuż powierzchni styku gruntu ze skrzynią w której umieszczono próbki. Skrzynię modelowano jako sztywną. Usuwanie elementów modelu symulowano z wykorzystaniem techniki częściowego odprężenia.

Analizie poddano przedstawione na poniższych rysunkach dwie konstrukcje ścianek szczelnych – W1 i W2. W przypadku W1 zasymulowano zwiększanie przeciążenia do 100g, usunięcie rozporę i dalsze zwiększanie przeciążenia do 150 g. W przypadku W-2 po osiągnięciu przeciążenia wynoszącego 100g usunięto podparcie ścianki w górnym jej punkcie i zwiększano przeciążenie do 150 g.



Rys. 79 Schematy analizowanych modeli ścianek szczelnych (wymiary w cm).

Przyjęte wartości parametrów materiałowych gruntu (zaczepniętych z prac Allermey i Rohe (2003) oraz Allersmy i Toyosawy (2000)) zawiera poniższa tabela

E [kPa]	ν [-]	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]
4000	0.37	17.5	12	25

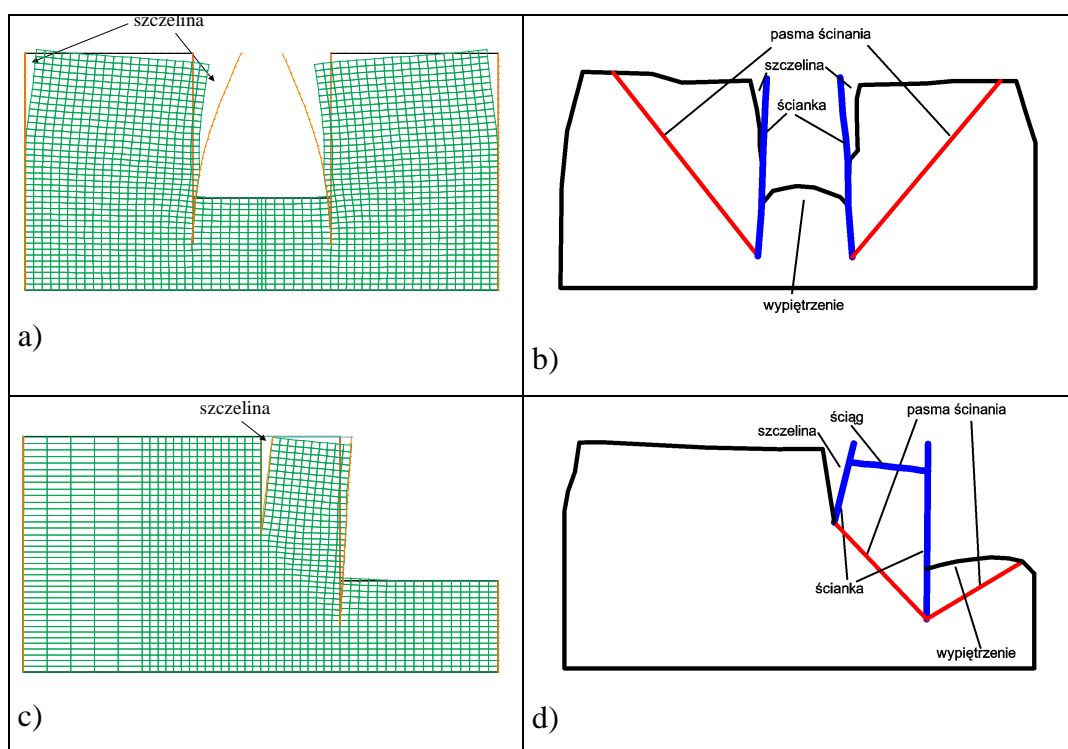
Tabela 9 Przyjęte w analizie wartości parametrów materiałowych iltu.

Zgodnie z opisem zawartym w pracy (2000) elementy konstrukcji były wykonane z aluminium (przyjęto $E=50$ GPa) – ścianki z płyty o grubości 1 mm a rozporę i kotwy z prętów o przekroju 5 mm² rozmieszczonych co 10 cm. W analizie numerycznej pominięto jako mało istotny wpływ ciężaru elementów konstrukcji. W przypadku W-1 obliczenia numeryczne wykazały utratę stateczności przy przeciążeniu wynoszącym 126 g, podczas gdy doświadczalnie konstrukcja była stateczna aż do 150 g (jednak przy znacznych przemieszczeniach poziomych, dochodzących do 20% wysokości ścianki). W przypadku W-2 obliczenia wykazały utratę stateczności przy przeciążeniu 121 g, doświadczalnie uzyskano ją przy 150 g.

Tak więc oszacowane numerycznie przeciążenie prowadzące do utraty stateczności ścianek jest niższe niż stwierdzone doświadczalnie – co jest wynikiem po stronie bezpieczniejszej. Wynika to zdaniem Autora z następujących powodów:

- analiza numeryczna była prowadzona przy założeniu małych przemieszczeń, tymczasem doświadczalnie stwierdzono znaczne wypiętrzenie gruntu po stronie dolnej – co poprawia stateczność obiektu poprzez „podparcie” go wypiętrzoną gruntem
- parametry zastosowanego modelu konstytutywnego należy traktować jako określone zgrubnie – wykorzystane badania centryfugowe były nastawione na ocenę jakościową a nie ilościową
- z uwagi na niewielkie wymiary badanych doświadczalnie modeli mógł wystąpić efekt skali (aczkolwiek zastosowany grunt charakteryzuje się bardzo niewielkimi rozmiarami cząstek, tak więc zdaniem Autora stosunek wielkości jego cząstek do wymiarów konstrukcji nie powinien wpływać na uzyskiwane wyniki)
- w badaniach eksperymentalnych mogło wystąpić zjawisko tarcia gruntu o krawędzie skrzyni modelowej

Uzyskane doświadczalnie i numerycznie charakterystyczne postacie deformacji przedstawiają zamieszczone poniżej rysunki – wyniki doświadczalne za Allersmą i Toyosawą (2001).



Rys. 80 Deformacje układu grunt – ścianka w trakcie badań centryfugowych

- a) przypadek W-1, deformacja wywołana usunięciem rozpory (otrzymana numerycznie), analogiczna do postaci utraty stateczności przy przeciążeniu 126 g
- b) przypadek W-1, model po teście doświadczalnym, przeciążenie 150 g
- c) przypadek W-2, deformacja wywołana usunięciem podparcia (otrzymana numerycznie), analogiczna do postaci utraty stateczności przy przeciążeniu 121 g
- d) przypadek W-2, model po teście doświadczalnym, przeciążenie 150 g

Uzyskano dobrą zgodność zaobserwowanych doświadczalnie i otrzymanych numerycznie mechanizmów utraty stateczności. Położenie pasm ścinania uzyskanych numerycznie odpowiada obserwacjom doświadczalnym. Należy podkreślić iż zarówno doświadczalnie jak i numerycznie obserwowano wystąpienie szczelin pomiędzy ściankami a gruntem – co jest możliwe tylko w wypadku gruntu spoistego. W modelu W-1 zaobserwowano również wystąpienie szczelin pomiędzy gruntem a skrzynką w której umieszczono próbkę. Miejsce wystąpienia i zasięg szczelin ilustrują poniższe rysunki. Można stwierdzić iż jest on zbliżony w badaniach doświadczalnych

i obliczeniach numerycznych. Zaobserwowano praktyczny brak zmiany postaci deformacji od momentu usunięcia rozpory w przypadku W-1 i usunięcia podparcia w przypadku W-2 do chwili utraty stateczności. Pozwala to postawić hipotezę iż główną przyczyną utraty stateczności jest w tych przypadkach usunięcie rozpory i podparcia.

Numerycznie uzyskano znacznie mniejsze wypiętrzanie gruntu po stronie dolnej ścianek niż doświadczalnie. Wynika to najprawdopodobniej z przyjęcia zbyt prostego modelu konstytutywnego gruntu przy jednocześnie orientacyjnym określeniu jego parametrów.

Dobra zgodność wyników obliczeń numerycznych i wyników badań centryfugowych potwierdzają obserwacje zawarte w pracy Ellisa i Springmana (2001), gdzie wykorzystano te metody do analizy pracy przyczółka mostu połączonego ze ścianką. Uzyskano w tym przypadku zgodność zarówno przemieszczeń poziomych ścianki jak i występujących w niej sił przekrojowych.

Uzyskana dobra zgodność mechanizmów utraty stateczności i położenia pasm ścinania obserwowanych doświadczalnie i otrzymanych numerycznie pozwala przyjąć iż analiza numeryczna poprawnie odzwierciedla badane zjawiska w tym zakresie. Może więc stanowić cenne narzędzie w procesie planowania badań doświadczalnych jak też analizy i weryfikacji uzyskanych doświadczalnie wyników.

4.3 Symulacja pracy ścianki stanowiącej element wału przeciwpowodziowego

Ścianki szczelne i szczelinowe są powszechnie wykorzystywane w budownictwie hydrotechnicznym jako elementy przeciwfiltracyjne. W konstrukcji wałów przeciwpowodziowych najczęściej stosowane są ścianki szczelinowe, formowane w gruncie z mieszaniny gruntowo – cementowej. Instalowane są one z korony wału (gdy jego korpus jest niewystarczająco szczelny) lub przy podnózu skarpy odwodnej (gdy zachodzi potrzeba uszczelnienia podłoża wału). Stosowane są również ścianki szczelne stalowe – w przypadku nich zastosowania należy jednak zwrócić szczególną uwagę na możliwość korozji oraz zagadnienie szczelności zamków (omawiane przez Kwarciańskiego (2006a, 2006b)). W ostatnich latach często stosowane są ścianki z tworzyw sztucznych, np. omawiane przez Reszkę i Borysa (2001) grodzice

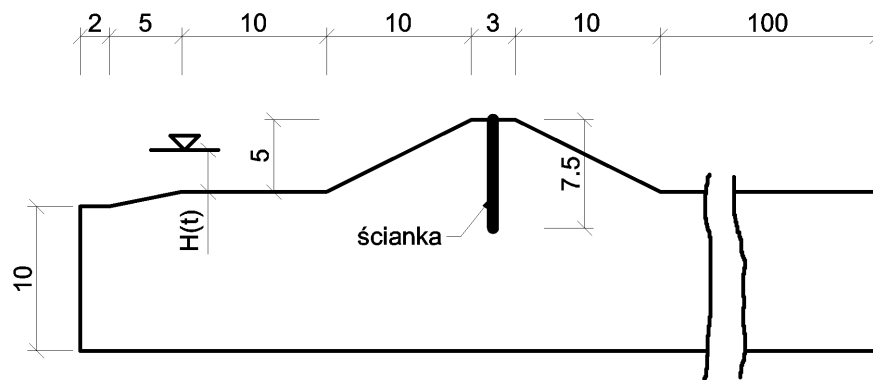
z PCV C-Loc lub grodzice G300 i G500 opisywane w materiałach firmy Minbud [28]. W przypadku potrzeby uszczelnienia zarówno korpusu wału jak i jego podłoża może być stosowana ścianka instalowana z korony sięgająca głębiej niż podstawa wału. Może być również stosowana ścianka zainstalowana u podnóża skarpy odwodnej połączona z ekranem uszczelniającym korpus wału. Zabiegiem często stosowanym przy podwyższaniu istniejących wałów przeciwpowodziowych jest wykorzystanie ścianki jako zakotwienia dla muru budowanego na koronie wału. Rozwiązanie takie pozwala na znaczne zredukowanie wymiarów podstawy muru oporowego – w przypadku skrajnym ściana muru przechodzi wprost w ściankę. W takiej sytuacji ścianka ma niejednokrotnie długość większą niż wynika to z potrzeby zapewnienia szczelności wału – decydującym kryterium może być stateczność układu mur – ścianka. Przykład analizy numerycznej takiej konstrukcji omawiany jest przez Florkowskiego i in. (1999). Ścianka może też stanowić element zabezpieczający wał przed niekorzystnym działaniem gryzoni (co podkreśla Sakwerda (2004)) – w takiej sytuacji jej długość nie wynika z natury zachodzących w wale zjawisk filtracyjnych lub mechanicznych i z reguły jest dobierana tak by ścianka sięgała z korony wału poniżej typowego zwierciadła wody gruntowej.

Powszechną praktyką projektową stosowaną w dorzeczu Mississippi (USA) jest stosowanie ścianek szczelnych instalowanych z korony wału podwyższających go do wysokości wynikającej z charakterystyki spodziewanych wezbrań – o około 2.5 m (przy początkowej wysokości wału około 3 m). Ścianki te wbijane są najczęściej do głębokości około 5 m poniżej terenu międzywala, w warstwę trudnoprzepuszczalnych glin lub ilów, osiągają więc długość około 10.5 m. Rozwiązanie to jest stosowane z uwagi na niskie parametry wytrzymałościowe dostępnych gruntów, co uniemożliwia budowę wałów o wystarczającej wysokości. Przykład analizy numerycznej współpracy tego typu ścianki z konstrukcją wału w warunkach powodzi przedstawia opracowanie Onera i in. (1997). Zawiera ono również informacje o prowadzonych badaniach „in situ” prototypowej konstrukcji wału nadbudowanego ścianką (w skali 1:1) w warunkach obciążenia parciem wody na stronę odwodną. Z uwagi na powolne podnoszenie poziomu wody i długie utrzymywanie piętrzenia (2 miesiące) można przyjąć iż były to badania prowadzone w warunkach filtracji ustalonej. Praca ta podkreśla iż w przypadku ścianek współpracujących z wałami przeciwpowodziowymi zawiodą konwencjonalne metody obliczeniowe zakładające z góry kierunek ruchu ścianki w stosunku do gruntu (a więc i rozkład parcia i odporu) – obserwuje się zarówno ruch ścianki w kierunku

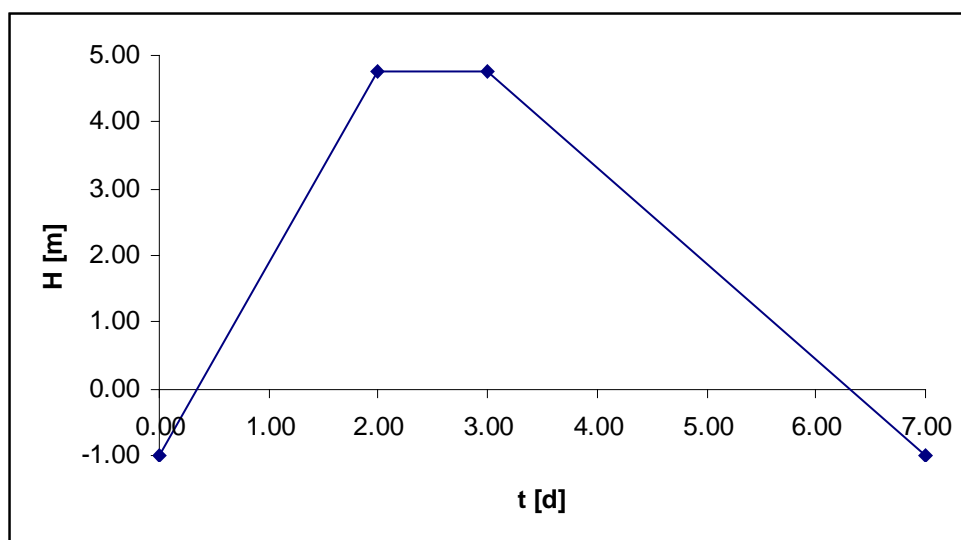
odpowietrznym (w górnej jej części) jak i w kierunku odwrotnym (w części środkowej). Skutkuje to pojawieniem się momentów zginających po obydwu stronach ścianki. Przeprowadzone w omawianej pracy studium parametryczne wykazało wyraźny wzrost momentów zginających w ścianie przy zwiększaniu głębokości jej wbicia – co jest zgodne z obserwacjami zawartymi w Rozdziale 3.1.1.1.3.1

W każdym z opisywanych przypadków zachodzi potrzeba oceny stateczności układu wał – ścianka jak też wyznaczenia wielkości sił przekrojowych (w szczególności momentów zginających) w ścianie. Z uwagi na fakt iż wał przeciwpowodziowy w czasie wezbrania poddany jest zmiennemu w czasie oddziaływaniu parcia wody oraz wpływowi zjawisk filtracyjnych o charakterze nieustalonym poprawne rozwiązanie postawionego problemu nie jest możliwe bez wykonania symulacji nieustalonych zjawisk filtracyjnych i ich wpływu na stan mechaniczny obiektu w warunkach przejścia fali powodziowej. W niniejszej pracy wykorzystano model filtracji nieustalonej z opisem strefy niepełnego nasycenia według van Genuchtena (1980). Wpływ pola ciśnień filtracyjnych na stan mechaniczny obiektu uwzględniono poprzez przyjęcie hipotezy naprężeń efektywnych (co w praktyce sprowadza się do zmniejszenia wielkości naprężeń ściskających działających na szkielet gruntowy o wartość ciśnienia filtracyjnego). Dokładny opis metodologii modelowania numerycznego pracy wału przeciwpowodziowego w czasie wezbrania oraz oceny jego stateczności można znaleźć w pracy Urbańskiego i in. (2001).

Z uwagi na zmieniające się w czasie wezbrania warunki obciążenia ścianki będącej elementem wału przeciwpowodziowego należy spodziewać się dużej zmienności wykresów sił przekrojowych w ścianie w funkcji czasu. W celu wyjaśnienia zachodzących w tego typu konstrukcji zjawisk wykonano symulacje pracy modelowego wału przeciwpowodziowego uszczelnionego ścianką szczelinową w różnych wariantach. Przyjęto geometrię wału średniej wielkości (wysokość 5 m, skarpy o nachyleniu 1:2 – jak na Rys. 81) wraz z zawalem, międzywalem i podłożem oraz modelowy hydrogram fali powodziowej zamieszczony na Rys. 82 odpowiadający wezbraniom występującym w warunkach górskich i podgórskich.



Rys. 81 Schemat modelowego wału przeciwpowodziowego (wymiary w metrach).

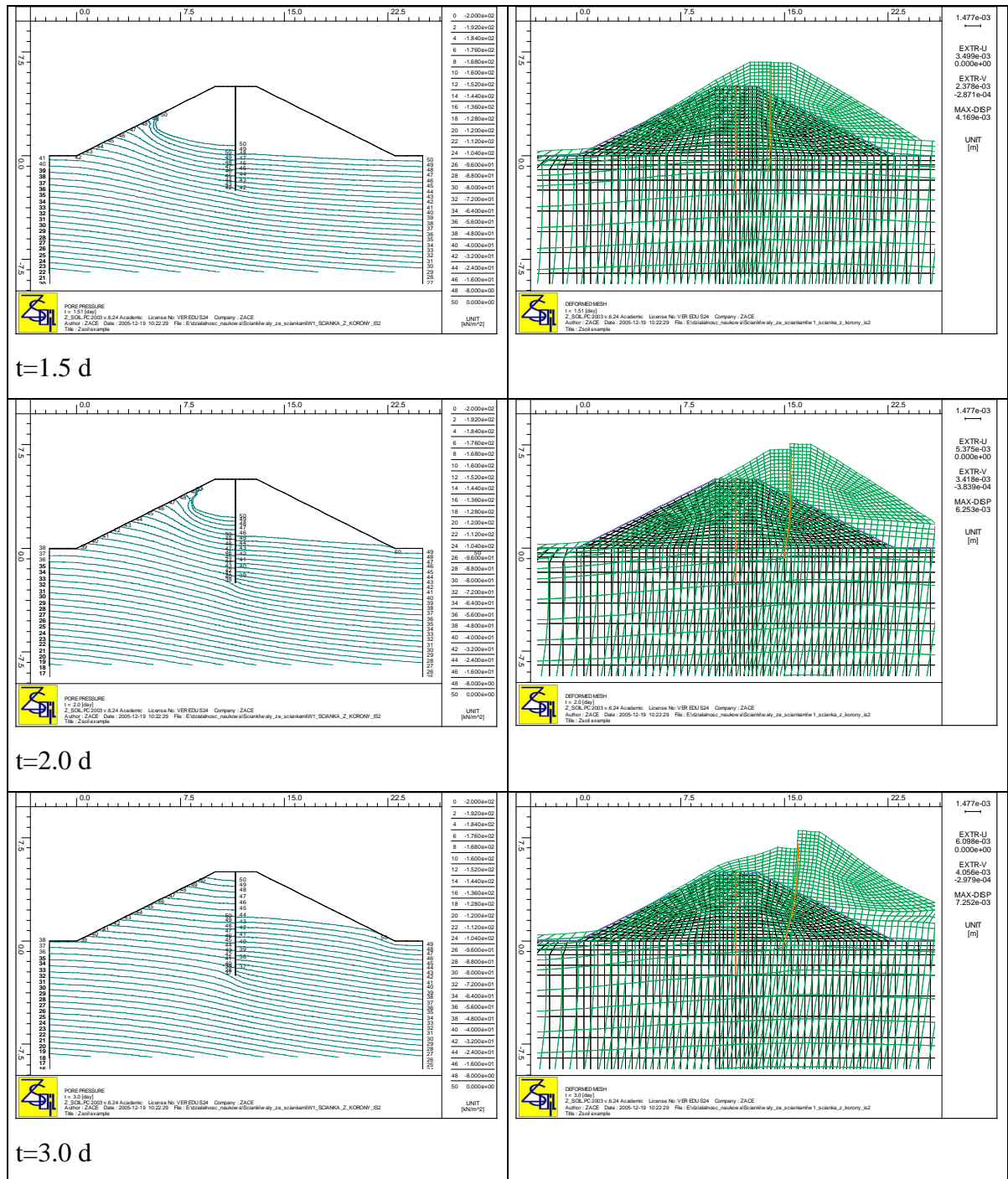


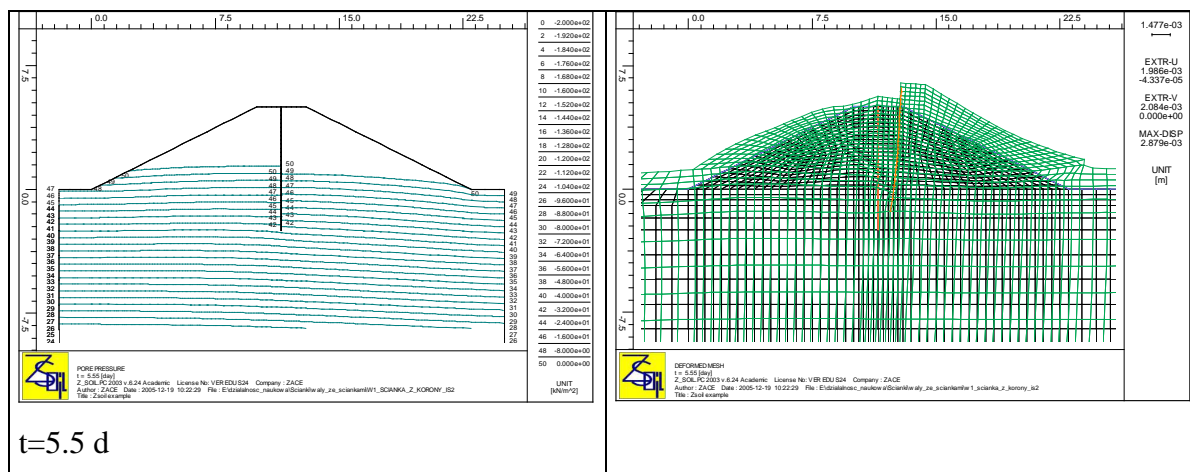
Rys. 82 Hydrogram modelowej fali powodziowej przyjętej w analizie ścianki będącej elementem konstrukcji wału przeciwpowodziowego.

W celu uniknięcia zaburzeń powodowanych przez niejednorodne warunki gruntowe przyjęto wał jednorodny zbudowany z piasku gliniastego posadowiony na podłożu o identycznych właściwościach (co jest znaczącym uproszczeniem w stosunku do najczęściej występujących w praktyce przypadków o znacznym stopniu niejednorodności – zwłaszcza podłoża).

E [MPa]	ν [-]	γ [kN/m ³]	e [-]	k [m/d]	c [kPa]	ϕ [°]
80	0.3	17	0.55	3	5	20

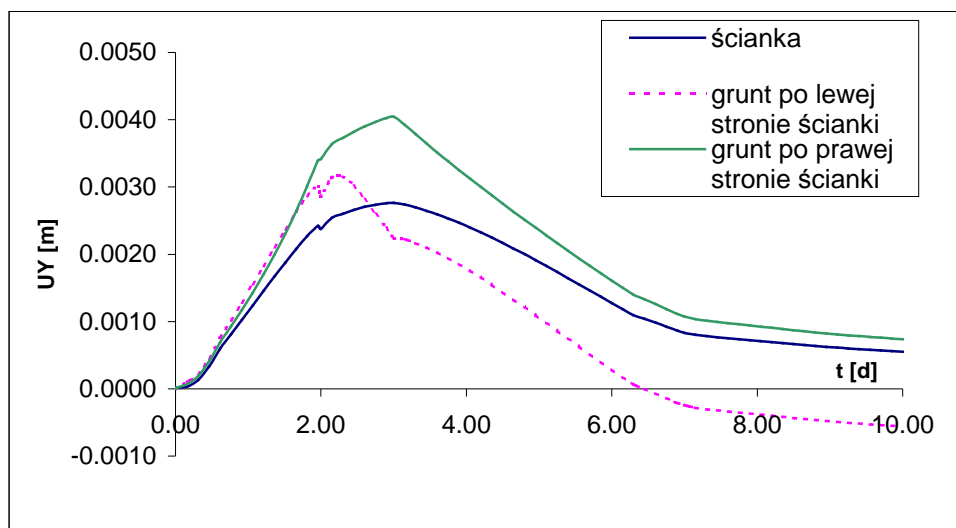
Tabela 10 Przyjęte parametry materiałowe gruntu budującego modelowy wał przeciwpowodziowy i jego podłoże.





Rys. 83 Charakterystyczne rozkłady ciśnień filtracyjnych i postacie deformacji uzyskane w toku symulacji działania fali przeciwpowodziowej na wał uszczelniony ścianką.

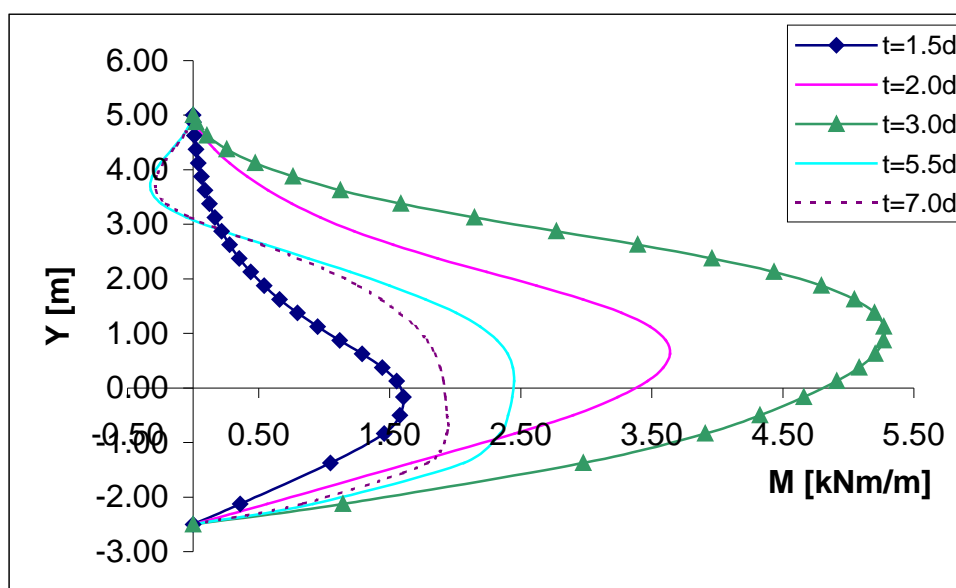
Widoczne na Rys. 83 nieciągłe pole przemieszczeń (wyrażna różnica w przemieszczeniach pionowych gruntu po odwodnej i odpowietrznej stronie ścianki) świadczy o występowaniu poślizgu gruntu po ścianie. Zjawisko to nie mogło by zostać poprawnie zamodelowane bez wykorzystania elementów kontaktowych pomiędzy ścianką a gruntem. Różnicę w przemieszczeniach pionowych górnego końca ścianki oraz korony wału przy ścianie (po jej obu stronach) wyraźnie widać na Rys. 84. Zaobserwowane ujemne (czyli „w dół”) przemieszczenia korony wału w lewo od ścianki (po stronie odwodnej) są przemieszczeniami trwałymi, zachodzącymi w zakresie plastycznym. Dodatkowo (czyli „w górę”) przemieszczenia gruntu i ścianki są skutkiem działania pola ciśnień filtracyjnych.



Rys. 84 Wykres przemieszczeń pionowych górnego końca ścianki oraz korony wału po jej obydwu stronach w czasie przejścia fali powodziowej.

Na podstawie uzyskanych wyników stwierdzono iż nie jest możliwe jednoznaczne określenie jednego momentu wezbrania najgroźniejszego z punktu widzenia wielkości uzyskiwanych momentów zginających. W sytuacji takiej dla poprawnego zwymiarowania konstrukcji oparcie się na jednym wykresie momentów zginających nie jest poprawne – niezbędne jest oparcie się o obwiednię momentów zginających, obejmującą charakterystyczne wykresy momentów uzyskiwane w różnych fazach wezbrania. Zwraca uwagę fakt iż w różnych etapach wezbrania wykres momentów zginających może znajdować po różnych stronach ścianki – co oznacza że uzyskiwane kształty linii ugięcia ścianki wykazują dużą zmienność w trakcie przejścia fali powodziowej. Powyższy fakt ma kluczowe znaczenie dla poprawnego zwymiarowania ścianki zbudowanej z materiału o różnej wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie (na przykład betonu). Jednak uzyskane wartości momentów zginających nie stanowią istotnego zagrożenia dla poprawnie zwymiarowanej (czyli w przypadku konstrukcji betonowej prawidłowo zazbrojonej) ścianki. Wykresy momentów zginających w ściance stanowiącej element modelowego wału przeciwpowodziowego w różnych fazach wezbrania przedstawia Rys. 85. Największe co do wartości bezwzględnej wartości momentu zginającego uzyskano przy końcu fazy pełnego piętrzenia ($t=3.0$ d), jednak należy zauważyć iż w fazie opadającej ($t=5.5$ i 7.0 d) pojawiają się nieobserwowane wcześniej momenty po stronie odwodnej ścianki (w jej górnej części). Widoczna wyraźna różnica pomiędzy wykresami uzyskanymi dla czasu

2.0 d i 3.0 d (czyli dla początku i końca pełnego piętrzenia) dowodzi istotnego wpływu nieustalonego charakteru analizowanych zjawisk na pracę ścianki będącej elementem wału. Tak więc prawidłowe zidentyfikowanie hydrogramu spodziewanego wezbrania (a w szczególności czasu kulminacji) może mieć istotne znaczenie dla oceny pracy analizowanej ścianki.



Rys. 85 Wykresy momentów zginających w ścianie szczelnej stanowiącej element modelowego wału przeciwpowodziowego w różnych fazach wezbrania.

Zwraca uwagę wyraźne przesuwanie się miejsca występowania maksymalnego momentu zginającego w czasie przejścia fali powodziowej. W fazie wznoszącej i w czasie utrzymywania pełnego piętrzenia przesuwa się ono w górę, w fazie opadającej w dół. Po przejściu fali powodziowej nie obserwuje się całkowitego zaniku momentów zginających w ścianie – jest to spowodowane zarówno opóźnieniem w odpływie wody z gruntu (spowodowanym jego możliwościami retencyjnymi) jak i zjawiskami zachodzącymi w zakresie plastycznym. Należy spodziewać się iż zjawisko to będzie tym bardziej widoczne im bliżej stanu granicznego stateczności będzie znajdował się dany wał przeciwpowodziowy (w takiej sytuacji zjawiska plastyczne mają największy wpływ na zachowanie się konstrukcji).

Z uwagi na dużą zmienność modułu Younga (a więc i sztywności ścianki) materiałów stosowanych do budowy analizowanych przestroni (od około 1 GPa dla

mieszaniny gruntowo – cementowej do 30 GPa dla betonów hydrotechnicznych) należy spodziewać się znacznego jej wpływu na otrzymywane wartości momentów zginających (wpływowo sztywności ścianki na jej pracę poświęcony jest Rozdział 3.1.1.1.3.2 niniejszej pracy). Przeprowadzony eksperyment numeryczny polegający na analizie wpływu sztywności ścianki na jej stan mechaniczny w pełni potwierdził powyższe przypuszczenie.

Należy podkreślić iż z uwagi na wieloletnie zaległości w pracach modernizacyjnych w obrębie wałów przeciwpowodziowych w przypadku potrzeby ich nadrobienia można spodziewać się znacznego wzrostu ilości wykonywanych ścianek uszczelniających wały. W takiej sytuacji zawarte w niniejszym rozdziale informacje mogą być pomocne w prawidłowym modelowaniu pracy tego typu obiektów i tym samym podejmowaniu prawidłowych decyzji projektowych.

5 Analiza przypadków rzeczywistych.

W niniejszym rozdziale omawiane są dwa przykłady zastosowania analizy numerycznej w procesie projektowania zabezpieczenia wykopu ściankami szczelnymi. W obydwu przypadkach uzyskane rezultaty pozwoliły na bezpieczne zaprojektowanie konstrukcji z ekonomicznie uzasadnionym zapasem bezpieczeństwa.

5.1 Wykop zabezpieczony ściankami rozpieranymi

W niniejszym rozdziale opisano przebieg analizy numerycznej konstrukcji obudowy koryta potoku Malinówka (w rejonie Wieliczki, inwestycja związana z budową obejścia autostradowego Krakowa).

5.1.1 Opis analizowanego obiektu.

Zabezpieczenie wykopu zaprojektowano w postaci dwóch stalowych ścianek szczelnych, stalowej rozpory tymczasowej i stałej rozpory betonowej stanowiącej dno koryta. Zastosowanie opisywanej konstrukcji było niezbędne z uwagi na położenie

zaprojektowanego koryta pomiędzy dwoma istniejącymi nasypami autostradowymi o wysokości 8 i 12 m – co nie pozwalało na wykonanie skarp koryta o nachyleniu zapewniającym stateczność bez zastosowania ścianek. Z uwagi na trudne warunki geotechniczne (występujące bezpośrednio pod poziomem terenu warstwy słabonośne o miąższości około 7 m) zdecydowano się na zastosowanie ścianek o znacznym zagłębieniu, wynoszącym 9 m poniżej powierzchni terenu (przy głębokości wykopu 3.8 m w fazie budowy i 2.8 m po wykonaniu betonowego dna koryta). Z uwagi na spodziewane znaczne przemieszczenia poziome ścianek w fazie budowy zastosowano tymczasową rozporę stalową na głębokości 0.5 m poniżej poziomu terenu.

5.1.2 Przyjęte założenia obliczeniowe.

Analizę przeprowadzono w dwóch charakterystycznych przekrojach obliczeniowych (P-1 i P-5), przy założeniu płaskiego stanu odkształceń. Grunt modelowano z wykorzystaniem modelu sprężysto - plastycznego Coulomba - Mohra z warunkiem „cut – off” a elementy konstrukcyjne traktowano jako sprężyste. Uwzględniono następujące etapy wykonywania konstrukcji:

- 1) stan „in situ”
- 2) wbicie ścianki do zaprojektowanej głębokości
- 3) wykonanie wykopu do głębokości 0.5 m
- 4) instalacja rozpory tymczasowej na głębokości 0.5 m
- 5) wykonanie wykopu do głębokości 3.8 m (przypadek budowlany)
- 6) wykonanie dna koryta pełniącego funkcję rozpory stałej
- 7) zasypanie dna warstwą piasku o miąższości 1 m
- 8) usunięcie rozpory tymczasowej (przypadek eksploatacyjny)

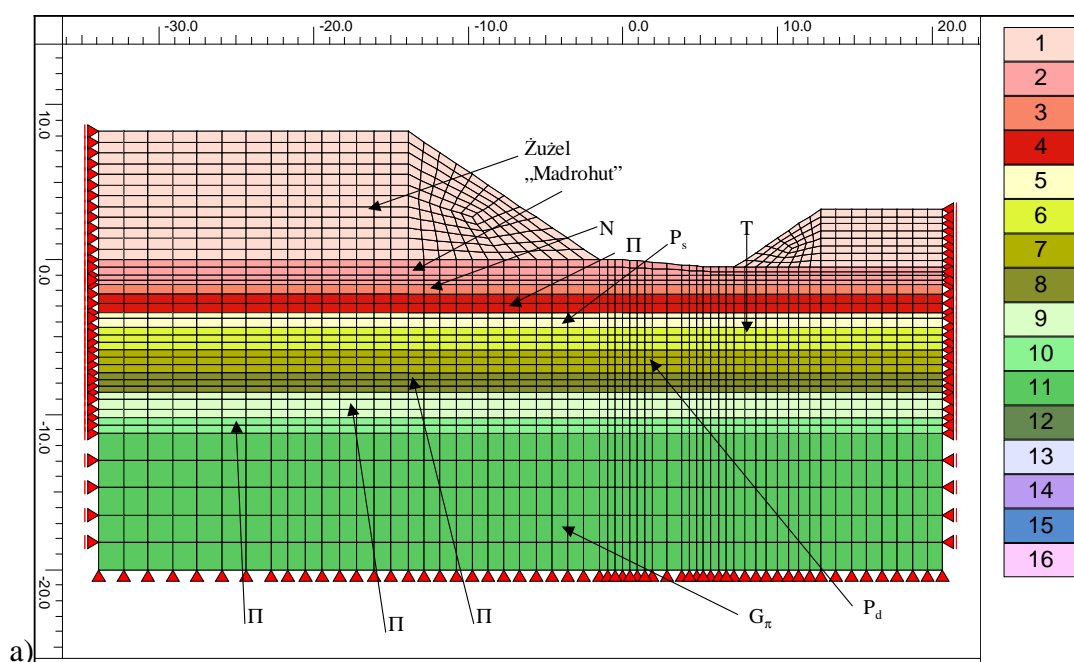
Na każdym z etapów wyznaczono siły przekrojowe w ścianie i rozporach. Analizę stateczności wykonano dla etapów 5 (etap budowlany) i 8 (etap eksploatacyjny).

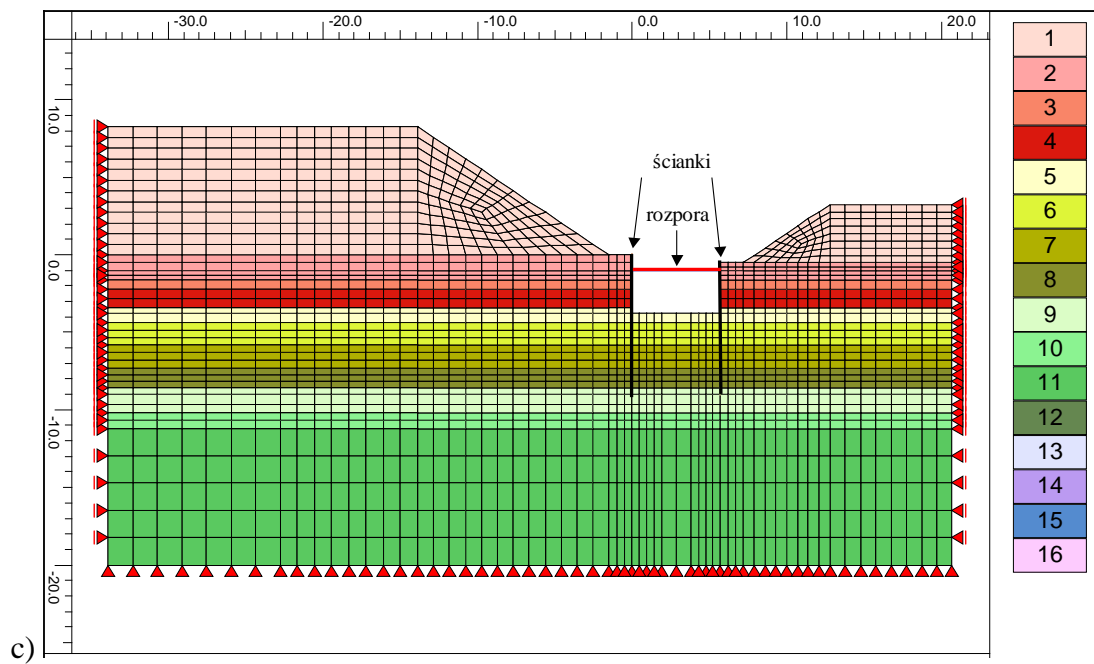
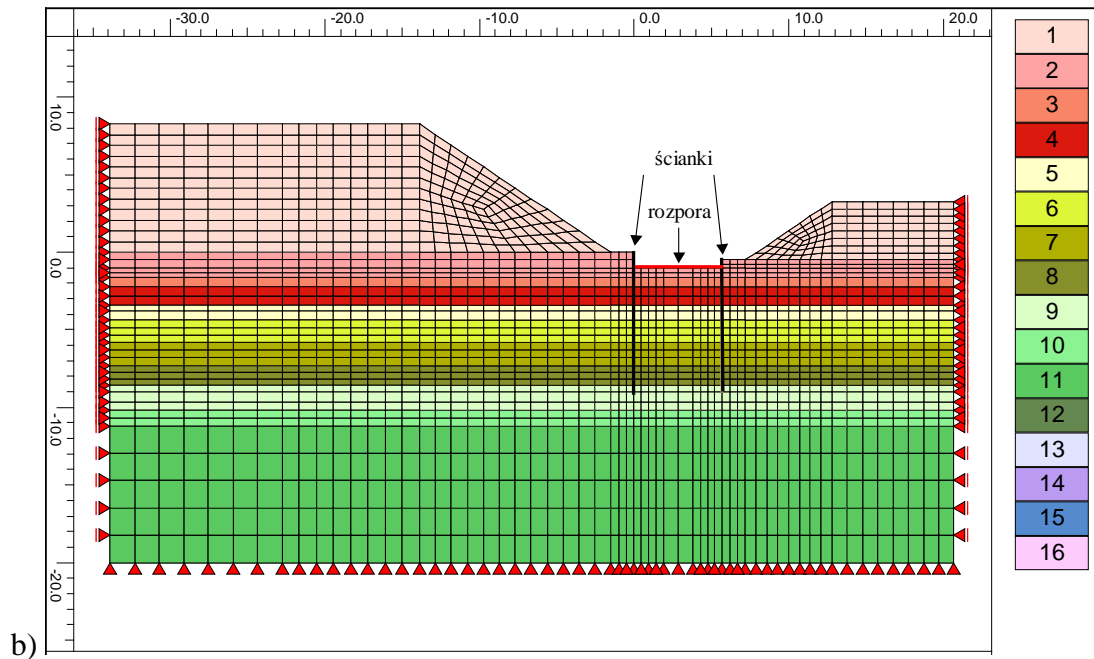
grunt	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [°]	E [MPa]	ν [-]	e [-]
Nasyp (żużel „Madrohut”)	20.0	15	38	50	0.23	0.325
G_{π}	19.7	20	18	4.0	0.26	0.286
π	20.0	8	20	6.0	0.30	0.325
P_s	19.0	0	35	28.0	0.30	0.400
N	17.6	20	12	3.0	0.30	0.250
T	13.0	15	12	2.5	0.33	0.770

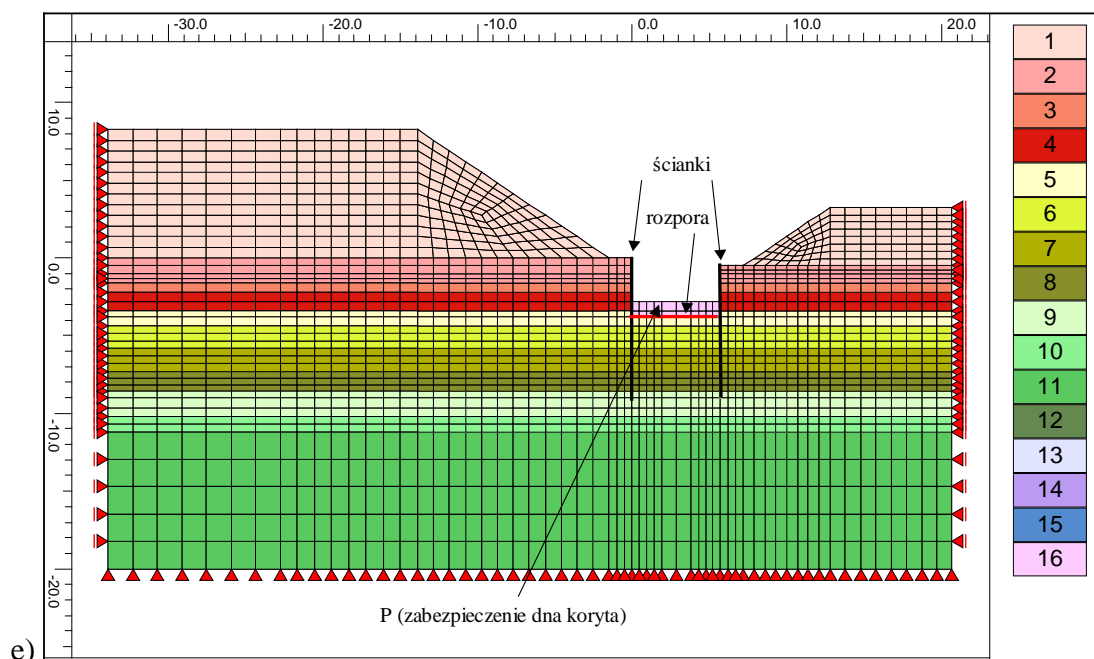
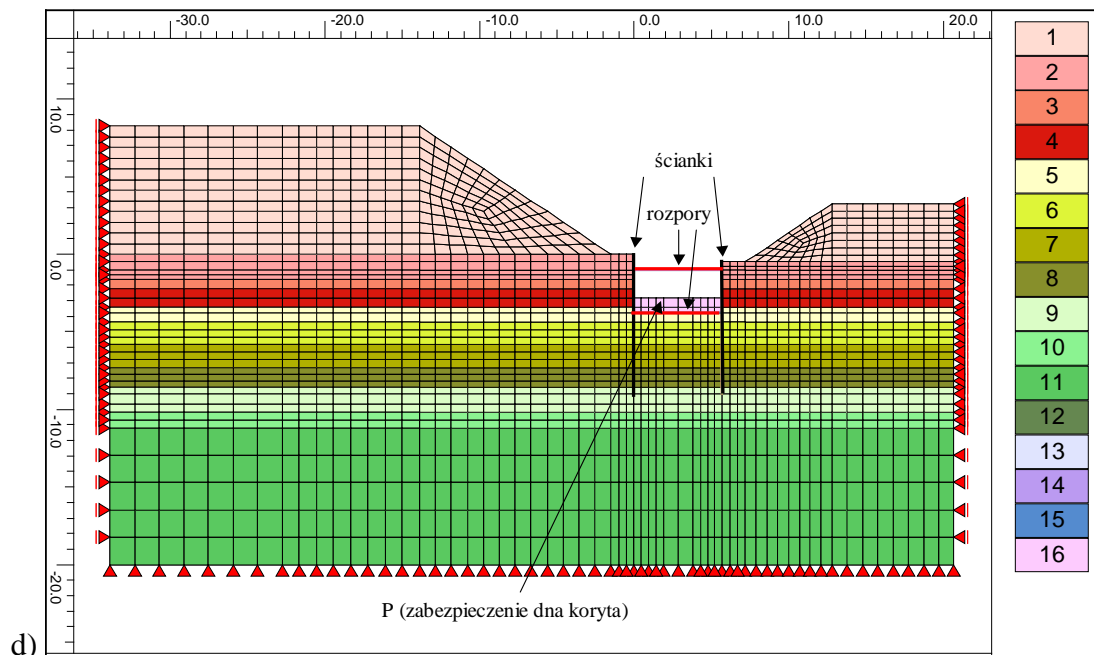
Tabela 11 Przyjęte w analizie przypadku rzeczywistego wartości parametrów materiałowych gruntów nasypu i jego podłoża.

Dla ścianki wykonanej z grodzicy G-62 przyjęto parametry geometryczne przekroju (na 1 metr bieżący): $J=23200 \text{ cm}^4$, $A=590 \text{ cm}^2$, $W=1600 \text{ cm}^3$, oraz jak dla stali $E=210 \text{ GPa}$ i $f_d=195 \text{ MPa}$. Nośność przekroju grodzicy na zginanie obliczono wg. wzoru $M_{\max}=f_d \cdot W=312 \text{ kNm/m}$.

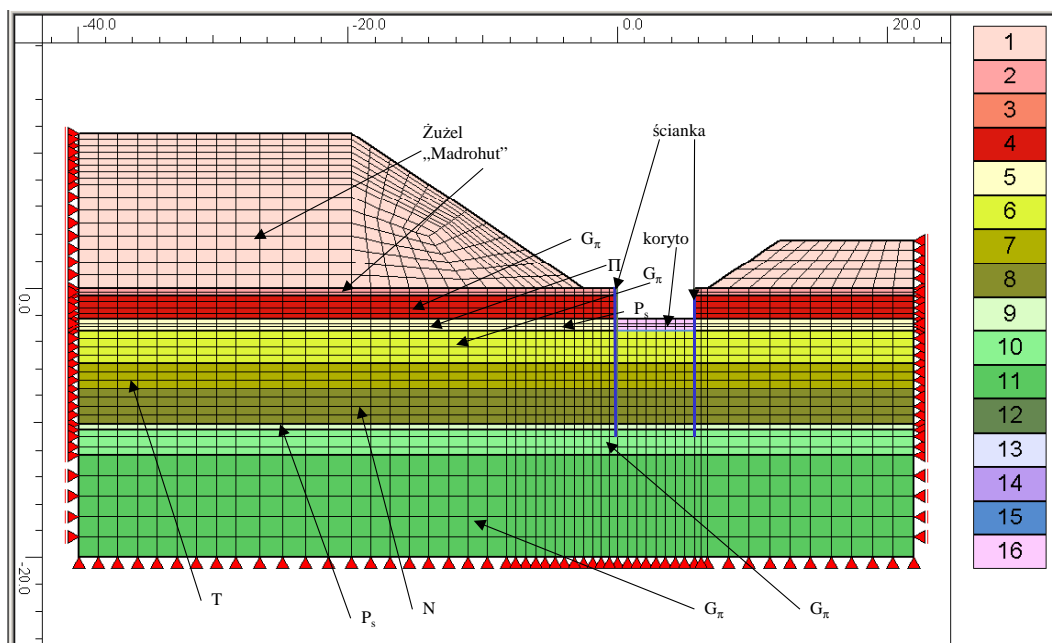
Analizę wykonano osobno dla dwóch nieco różniących się geometrią nasypów przekrojów P-1 i P-5. Wykorzystane modele obliczeniowe wraz z podziałem na strefy materiałowe przedstawiają Rys. 86 i Rys. 87.







Rys. 86 Ewolucja modelu obliczeniowego (wraz z podziałem na strefy materiałowe)–przekrój P-1. a) stan „in situ” (etap 1) b) stan przy głębokości wykupu 0.5 m, po instalacji rozpory tymczasowej (etap 4) c) stan przy głębokości wykupu 3.8 m (etap 5, przypadek budowlany) d) stan po wykonaniu dna koryta i zasypaniu go warstwą piasku (etap 7) e) stan po usunięciu rozpory tymczasowej (etap 8, przypadek eksploatacyjny)



Rys. 87 Model obliczeniowy z podziałem na strefy materiałowe – przekrój P-5, przypadek eksploatacyjny.

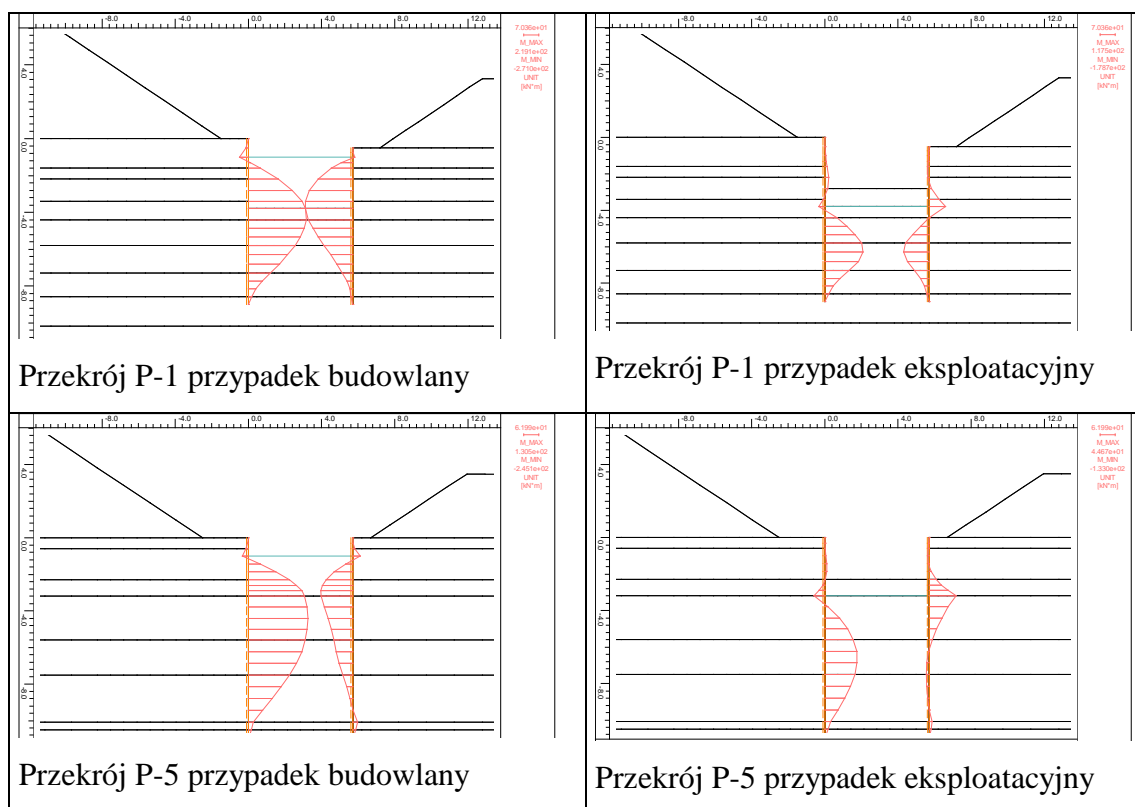
5.1.3 Uzyskane wyniki

We wszystkich analizowanych przypadkach stwierdzono iż obiekt jest stateczny a siły przekrojowe (a w szczególności momenty zginające w ściankach) nie przekraczają nośności zastosowanych przekrojów. Zaobserwowano jednak znaczne (do 8.8 cm) przemieszczenia poziome ścianek. Stwierdzono również duże (do 271 kNm/m) momenty zginające w ściankach, szczególnie w etapie budowlanym. Zjawiska te należy tłumaczyć znacznym parciem warstw słabych, dodatkowo poddanych obciążeniu ciężarem własnym wzniesionych na nich nasypów. Zdaniem Autora zastosowana w tym przypadku analiza numeryczna stanowiła efektywne narzędzie ułatwiające w znacznym stopniu podjęcie prawidłowych decyzji projektowych, zapewniających bezpieczne wykonanie skomplikowanej inwestycji w trudnych warunkach geotechnicznych. Należy podkreślić iż stosowanie tradycyjnych metod obliczeniowych budzi wątpliwości dotyczące możliwości uzyskania za ich pomocą poprawnych rezultatów w przypadku analizy obiektów o stopniu skomplikowania zbliżonym do opisywanej konstrukcji.

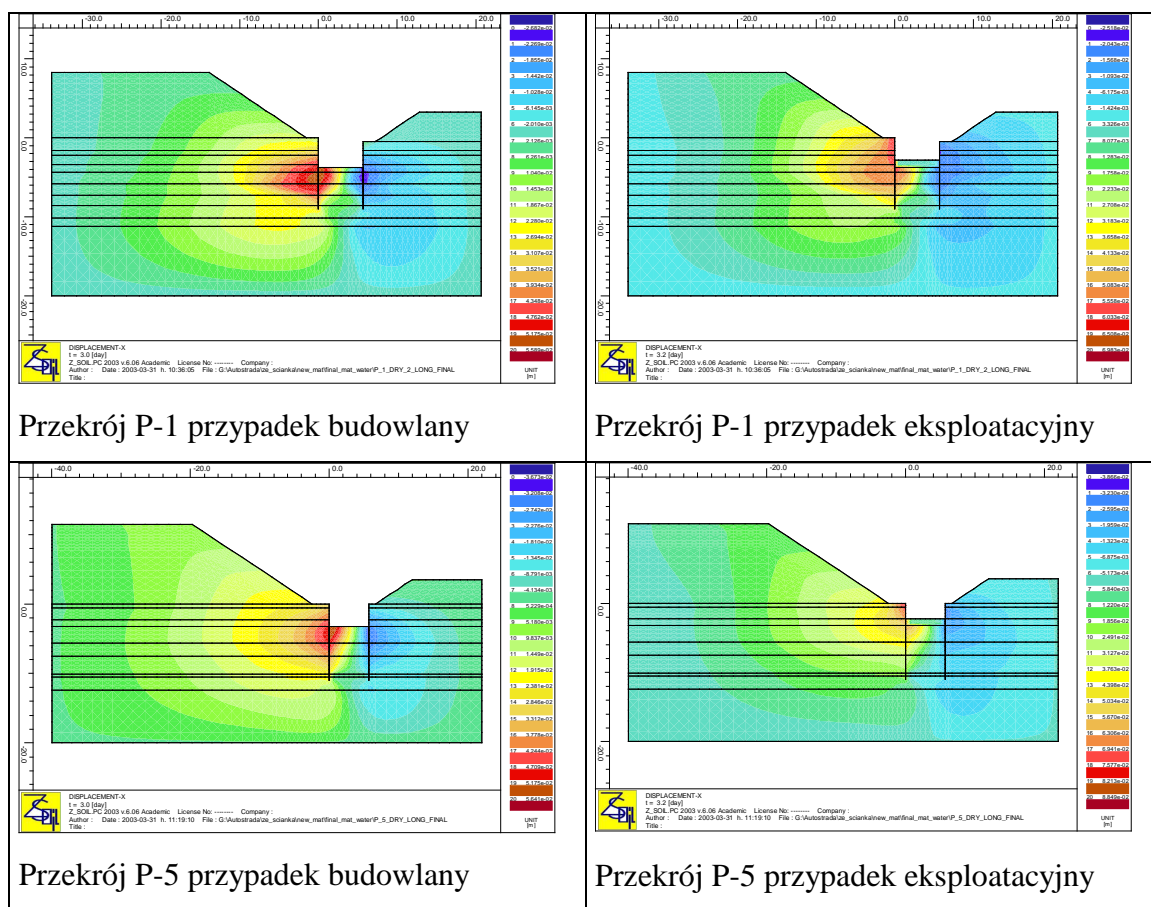
Przekrój	M_{max} [kNm/m]	SF	Maksymalne przemieszczenie poziome ścianki [cm]
P 1 przypadek budowlany	271	1.44	5.6
P 1 przypadek eksploatacyjny	178	1.83	7.0
P 5 przypadek budowlany	245	1.54	5.6
P 5 przypadek eksploatacyjny	133	1.60	8.8

Tabela 12 Wyniki analizy przypadku rzeczywistego.

Zamieszczone poniżej rysunki ilustrują uzyskane charakterystyczne rozkłady momentów zginających, przemieszczeń poziomych oraz mechanizmy utraty stateczności.



Rys. 88 Charakterystyczne rozkłady momentów zginających uzyskane w analizie przypadku rzeczywistego.



Rys. 89 Charakterystyczne rozkłady przemieszczeń poziomych uzyskane w analizie przypadku rzeczywistego.

Jak pozwala stwierdzić analiza rozkładów przemieszczeń poziomych zamieszczonych na Rys. 89 w etapie budowlanych największe przemieszczenia ścianki są spodziewane w rejonie dna wykopu i nieco niżej, natomiast w przypadku budowlanym (po zamontowaniu rozpory stałej i usunięciu rozpory tymczasowej) w pobliżu korony ścianki. Zgodność postaci deformacji ścianek otrzymanych numerycznie z rzeczywistą ich praca potwierdziły obserwacje terenowe, ograniczone do określenia miejsca występowania największych przemieszczeń poziomych.

Zwraca uwagę wyraźne przesunięcie miejsca występowania maksymalnych momentów zginających pomiędzy etapem budowlanym i eksploatacyjnym „w dół” – jest to skutek zmiany schematu statycznego konstrukcji.

5.2 Wykop zabezpieczony ścianką szczelną niekotwioną

Niniejszy rozdział prezentuje przykład zastosowania analizy numerycznej w procesie projektowania i monitoringu ścianki szczelnej niekotwionej stanowiącej zabezpieczenie wykopu. Wykorzystano wyniki uzyskane wykonane w trakcie opracowywania projektu technicznego zabezpieczenia wykopu pod budynek handlowo – usługowy „Wszystko dla domu” przy ul. Zakopiańskiej w Krakowie (Autor był członkiem zespołu wykonującego projekt). W dalszej części pracy przedstawia się wyniki uzyskane dla jednego (z analizowanych około 10) przypadków obliczeniowych – dla przekroju w którym przeprowadzono pomiary przemieszczeń poziomych ścianki.

5.2.1 Opis analizowanego obiektu

Przyjęto wykonanie skarpy o nachyleniu 1:2 od poziomu terenu 218.00 mnpm do poziomu 217 mnpm a następnie wykopu o ścianie zabezpieczonej ścianką szczelną niekotwioną do poziomu 213.20 mnpm. Z uwagi na obecność warstw słabych (głównie warstwy IIa) niezbędne okazało się zastosowanie ścianki o znacznej długości (długość pracująca ścianki $H=8.5$ m przy długości części odsłoniętej $h=3.8$ m. $H:h=1: 24$) by ścianka została wbita dostatecznie głęboko (dla spełnienia warunków stateczności) w warstwę ilów o znacząco wyższych parametrach wytrzymałościowych.

5.2.2 Przyjęte założenia obliczeniowe

Obliczenia wykonano przy założeniu płaskiego stanu odkształceń. Przyjęto model sprężysto – plastyczny Coulomba – Mohra z warunkiem „cut - off” i niestowarzyszonym prawem płynięcia ($\psi=0$) dla gruntu i sprężysty dla ścianki. Uwzględniono następujące etapy wykonywania konstrukcji:

- 2) stan „in situ”
- 3) wykonanie wykopu niezabezpieczonego o nachyleniu skarpy 1:2 od rzędnej 218.00 mnpm do 217.00 mnpm
- 4) instalację ścianki
- 5) wykonanie wykopu do rzędnej 213.20 mnpm

6) przyłożenie obciążenia torów tramwajowych i peronu przystanku tramwajowego

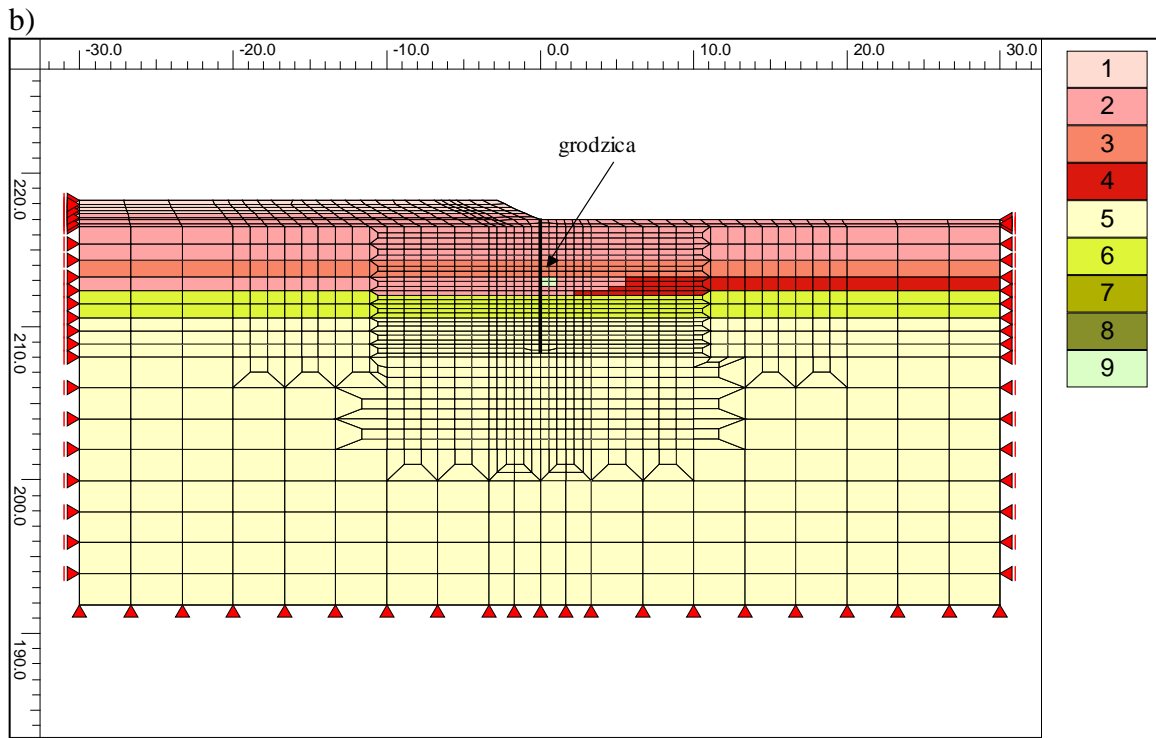
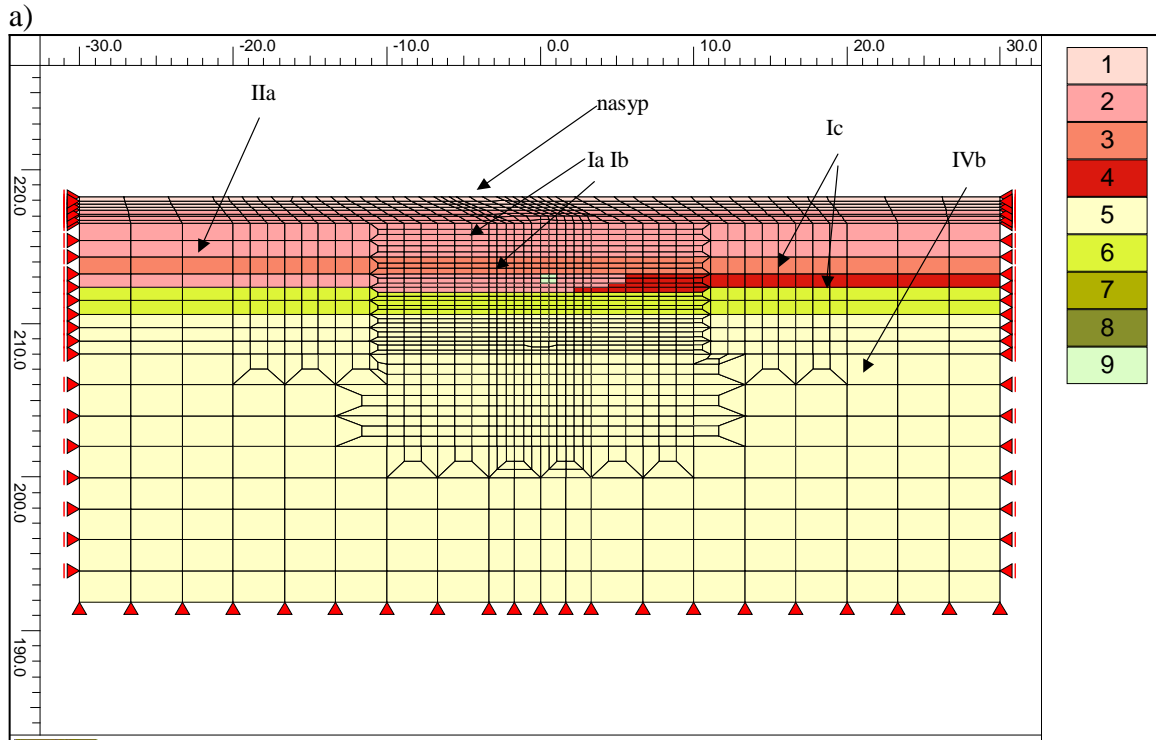
Stateczność obiektu analizowano na końcu etapów 2 (stateczność skarpy) i 5 (stateczność całego układu). Z uwagi na obecność w pobliżu wykonywanego wykopu torów tramwajowych kontroli poddano wartości przemieszczeń w ich pobliżu. Przyjęte w analizie wartości parametrów gruntu określone metodą B według PN-81/B-03020 (na podstawie dokumentacji geotechnicznej wykonanej przez GEOPROJEKT – Kraków) podaje Tabela 13. Poniżej poziomu planowanego zwierciadła wód gruntowych po odwodnieniu (=212.0 m.n.p.m) przyjmowano ciężar właściwy z uwzględnieniem wyporu.

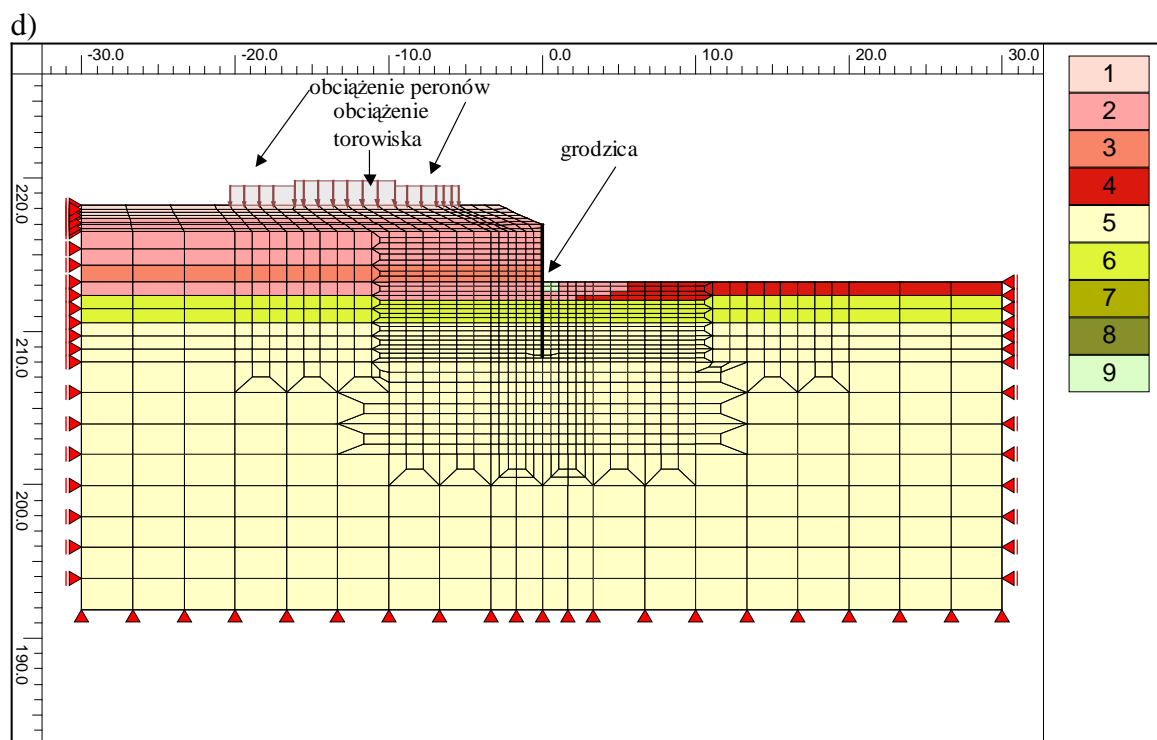
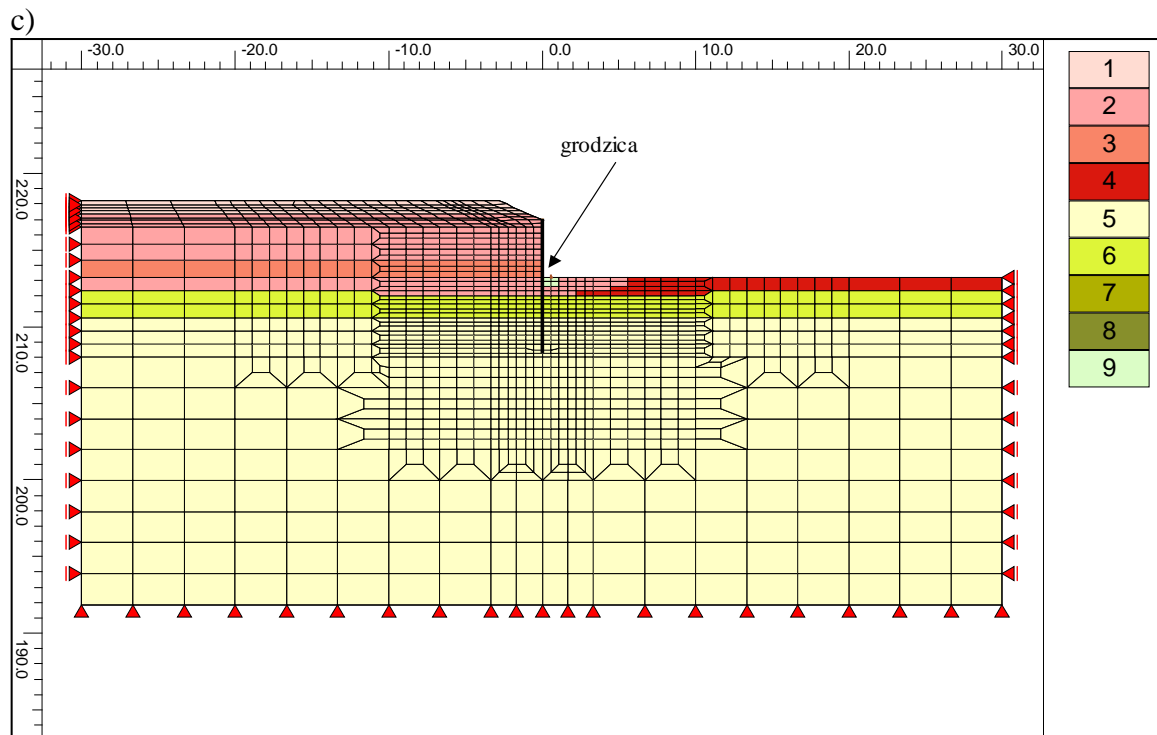
Grunt	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [°]	E [MPa]
Nasyp	19.0	5	20	100
Ia Ib (Pd, Ps, Pr)	19.0	0	30	64
IIa (Nmg)	19.1	26	9	6
Ic (Po, Ż)	20.5	0.0	37	163
IVb (J)	19.8	52	11	35

Tabela 13 Przyjęte w analizie przypadku rzeczywistego wartości parametrów materiałowych gruntu.

Przyjęto zastosowanie grodzicy G-62 wykonanej ze stali St3Sy. Maksymalny moment zginający jaki może przenieść profil ścianki określono na podstawie zależności

$$M^{(u)} = W_x * f_d = 1600 * 10^{-6} [m^3 / m] * 215\ 000 [kPa] = 344 \quad [kNm / m]$$



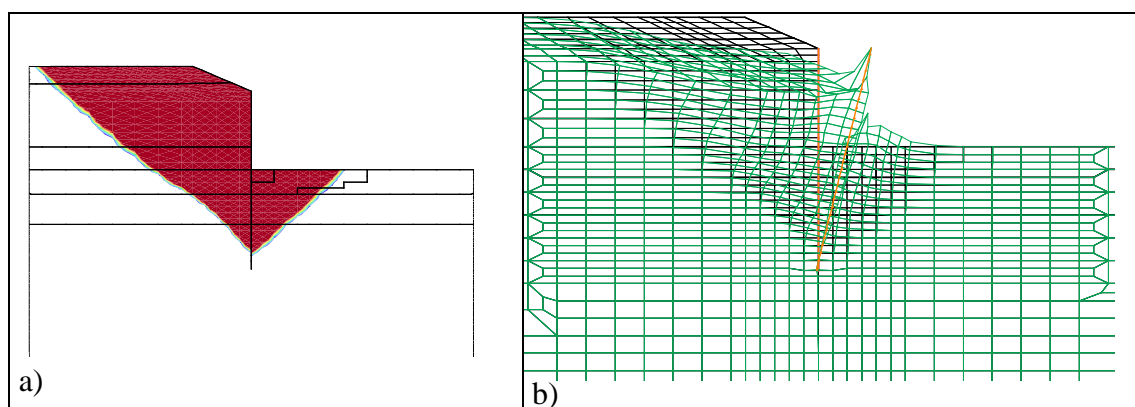


Rys. 90 Ewolucja modelu obliczeniowego wykorzystanego w analizie przypadku rzeczywistego – z podziałem na strefy materiałowe. a) stan „in situ” (etap 1) b) stan po wykonaniu wykopu niezabezpieczonego do rzędnej 217.00 mnpm i zainstalowaniu ścianki (etap 3) c) stan po wykonaniu wykopu do rzędne 213.20 mnpm (etap 4) d) stan po przyłożeniu obciążenia torowiska i peronów (etap 5)

5.2.3 Uzyskane wyniki i ich porównanie z wynikami pomiarów „in situ”.

W toku przeprowadzonej analizy numerycznej stwierdzono iż:

- zaprojektowane rozwiązanie spełnia wymogi stateczności (współczynnik stateczności wynosi 1.24 dla stanu po całkowitym wykonaniu wykopu i 1.35 dla stanu po wykonaniu części niezabezpieczonej wykopu)
 - maksymalny moment zginający w ścianie wynoszący 150 kNm/m i jest mniejszy od nośności przekroju ścianki na zginanie
 - oszacowane przemieszczenia ścianki i gruntu w najważniejszych miejscach wynoszą (przemieszczenia pionowe „w dół”, poziome „do wykopu”):
 - przemieszczenie poziome górnego końca ścianki 7.6 cm
 - przemieszczenie naziomu w rejonie torów tramwajowych - pionowe od 0.28 cm do 0.43 cm, poziome od 0.14 do 0.23cm
 - przemieszczenie krawędzi naziomu - pionowe 3.8 cm, poziome 4.8 cm
- tak więc mieszczą się w zakresie dopuszczalnym.



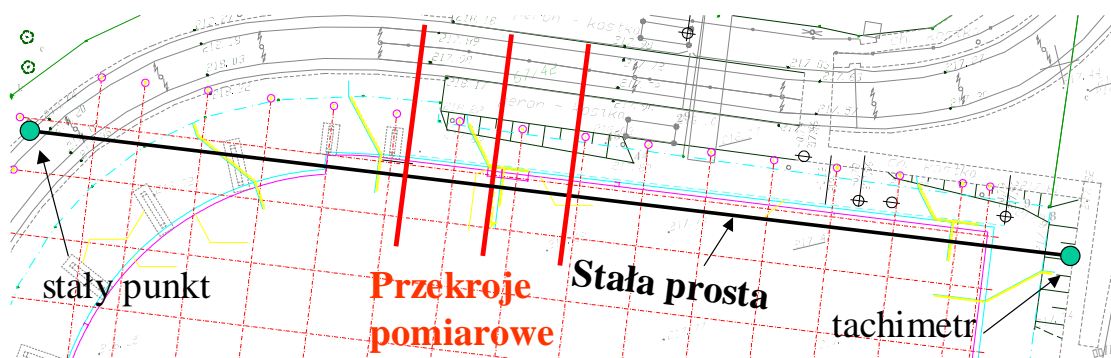
Rys. 91 Postać utraty stateczności analizowanego obiektu a) powierzchnia poślizgu b) deformacja

W trakcie realizacji budowy analizowanej konstrukcji przeprowadzono pomiary przemieszczeń poziomych ścianek zabezpieczających wykop. Należy podkreślić iż w przeciwieństwie do pomiarów przemieszczeń ścianek szczelinowych w przypadku ścianek szczelnych nie jest możliwe wykorzystanie inklinometrów montowanych bezpośrednio do konstrukcji ścianki. Skutkuje to brakiem możliwości przeprowadzenia

kontroli pionowości i prostoliniowości profilu ścianki przed wykonaniem wykopu. Tak więc przeprowadzone pomiary są obarczone pewnym trudnym do oszacowania błędem początkowym. Nie ma też możliwości przeprowadzenia pomiarów przemieszczeń ścianki poniżej dna wykopu, w strefie występowania największych momentów zginających.

Pomiary¹ prowadzono w 3 przekrojach pionowych zlokalizowanych w odległości około 15 m od siebie. Z uwagi na niezgodności pomiędzy profilem skarpy wykonanej w rzeczywistości a profilem zaprojektowanym (który uwzględniono w obliczeniach) w dalszej części pracy prezentowane są wyniki dla jednego z przekrojów pomiarowych, najbardziej zbliżonego do przyjętego w obliczeniach. Przemieszczenia poziome ścianki mierzono dwuetapowo. W pierwszym etapie mierzono przemieszczenia górnych końców ścianki metodą od stałej prostej. Prostą tą wyznaczały dwa punkty leżące poza strefą wpływu wykopu. Górne końce grodzic przyjęto następnie jako punkty odniesienia do pomiaru przemieszczeń pozostałych punktów profili pomiarowych metodą rzutowania. Pierwszy pomiar przeprowadzono po wbiciu ścianki a przed rozpoczęciem wykonywania części wykopu zabezpieczonego ścianką (pomiar zerowy). Pomiary nie były prowadzone bezpośrednio w trakcie wykonywania wykopu tak więc można było przyjąć iż przemieszczenia ścianki w czasie wykonywania pomiaru (pojedynczy pomiar trwał około 2 godzin) były pomijalnie małe. Punkty pomiarowe na ściance rozmieszczono w odstępach pionowych co 25 cm. Wykonano 4 kolejne pomiary w czasie 2 miesięcy. Do pomiarów użyto tachimetru Topcon GTS 212 oraz łąt precyzyjnych. Błąd odczytu wynosił 2 mm. Tak duży błąd odczytu wynikał z trudności występujących przy identyfikacji punktów pomiarowych na nierównej powierzchni grodzicy. Błąd pomiaru przemieszczenia oszacowano jako wynoszący 3 mm.

¹ Przeprowadzone we współpracy z dr inż. Cezarym Tosiem, pracownikiem Zakładu Geodezji Inżynierskiej Instytutu Geotechniki Politechniki Krakowskiej



Rys. 92 Schemat przeprowadzonych pomiarów.

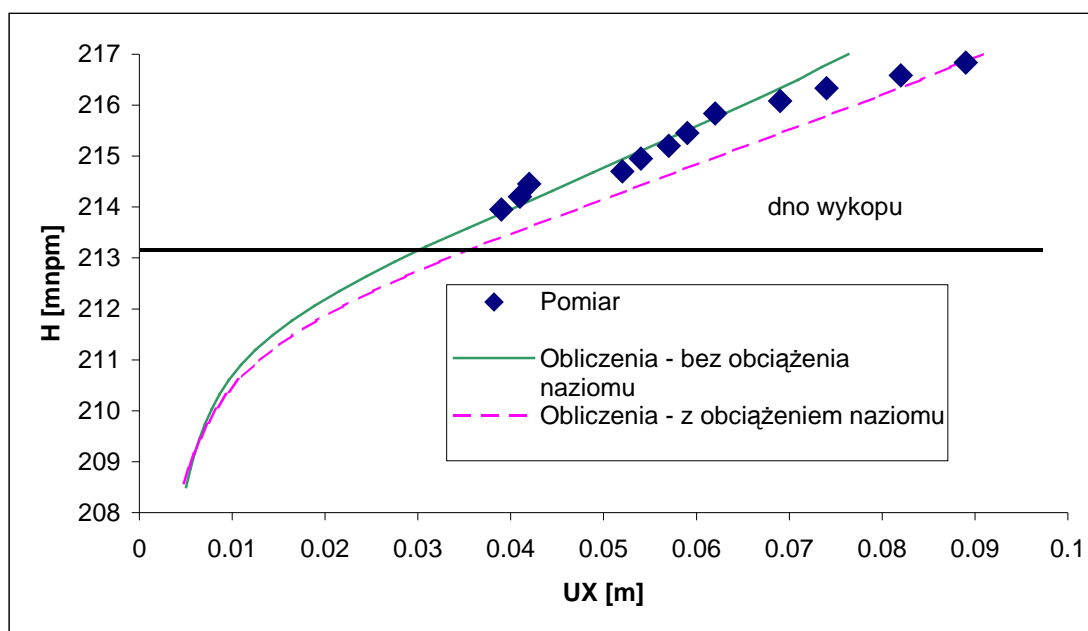


Rys. 93 Rejon przekrojów pomiarowych – końcowy etap wykonywania wykopu.

Porównaniu poddano jedynie końcowe wartości przemieszczeń poziomych ścianki gdyż w obliczeniach numerycznych nie symulowano zjawisk konsolidacyjnych, co umożliwiło by prognozowanie zmian przemieszczeń ścianki w czasie. Analizę zmian przemieszczeń w czasie ograniczono do stwierdzenia iż różnice pomiędzy wynikami dwóch ostatnich pomiarów są na tyle małe iż można uznać proces narastania deformacji ścianki za zakończony.

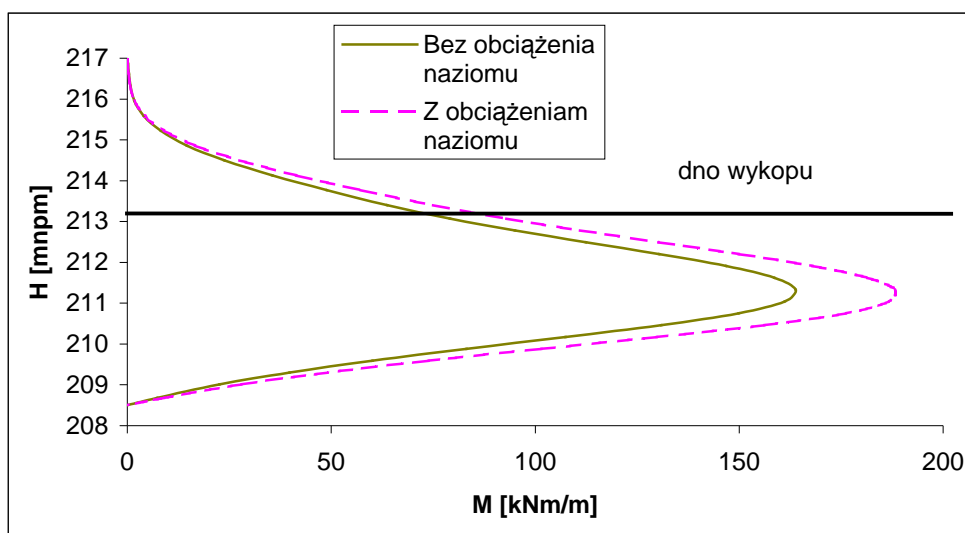
Stwierdzono iż pomierzone w terenie i obliczone numerycznie wartości przemieszczeń poziomych ścianki wykazują dobrą zgodność. W toku obliczeń uzyskano nieznacznie mniejsze od pomierzonych (różnice do 1.6 cm czyli 17%) wartości przemieszczeń w górnej części ścianki przy zmniejszeniu się różnic do 0.2 cm w dolnej części (na poziomie dna wykopu) ścianki. W toku realizacji pomiarów stwierdzono iż na naziemiu zostało utworzone nie uwzględnione we wcześniejszych obliczeniach składowisko gruntu wybranego z wykopu – widoczne na Rys. 93. Po

uwzględnieniu tego faktu w obliczeniach (poprzez przyłożenie do części naziomu obciążenia 10 kPa symulującego utworzone składowisko) uzyskano nieznacznie zawyżone wartości przemieszczeń poziomych ścianki (różnice do 0.2 cm w górnej części, do 1.0 cm w części środkowej i dolnej (na poziomie dna wykopu)) Uzyskane wyniki ilustruje Rys. 94. Otrzymane różnice w wartościach przemieszczeń zdaniem Autora są dopuszczalne i mieszczą się w granicach dokładności wystarczającej dla projektanta konstrukcji (oceniającego spełnienie wymogów II stanu granicznego) lub wykonawcy (porównującego wielkości obliczone z pomierzonymi w celu zaobserwowania ewentualnych anomalii w pracy ścianki). Uzyskana dobra zgodność obliczonych i pomierzonych wartości przemieszczeń poziomych ścianki pozwala przyjąć iż wykorzystany model obliczeniowy dobrze odzwierciedla pracę rzeczywistej konstrukcji a w trakcie wykonywania konstrukcji nie nastąpiły (z wyjątkiem pojawienia się dodatkowego obciążenia naziomu) istotne odchylenia od rozwiązania projektowego. Można więc przyjąć iż w analizowanym przypadku nie stwierdzono potrzeby wykorzystania do oceny przemieszczeń poziomych ścianki modeli konstytutywnych gruntu bardziej zaawansowanych od zastosowanego modelu Coulomba – Mohra.



Rys. 94 Przemieszczenia poziome ścianki rzeczywistej – porównanie wyników pomiarów i obliczeń numerycznych.

Z uwagi na stwierdzone wystąpienie nieuwzględnionego w projekcie obciążenia naziomu ponownej kontroli poddano wartości momentów zginających w ścianie oraz jej stateczność. Stwierdzono iż istniejące obciążenie powoduje wzrost wartości maksymalnego momentu zginającego o około 15% (jednak nie przekracza on nośności przekroju ścianki na zginanie) oraz spadek współczynnika stateczności z 1.24 do 1.19.



Rys. 95 Wykres momentu zginającego w ścianie rzeczywistej.

Zaprezentowany przykład w pełni potwierdza tezę iż modelowanie numeryczne pozwala na szybką i efektywną a jednocześnie zgodną z rzeczywistym przebiegiem zjawisk symulację współpracy ścianki szczelnej z gruntem umożliwiając jednocześnie podejmowanie racjonalnych decyzji projektowych. Należy podkreślić iż w przypadku obiektu o takim stopniu skomplikowania klasyczna metoda obliczeniowa mogła by być użyta jedynie do wstępnego określenia niezbędnego zagłębienia ścianki – które i tak powinno być zweryfikowane poprzez obliczenie współczynnika stateczności na drodze analizy numerycznej.

6 Podsumowanie i wnioski końcowe

6.1 Najważniejsze wnioski wypływające z analiz wykonanych w trakcie realizacji pracy

Do najważniejszych wniosków wypływających z analiz wykonanych w trakcie realizacji pracy należy zaliczyć wnioski dotyczące zasad prowadzenia obliczeń numerycznych ścianek szczelnych i szczelinowych. Stwierdzono iż szczególną uwagę należy poświęcić doborowi parametrów modelu obliczeniowego by (w sytuacji niemożliwych do uniknięcia niepewności) otrzymywane rezultaty leżały po stronie bezpiecznej. Zdaniem Autora należy w takiej sytuacji dobierać wartości:

- kąta tarcia wewnętrznego i kohezji – najniższe z możliwych
- modułu Younga gruntu – najniższe z możliwych
- sztywności ścianki EJ – najwyższe z możliwych do oceny wartości sił przekrojowych, najniższe z możliwych do oceny przemieszczeń
- współczynnika parcia spoczynkowego K_0 – w zakresie $1 - \sin \phi < K_0 < 1.2$ - najwyższe z możliwych, poza zakresem należy oddzielnie sprawdzić wielkości sił przekrojowych dla wartości skrajnych
- współczynnika tarcia pomiędzy gruntem a ścianką – najniższe z możliwych, zwykle 0

W toku realizacji pracy stwierdzono iż proponowane w Rozdziałach 3.2 i 3.3 Autorskie metody obliczeniowe nadają się do wstępnej oceny stateczności ścianek (w tym niezbędnego ich zagłębienia) oraz wielkości maksymalnego momentu zginającego. Mogą więc stanowić narzędzie wykorzystywane w praktycznej działalności inżynierskiej na wstępnym etapie projektowania.

Stwierdzono iż w przypadku analizy ograniczonej do oceny stateczności i wyznaczenia wartości sił przekrojowych nie jest potrzebne użycie zaawansowanych modeli konstytutywnych gruntu, w zupełności wystarczający jest model Coulomba – Mohra. Potrzeba zastosowanie bardziej zaawansowanych modeli może (ale jak

wykazano w Rozdziale 5.2.3 – nie zawsze) być potrzebne w analizie przemieszczeń ścianki i współpracującego z nią gruntu.

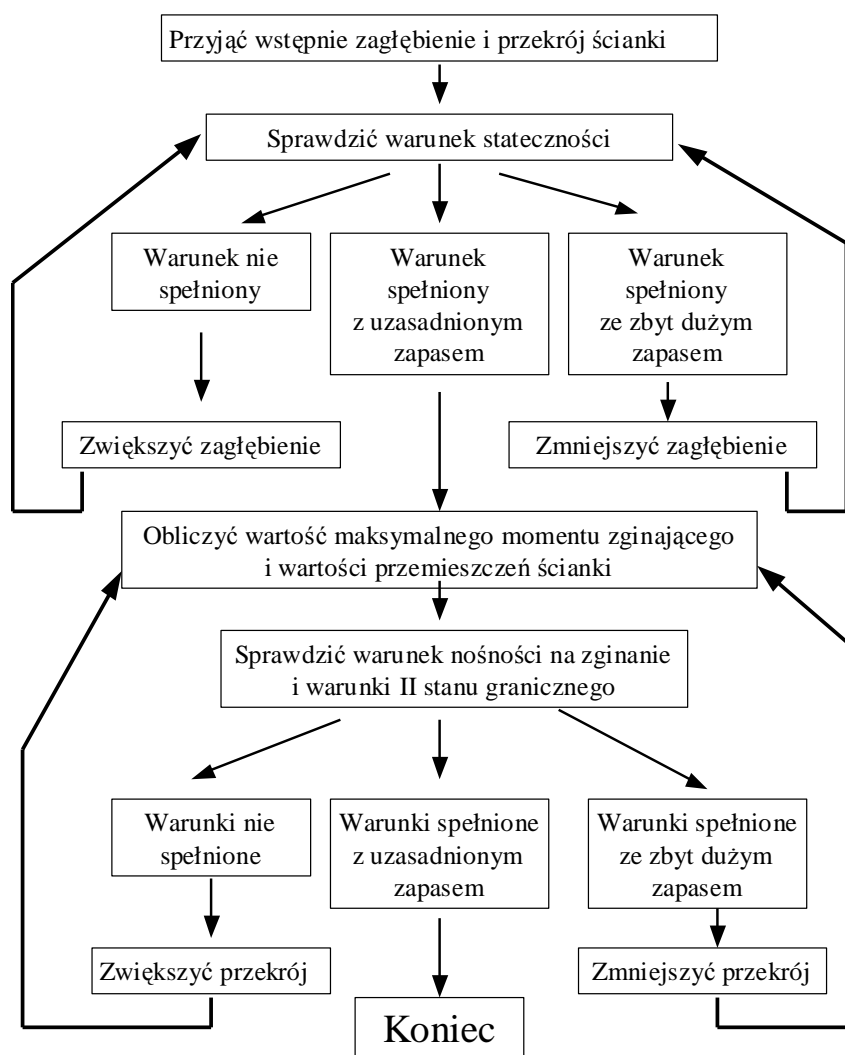
6.2 Algorytm projektowania ścianek szczelnych i szczelinowych z wykorzystaniem analiz numerycznych

Przeprowadzone w toku realizacji niniejszej pracy obliczenia pozwoliły na skonstruowanie algorytmu postępowania w procesie projektowania ścianek szczelnych i szczelinowych. Jego zastosowanie pozwala na skuteczne a jednocześnie bezpieczne zwymiarowanie (to jest dobór zagłębienia ścianki i jej przekroju, w przypadku ścianek żelbetowych również zwymiarowanie zbrojenia) elementów konstrukcji bez nadmiernej ilości obliczeń.

W pierwszej kolejności należy ustalić niezbędne zagłębienie ścianki. W tym celu wykonuje się analizę wykonywania wykopu dla wstępnie przyjętego zagłębienia a następnie ocenia się współczynnik stateczności metodą proporcjonalnej redukcji parametrów wytrzymałościowych. Niejednokrotnie niezbędne jest kilkakrotne zmienianie zagłębienia ścianki w celu uzyskania odpowiednio wysokiego (z uwagi na bezpieczeństwo) współczynnika stateczności bez nieuzasadnionego ekonomicznie nadmiernego zagłębienia. W celu ograniczenia ilości obliczeń numerycznych w przypadkach prostych (ścianka niekotwiona zagłębiona w gruncie jednorodnym) do wyznaczenia niezbędnego zagłębienia może być wykorzystana klasyczna metoda obliczeniowa lub Autorskie podejście proponowane w Rozdziale 3.2. Po ostatecznym przyjęciu zagłębienia ścianki należy (dla sprawdzenia) obliczyć współczynnik stateczności i porównać go z zakładanym początkowo.

W następnym etapie należy dla wstępnie przyjętej sztywności poszczególnych elementów konstrukcji (ścianki, kotew, rozpór, zastrzałów) określić wielkości występujących w nich sił przekrojowych. Na ich podstawie należy dobrać przekrój i/lub zbrojenie poszczególnych elementów. Ze względu na znaczny wpływ sztywności elementów konstrukcji na uzyskiwane wielkości sił przekrojowych niezbędne jest ponowne ich wyznaczenie dla przyjętych przekrojów. Z uwagi na brak wpływu sztywności elementów konstrukcji na jej stateczność nie jest potrzebne ponowne sprawdzanie warunku stateczności. Po ponownym sprawdzeniu warunków

wytrzymałości poszczególnych komponentów konstrukcji w przypadku ich spełnienia z ekonomicznie uzasadnionym zapasem bezpieczeństwa proces wymiarowania ścianki można uznać za zakończony. W przypadku przeciwnym należy korygować przekroje elementów konstrukcji (po każdej zmianie wyznaczając ponownie wielkości sił przekrojowych) aż do uzyskania dopuszczalnego z punktu widzenia bezpieczeństwa i ekonomii rozwiązania. Analogicznie należy zwiększać przekrój w przypadku uzyskania nadmiernych przemieszczeń ścianki, po każdej jego zmianie ponownie wyznaczając wartości sił przekrojowych i przemieszczeń. Należy podkreślić iż w przypadku skonstruowania poprawnie działającego modelu numerycznego analizowanego obiektu zmiana sztywności poszczególnych elementów i powtórzenie obliczeń nie nastęrcza istotnych problemów i nie jest czasochłonna.



Rys. 96 Algorytm wymiarowania ścianek szczelnych i szczelinowych z wykorzystaniem analiz numerycznych.

6.3 Proponowane kierunki dalszych badań

W toku dalszych badań dotyczących statyki ścianek szczelnych i szczelinowych proponuje się zwrócić szczególną uwagę na problem wyznaczania przemieszczeń pionowych naziomu – wraz z weryfikacją uzyskanych wyników za pomocą pomiarów w terenie. W przypadku inwestycji realizowanych w warunkach zwartej zabudowy miejskiej znajomość przemieszczeń pionowych naziomu może mieć zasadnicze znaczenie przy ocenianiu wpływu wykonywania wykopu na obiekty sąsiednie.

W zagadnieniach praktycznych często spotykane jest występowanie podłoża uwarstwionego. W związku z tym wskazane jest uogólnienie zawartych w pracy wniosków i obserwacji dotyczących przypadku ścianek zagłębionych w gruncie jednorodnym na przypadki ścianek zagłębionych w ośrodku uwarstwowionym. Szczególnie ciekawym zagadnieniem badawczym jest tu problem wpływu położenia warstwy słabej na uzyskiwane rezultaty. Proponuje się opracowanie metody określania parametrów zastępczego ośrodka jednorodnego (takich by uzyskiwane z ich wykorzystaniem wyniki obliczeń odpowiadały możliwie jak najlepiej rezultatom otrzymanym przy założeniu ośrodka niejednorodnego). Umożliwiło by to bezpośrednie stosowanie proponowanych w pracy Autorskich metod obliczeniowych - ograniczonych w założeniu do ścianek zagłębionych w gruncie jednorodnym - do analizy przypadków bardziej skomplikowanych warunków geotechnicznych.

Kolejnym zagadnieniem które powinno zostać poddane dalszym badaniom jest wykorzystanie zaawansowanych modeli sprężysto – plastycznych (bardziej zaawansowanych niż wykorzystany w niniejszej pracy w Rozdziale 3.1.2.2 model Modified Cam Clay) w analizie opisywanych konstrukcji. Problem ten jest ściśle powiązany z wyznaczaniem parametrów zaawansowanych modeli konstytutywnych i powinien być traktowany jako zagadnienie całościowe (od identyfikacji parametrów modelu poprzez przeprowadzenie obliczeń numerycznych aż do weryfikacji otrzymanych wyników za pomocą pomiarów „in situ”). Problem ten może mieć szczególne znaczenie w sytuacji potrzeby dokładnej oceny zjawiska wypiętrzenia dna wykopu pod wpływem odprężenia.

Zagadnieniem nie rozważanym w niniejszej pracy a mającym znaczne znaczenie praktyczne jest problem ścianki wielokrotnie kotwionej. Próba systematycznego

(parametrycznego) podejścia do problemu może pozwolić na uzyskanie wyników cennych z punktu widzenia projektowania. Należy tu zwrócić szczególną uwagę na sygnalizowany przez Siemińską – Lewandowską (2001, 2003) problem wpływu rzeczywistej sztywności kotew oraz podatności strefy ich zakotwienia na pracę ścianki.

Problemem skomplikowanym (i jak dotąd według wiedzy Autora nie rozwiązany) jest modelowanie numeryczne pracy ścianki berlińskiej. Z uwagi na istotny wpływ zjawisk przestrzennych na pracę ścianki berlińskiej zagadnienie to napotyka na barierę mocy obliczeniowej dostępnego sprzętu komputerowego. W takiej sytuacji potrzebne może być opracowanie (na podstawie wyników obliczeń trójwymiarowych) metod pozwalających na konstrukcję uproszczonego dwuwymiarowego modelu układu ścianka berlińska – grunt o parametrach tak dobranych by dawał on rezultaty możliwie jak najbliższe uzyskanym za pomocą modelu trójwymiarowego.

Obszarem stosunkowo rzadko poruszonym dotychczas w pracach naukowych jest problem wykorzystania nieliniowych modeli konstytutywnych do opisu materiału z którego wykonana jest ścianka. W przypadku klasycznych materiałów wykorzystywanych do konstrukcji ścianek (stali i betonu) wykorzystanie modelu liniowo sprężystego jest w pełni uzasadnione (konstrukcje projektuje się tak by ścianka pracowała w zakresie sprężystym). Jednak w odniesieniu do coraz częściej pojawiających się na rynku nowych materiałów (głównie tworzyw sztucznych) o silnie nieliniowych właściwościach może być niezbędne sięgnięcie po modele nieliniowo sprężyste lub sprężysto – plastyczne.

Poza obszarem statyki leży problem badania drgań przenoszonych na podłoże i obiekty sąsiednie w czasie wbijania lub wzbrowywania ścianki. Może on stanowić sam w sobie ważne zagadnienie badawcze.

Zagadnieniem związanym z analizami ścianek szczelnych i szczelinowych jest też prowadzenie pomiarów ich przemieszczeń. Problematyka pomiarów przemieszczeń poziomych ścianek szczelinowych z wykorzystaniem inklinometrów jest dobrze rozeznana w literaturze (np. w pracach Janusza (2001) oraz Bartoszka i in. (2006)). Natomiast stan wiedzy i metod odnoszących się do pomiarów przemieszczeń ścianek szczelnych (gdzie nie jest możliwe zastosowanie inklinometrów) – w szczególności przemieszczeń części ścianki poniżej dna wykopu – jest nadal niezadowolający. Problem ten w znacznym stopniu utrudnia weryfikację doświadczalną wyników obliczeń numerycznych. Pomiar przemieszczeń ścianki poniżej dna wykopu dotyczy

strefy w której występują największe wartości momentów zginających w ścianie – wyznaczenie krzywizny ścianki na tym jej odcinku może być metodą weryfikacji wyznaczonych numerycznie wartości momentu zginającego.

W symulacjach badań centryfugowych (wirówkowych) obiecujące wydaje się być odejście od założenia małych przemieszczeń (na co zwrócono uwagę w Rozdziale 4.2) – umożliwi to uwzględnienie wpływu wypiętrzania dna wykopu na wartość przeciążenia niszczącego.

7 Literatura

- [1] Allersma, H.G.B., Rohe A. (2003): “Centrifuge tests on the failure of dikes caused by uplift pressure”, *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 1(2003)
- [2] Allersma H.G.B., Toyosawa Y (1999): “Simulation failure mechanism of anchored sheet pile walls in a small centrifuge” *Proceedings of the International Symposium On Geotechnica Aspects Of Underground Construction In Soft Ground – Japonia, Tokio 1999*, A.A. Balkema – Rotterdam
- [3] Bartoszek Z., Kwiecień S., Łupieżowiec M., Sękowski J. (2006): „Głębokie wykopy liniowe. Wpływ głębokich wykopów liniowych na zachowanie się sąsiadujących z nimi obiektów budowlanych” *Geoinżynieria drogi mosty tunele* 2/2006
- [4] Berkop M. (2003): “Metody zabezpieczenia wykopów. Opis przykładowych zastosowań dodatkowego wzmocnienia ścianek szczelnych” *Geoinżynieria drogi mosty tunele* sierpień 2003
- [5] Berkop M. (2005): “Budowa wiaduktów kolejowych w Olsztynie” *Geoinżynieria drogi mosty tunele* 04/2005
- [6] Biernatowski K. (1984): „Fundamentowanie”, Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa
- [7] Bolt A., Dembicki E., Horodecki G., Jaworska K. (1997): „Analiza pomiarów i obliczeń ścian szczelinowych wielopoziomowo kotwionych” *Materiały Pokonferencyjne XI Krajowej Konferencji Mechaniki Gruntów i Fundamentowania „Geotechnika w budownictwie i transporcie” Gdańsk 1997*

- [8] Bugajny R. (2006): „Geoflex – grodzice z PCV” Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne maj-czerwiec 2006 str 18-22.
- [9] Byfield M.P., Crawford R.J. (2002): “A numerical model for predicting the bending strength of Larssen steel sheet piles” Journal of Constructional Steel Research 58 (2002) str. 1361–1374
- [10] Cała M., Flisiak J. (2005): „Analiza stateczności ścianki szczelnej z zastosowaniem metody różnic skończonych” Górnictwo i Geoinżynieria. Kwartalnik Akademii Górniczo-Hutniczej. Rok 29 (2005), zeszyt 3/1
- [11] Cheang W.L., Tan S.A., Yong K.Y. (2002): “Finite element modelling of a deep excavation supported by jack-in anchors” – Plaxis Bulletin No 12, Delft
- [12] Cherubini C. (2000): “Probabilistic approach to the design of anchored sheet pile walls” Computers and Geotechnics 26 (2000) str. 309–330
- [13] Cysl H.J., Morri C. (2001): “Cut and cover tunnel with sheet pile walls used as anchor walls in Switzerland” Plaxis Bulletin No 11, Delft
- [14] Cichy Włodzimierz (2003): „Projektowanie geotechniczne w świetle przepisów norm światowych i europejskich” Polski Komitet Geotechniki
- [15] Dembicki E., Bolt A., Horodecki G., Friedrich E., Kryczka A. (1994): „Badania modelowe stateczności ścian oporowych w gruntach pęczniejących” Materiały Jubileuszowej Sesji Naukowej poświęconej 40 – leciu pracy naukowej – 65 – leciu urodzin Profesora Eugeniusz Dembickiego, Gdańsk 1994
- [16] Dembicki E., Tejchman A. (1981): „Wybrane zagadnienia fundamentowania budowli hydrotechnicznych”, Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Poznań
- [17] “Design of sheet pile walls. Engineer Manual 1110-2-2504”. Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers, Waszyngton 1994
- [18] Ellis E.A., Springman S.M. (2001): „Modelling of soil-structure interaction for a piled bridge abutment in plane strain FEM analyses” The Electronic Journal of Geotechnical Engineering, vol. 28
- [19] EN 1997 Part 1 Geotechnical design. General rules (Projektowanie geotechniczne. Zalecenia ogólne) – Norma Europejska
- [20] EN 1538 Diaphragm walls (Ściany szczelinowe) – Norma Europejska
- [21] EN 12063 Sheet pile walls (Ścianki szczelne) – Norma Europejska
- [22] Florkowski J., Grodecki M., Podleś K., Urbański A. (1999): „Analiza stateczności wałów wiślanych w warunkach nieustalanej filtracji” Materiały Pokonferencyjne

- XI Konferencji Naukowej „Metody numeryczne w projektowaniu i analizie konstrukcji hydrotechnicznych” Korbielów 1999
- [23] “Foundations and earth structures. Design manual 7.02”. Naval Facilities Engineering Command, Alexandria 1986
- [24] Gaszyński J., Pośłajko M. (2003): „Analiza numeryczna zabezpieczeń wykopu przy budowie hotelu Sheraton w Krakowie” Materiały Pokonferencyjne XV Konferencji Naukowej "Metody Komputerowe w projektowaniu i analizie konstrukcji hydrotechnicznych", Korbielów 2003.
- [25] Geiser F., Commend S., Crisinel J. (2002) “Numerical simulations of earthworks and retaining systems for a large excavation” Proceedings of CST2002, Praga
- [26] Grodecki M. „Studium parametryczne stateczności i nośności granicznej skarpy jednorodnej” Materiały Pokonferencyjne II Ogólnopolskiej Konferencji Młodych Geotechników” 2003 r.
- [27] Grodecki M., Truty A., Urbański A. (2003): „Modelowanie numeryczne ścian szczelnych”. Górnictwo i geoinżynieria. Kwartalnik Akademii Górniczo-Hutniczej. Rok 27 (2003), zeszyt 3-4
- [28] „Grodzice G-300 i G-500 z PCV” materiały reklamowe PPH Minbud (2006)
- [29] Gryczmański M. (1995): „Wprowadzenie od opisu sprężysto – plastycznych modeli gruntów” KILiW PAN, Warszawa 1995
- [30] Gryczmański M. (2005): „Modele podłoża gruntowego stosowane w projektowaniu” Materiały Pokonferencyjne XX Ogólnopolskiej Konferencji Warsztat pracy Projektanta Konstrukcji Wisła Ustroń 01-04.03.2005
- [31] Grzegorzewicz K. (2005) „Projektowanie i wykonywanie ścian szczelinowych” Geoinżynieria drogi mosty i tunele 03/2005
- [32] Hong S.H., Lee F.B., Yong K.Y. (2003): “Three-dimensional pile-soil interaction soldier-piled excavations” Computers and Geotechnics 30 (2003) str. 81–107
- [33] Hutteman M, de Wit J. C. W. M (1998): “Modelling of the building process of a deep underground station with FEM” Plaxis Bulletin No 6, Delft
- [34] Janusz J. (2001):“Monitoring przemieszczeń, zmian nachylenia i ugięć ścian osłaniających głębokie wykopy” Przegląd Budowlany 2/2001
- [35] Jastrzębska M. (2003): ”Wstępna weryfikacja modelu sprężysto –plastycznego o silnie nieliniowym wzmocnieniu anizotropowym” Materiały Pokonferencyjne XV Konferencji Naukowej "Metody komputerowe w projektowaniu i analizie konstrukcji hydrotechnicznych" Korbielów 2003.

- [36] Jaworska K., Popielski P., Stasiński J. (2005): „Modele numeryczne konstrukcji przejścia podziemnego w rejonie tuneli szlakowych i stacji metra A17 Dworzec Gdański” Materiały Pokonferencyjne XVII Konferencji Naukowej "Metody komputerowe w projektowaniu i analizie konstrukcji hydrotechnicznych" Korbiewów 2005.
- [37] Kłosiński B. (2006): „Perspektywy wdrażania Eurokodów geotechnicznych” Inżynieria i Budownictwo 6/2006
- [38] Kłosiński B., Siemińska – Lewandowska A., Szymczuk D. (1991): „Wytyczne projektowania ścian szczelinowych – wersja ankietowa rozszerzona” IBDiM
- [39] Kotlicki W., Wysokiński L. (2002): „Ochrona zabudowy w sąsiedztwie głębokich wykopów” Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2002
- [40] Krabbenhoft K., Damkilde L., Krabbenhoft S. (2005): „Ultimate limit state design of sheet pile walls by finite elements and nonlinear programming” The Electronic Journal of Geotechnical Engineering, vol. 83, 2005
- [41] Krajewski W., Reul O. (2004): “Deep excavation in stiff clay: comparison between numerical analyses and in-situ measurements”. Proceeding of NUMOG IX – Numerical Models in Geomechanics, 2004
- [42] Kurałowicz Z., Topolnicki M., Świniański J. (1983): „Pomoce do projektowania ścian szczelnych” Politechnika Gdańska
- [43] Kwarciański P. (2006a): „Wodoszczelność grodzic” Geoinżynieria drogi mosty tunele 02/2006
- [44] Kwarciański P. (2006b): „Wodoszczelność grodzic” Geoinżynieria drogi mosty tunele 03/2006
- [45] Lancellotta R. (1995): “Geotechnical Engineering” A.A. Balkema Rotterdam
- [46] Malecot Y., Levasseur S., Boulon M., Flavigny E. (2004): “Inverse analysis of in-situ geotechnical measurement using a genetic algorithm” Proceeding of NUMOG IX – Numerical Models in Geomechanics
- [47] Mazurkiewicz B. (2005): “Projektowanie ścianek szczelnych” Materiały Pokonferencyjne XX Ogólnopolskiej Konferencji Warsztat pracy Projektanta Konstrukcji Wisła Ustroń 01-04.03.2005
- [48] Michalak H., Pęski S., Szulborski K. (1998): „O wpływie wykonywania wykopów głębokich na zabudowę sąsiednią”, Inżynieria i Budownictwo 1/98

- [49] Mitew M., Siemińska – Lewandowska A., Wojnarowicz M. (1999): „Analiza przemieszczeń ścian szczelinowych stanowiących obudowę wykopu”, Inżynieria i Budownictwo 6/99
- [50] Mitew – Czajewska M. (2006): „Zastosowanie analizy wrażliwości w projektowaniu ścian szczelinowych stanowiących obudowę głębokich wykopów” Inżynieria i Budownictwo 6/2006
- [51] Modaressi A., Vossoughi K.C. (2000): „Use of numerical modelling in retaining wall design”. Proceedings of the Third International Conference on Advances of Computer Methods in Geotechnical and Geoenvironmental Engineering – Moskwa 2000
- [52] Nakai T., Hinokio M., Shahin H.M., Inoue T., Takei H. (2004): “Earth pressure and ground movements in 2D and 3D retaining wall problems: model tests and numerical simulation”. Proceeding of NUMOG IX – Numerical Models in Geomechanics
- [53] Oner M., Dawkins W.P., Mosher R., Hallal I. (1997): „Soil-structure interaction effects in floodwalls”. The Electronic Journal of Geotechnical Engineering, vol. 2, 1997
- [54] Ou C.Y., Kung T.C. (2004): “Analysis of ground settlement induced by excavation”. Proceeding of NUMOG IX – Numerical Models in Geomechanics
- [55] Pękała J., Wiłun Z., Odlanicki – Poczobutt M., Zajbert M., Pisarczyk S.: „Poradnik inżyniera i technika budowlanego” Wydawnictwo Arkady Warszawa 1983
- [56] PN-81/B-03020. Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [57] PN-EN 10248-2:1999 „Grodzice walcowane na gorąco ze stali niestopowych. Tolerancje kształtu i wymiarów”.
- [58] PN-83/B-03010. Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [59] Podleś K., Truty A., Urbański A. (1998): „Analiza zagadnień geotechnicznych w systemie Z_SOIL”. Materiały Pokonferencyjne X Jubileuszowej Konferencji Naukowej "Metody numeryczne do projektowania i analizy konstrukcji hydrotechnicznych", Korbiewów 1998.
- [60] Podleś K., Truty A., Urbański A. (2000): „Modelowanie złożonych problemów geotechniczno-budowlanych w systemie Z_SOIL (3D)”. Materiały

- Pokonferencyjne XII Konferencji Naukowej "Metody numeryczne w projektowaniu i analizie konstrukcji hydrotechnicznych" Korbiewów 2000.
- [61] Preser D., Schwab R. (1999): "Finite element simulation of the soil – structure interaction for a navigable lock" Plaxis Bulletin No 8, Delft
- [62] Pozlewicz A., Zalewski P. (2002): „Komputerowe wspomaganie wymiarowania ścianek szczelnych” Inżynieria Morska i Geotechnika 4/2002
- [63] Reszka T., Borys S. (2001): „Oprogramowanie wspomagające projektowanie ścianek szczelnych i oporowych grodzic winylowych C_LOC” Materiały Pokonferencyjne XIII Konferencji Naukowej "Metody numeryczne w projektowaniu i analizie konstrukcji hydrotechnicznych" Korbiewów 2001.
- [64] Ryż K., Urbański A. (2004): „Nowe obszary zastosowań stalowych ścian szczelnych – wybrane aspekty konstrukcyjne i obliczeniowe” Geoinżynieria i Tunelowanie 03/2004
- [65] Sakwerda E (2004): „Grodzice w ochronie przeciwpowodziowej” Geoinżynieria drogi mosty tunele 03/2004
- [66] Sakwerda E. (2005): „Ściany kombinowane z grodzic ARCELOR” Geoinżynieria drogi mosty tunele 04/2005
- [67] Sanecki L., Truty A., Urbański A. (1999): „O możliwościach modelowania komputerowego stateczności złożonych układów geotechnicznych”. Materiały Pokonferencyjne XLV Konferencji KILiW PAN i PZITB Krynica 1999.
- [68] Schweiger H.F., Freiseder M. (199&): „Some comments on modelling deep excavation problems with Plaxis” Plaxis Bulletin No 4, Delft
- [69] Seung-Hoon L., Soo-Il K., Jun-Hwan L., Buhm-Soo C. (2004): „Two-parameter beam-column model and back analysis for flexible earth retaining walls” Computers and Geotechnics 31 (2004) str. 457–472
- [70] Siemińska – Lewandowska A. (2001): „Przemieszczenia kotwionych ścian szczelinowych” - praca habilitacyjna, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej.
- [71] Siemińska – Lewandowska A. (2003): „Projektowanie ścian głębokich wykopów na podstawie wyników badań kotew gruntowych”. Materiały Pokonferencyjne XIII Krajowej Konferencji Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Gliwice - Szczyrk 2003, Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej nr 1573
- [72] Siemińska – Lewandowska A. (2006): „Projektowanie ścian głębokich wykopów – teoria i praktyka” Geoinżynieria drogi mosty tunele 02/2006

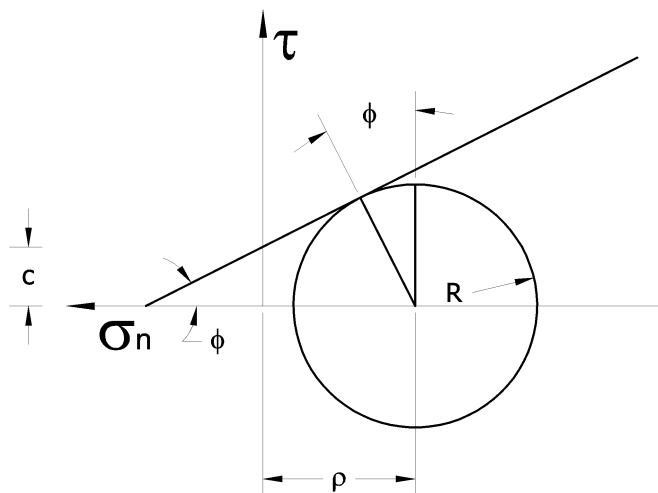
- [73] Siemińska – Lewandowska A., Krzyczkowska A (2006): „Analiza obliczeniowa ściany szczelinowej w świetle normy EN 1997-1:2004” Inżynieria i Budownictwo 6/2006
- [74] Sorbjan P., Truty A., Urbański A., Wolski W. (2001a): „Analiza statyczno-wytrzymałościowa ściany szczelinowej podziemia rezydencji Hyatt przy ulicy Belwederskiej i Spacerowej w Warszawie”. Materiały Pokonferencyjne XIII Konferencji Naukowej "Metody komputerowe w projektowaniu i analizie konstrukcji hydrotechnicznych" Korbiewów 2001.
- [75] Sorbjan P., Skutnik Z., Wolski W. (2001b): „Posadowienie budynku hotelu HYATT w Warszawie - monitoring”. Materiały Pokonferencyjne XIII Konferencji Naukowej "Metody komputerowe w projektowaniu i analizie konstrukcji hydrotechnicznych" Korbiewów 2001.
- [76] Skutnik Z., Furstenberg A., Wolski W. (2001): „Posadowienie budynku hotelu HYATT w Warszawie. Badania geotechniczne i ich wpływ na zastosowane rozwiązania” Materiały Pokonferencyjne XIII Konferencji Naukowej "Metody komputerowe w projektowaniu i analizie konstrukcji hydrotechnicznych" Korbiewów 2001.
- [77] Szulborski K., Michalak H., Pęski S., Pyrak S. (2001): „Awarie i katastrofy ścian szczelinowych” Materiały Pokonferencyjne XVI Ogólnopolskiej Konferencji Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji Ustroń 2001.
- [78] Taylor R.L., Wilson E.L. (1976): “A non conforming element for stress analysis” International Journal for Numerical Methods in Engineering, 10(1976), str. 1211-1219.
- [79] Terlikowski W., Dłużewski J. (2001): „Wpływ rozwiązań konstrukcyjnych posadowienia z użyciem ścian szczelinowych na przemieszczenia poziome i pionowe w ujęciu metody elementów skończonych” Materiały Pokonferencyjne XIII Konferencji Naukowej "Metody komputerowe w projektowaniu i analizie konstrukcji hydrotechnicznych" Korbiewów 2001.
- [80] Truty A. (2002) „On certain classes of mixed and stabilized mixed finite element formulations for single and two-phase geomaterials” – praca habilitacyjna. Zeszyty Naukowe Politechniki Krakowskiej, seria Inżynieria Środowiska, nr 48.
- [81] Truty A. (2003): „Efektywny schemat całkowania równań przyrostowych dla modelu Modified Cam-Clay” Materiały Pokonferencyjne XV Konferencji

- Naukowej "Metody komputerowe w projektowaniu i analizie konstrukcji hydrotechnicznych" Korbielów 2003.
- [82] Truty A., Urbański A. (2001): „Analiza komputerowa w zagadnieniach napraw konstrukcji współpracujących z gruntem”. Materiały Pokonferencyjne XVI Ogólnopolskiej Konferencji Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji Ustroń 2001.
- [83] Truty A., Urbański A. (2005): „Współczesne możliwości modelowania komputerowego w zagadnieniach geotechniczno – budowlanych” Materiały Pokonferencyjne XX Ogólnopolskiej Konferencji Warsztat pracy Projektanta Konstrukcji Wisła Ustroń 01-04.03.2005
- [84] Urbański A. (2003): „Analiza statyczna punktowo podpartej ściany oporowej z grodziec z wykorzystaniem dwu- i trójwymiarowego modelowania MES” Inżynieria Morska i Geotechnika 3/4 2003
- [85] Urbański A., Truty A., Grodecki M. (2001): „Modelowanie numeryczne nieustalonej filtracji i stateczności wałów przeciwpowodziowych” Materiały Pokonferencyjne IX Konferencji Technicznej Kontroli Zapór Rytro 29-31.05.2001, IMGW
- [86] Van Genuchten M.Th (1980). "A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils". American Society of Soil Sciences
- [87] Vaziri H.H. (1995): „Theory and application of an efficient computer program for analysis of flexible earth-retaining structures” Computer & Structures vol. 56
- [88] Vermer P.A. (2001):“On single anchored retaining walls” Plaxis Bulletin No 10, Delft
- [89] von Wolffersdorff P.A. (1994): “The results of the sheetpile wall field tests in Hochstetten” Universitat Karlsruhe
- [90] Wilson E.L., Taylor R.L., Doherty W. P., Gabouss, J. (1973): “Incompatible displacement models” in Fenves S.J. et al, “Numerical and Computer Methods in Structural Mechanics”, Academic Press, New York, 1973, str. 43-57.
- [91] "Z_Soil.PC, Theoretical Manual", ZACE Services Ltd., Lozanna 1998

Załącznik 1. Modele konstytutywne gruntu wykorzystane w pracy

Z 1.1. Model Coulomba – Mohra

Model Coulomba – Mohra jest najprostszym modelem sprężysto – idealnie plastycznym wykorzystywanym w modelowaniu ośrodka gruntowego. Powierzchnię plastyczności tego modelu przedstawia zamieszczony poniżej rysunek.



Rys. Z1. 1 Powierzchnia plastyczności modelu Coulomba – Mohra.

Równanie powierzchni plastyczności ma postać:

$$|\tau| = -\sigma_n \tan \phi + c \quad (\text{Z1.1})$$

gdzie:

τ , σ_n – naprężenie ścinające i normalne w płaszczyźnie maksymalnego ścinania

ϕ - kąt tarcia wewnętrznego

c – kohezja

$$\rho = -\frac{\sigma_{11} + \sigma_{22}}{2} \quad (\text{Z1.2})$$

$$R = c \cdot \cos \phi - \rho \sin \phi = \sqrt{\frac{(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2}{4} + \tau_{12}^2} \quad (Z1.3)$$

lub w przestrzeni naprężeń głównych

$$(\sigma_1 - \sigma_3) + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi - 2c \cos \phi = 0 \quad (Z1.4)$$

albo w przestrzeni p, q, θ

$$q - \frac{3p \sin \phi}{\sqrt{3} \cos \phi + \sin \theta \sin \phi} - \frac{3c \cos \phi}{\sqrt{3} \cos \phi + \sin \theta \sin \phi} = 0 \quad (Z1.5)$$

gdzie:

$$\theta - \text{kąt Lodego} \quad \theta = \frac{1}{3} \arcsin \left(\frac{-27 J_3}{2 q^3} \right)$$

Wewnątrz powierzchni plastyczności zachowanie się materiału jest opisywane przez liniowo sprężyste prawo Hooke'a.

Podkreślenia wymaga fakt, iż z uwagi na łamaną ostrosłupową powierzchnię plastyczności (powodującą zaliczenie go do modeli wielomechanizmowych) model ten naraża istotne problemy w implementacji numerycznej. Skutkuje to obniżoną efektywnością numeryczną, czyli zwiększonym czasem obliczeń jak też pewnymi (aczkolwiek możliwymi do wyeliminowania poprzez np. zmniejszenie kroku czasowego) problemami z uzyskaniem stabilnego rozwiązania.

Model Coulomba – Mohra może występować z dodatkowym warunkiem „cut – off” polegającym na ograniczeniu naprężenia głównego wytrzymałością materiału na rozciąganie f_t (z reguły $f_t=0$ jak przyjęto w niniejszej pracy). Stosowanie warunku „cut – off” zaleca się w przypadku gruntów spoistych, gdyż w ich przypadku nie zastosowanie go może prowadzić do uzyskania nie obserwowanych w naturze znacznych naprężeń rozciągających w gruncie.

Najczęściej wykorzystywane jest niestowarzyszone prawo płynięcia z zerowym kątem dylatacji ($\psi=0$) dla gruntów spoistych, natomiast dla gruntów niespoistych przyjmuje się $0 \leq \psi \leq \phi$.

Z 1.2. Model Druckera – Pragera

Model sprężysto – idealnie plastyczny Druckera – Pragera jest aproksymacją stożkiem ostrosłupa Coulomba – Mohra. Podejście takie powoduje wyższą efektywność

numeryczną, spowodowaną wyeliminowaniem załamania powierzchni plastyczności. Jest to najczęściej wykorzystywany w obliczeniach numerycznych model konstytutywny gruntu. Powierzchnia plastyczności opisana jest równaniem:

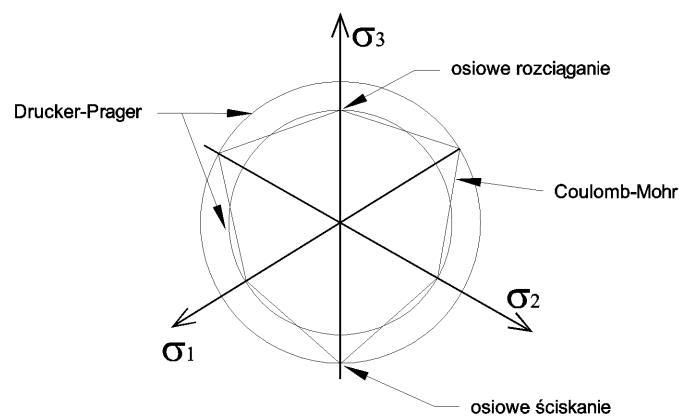
$$F = a_\phi \cdot I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (Z1.6)$$

gdzie:

I_1 – pierwszy niezmiennik tensora naprężeń

J_2 – drugi niezmiennik dewiatora naprężeń

a_ϕ, k -parametry modelu, będące funkcją kohezji i kąta tarcia wewnętrznego.



Rys. Z1.2 Powierzchnie plastyczności Coulomba – Mohra i Druckera – Pragera w płaszczyźnie aksjatorowej (za „Z_Soil.PC Theoretical Manual” [91]).

Parametry a_ϕ i k są różnie określone, w zależności od sposobu przybliżenia ostrosłupa Coulomba - Mohra stożkiem Druckera - Pragera. Zestawienie zawiera poniższa tabela:

Najlepsza zgodność dla	a_ϕ	k
Zewnętrznych krawędzi powierzchni plastyczności	$\frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}$	$\frac{6c \times \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}$
Wewnętrznych krawędzi powierzchni plastyczności	$\frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)}$	$\frac{6c \times \cos \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)}$
Zagadnień płaskiego stanu odkształceń	$\frac{\sin \phi}{3D}$ $D = a_\psi \sin \phi + \sqrt{1 - 3a_\psi^2}$	$\frac{c \times \cos \phi}{D}$

ψ - kąt dylatacji

$$a_\psi = \frac{\operatorname{tg} \psi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \psi}}$$

Tabela 14 Parametry a_ϕ i k modelu Druckera – Pragera (za „Z_Soil.PC Theoretical Manual” [91]).

W niniejszej pracy przyjęto aproksymację jak dla płaskiego stanu odkształceń. Prowadzi to do tożsamościowej zgodności uzyskiwanych z wykorzystaniem modelu Druckera - Pragera z analogicznymi wynikami otrzymanymi przy użyciu modelu Coulomba – Mohra w zakresie stateczności i nośności granicznej.

Analogicznie jak w przypadku wykorzystania modelu Coulomba – Mohra model Druckera – Pragera jest najczęściej stosowany z niestowarzyszonym prawem płynięcia ($\psi=0$) dla gruntów spoistych, dla gruntów sypkich natomiast $0 \leq \psi \leq \phi$.

Model Druckera – Pragera może być wykorzystywany z warunkiem „cut – off” w postaci

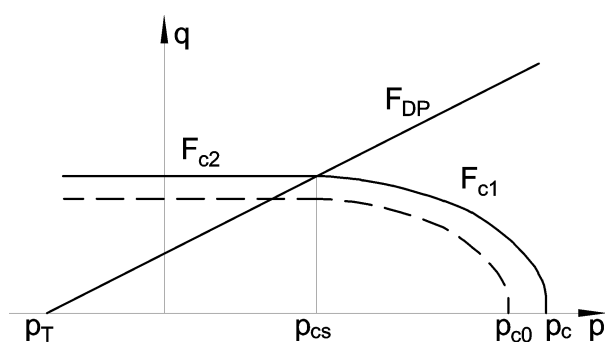
$$I_1 \leq I_{1t} \quad (Z1.7)$$

co oznacza ograniczenie maksymalnej wartości pierwszego niezmiennika tensora naprężeń do wielkości I_{1t} (z reguły korzysta się z $I_{1t}=0$).

Wewnątrz powierzchni plastyczności zachowanie się materiału jest opisywane przez liniowo sprężyste prawo Hooke’a.

Z 1.3. Model CAP

Model CAP stanowi kombinację stożkowej powierzchni ostrosłupa Druckera – Pragera z dodatkową powierzchnią eliptyczną od strony naprężeń ściskających. Jest więc modelem wielomechanizмовym. Parametry opisujące dodatkową cylindryczną powierzchnię mogą być określone na podstawie badań edometrycznych (dokładny opis zawierają prace Lancellotty (2005) i „Z_Soil.PC Theoretical Manual” [91])



Rys. Z1. 3 Powierzchnia plastyczności modelu CAP (za „Z_Soil.PC Theoretical Manual” [91])

Przedstawiona na Rys. Z1. 3 powierzchnia plastyczności modelu CAP określona jest w sposób podany poniżej:

- powierzchnia F_{DP} określona jest równaniem powierzchni plastyczności identycznie jak w modelu Druckera – Pragera
- powierzchnie F_{c1} i F_{c2} są dane równaniami:

$$F_{c1} = q^2 + \frac{M^2}{(R-1)^2} (p - p_c)(p + p_c - 2p_{cs}) = 0 \quad \text{dla } p \geq p_{cs} \quad (Z1.8)$$

$$F_{c2} = q^2 + \frac{M^2}{(R-1)^2} (p_{cs} - p_c)(p_c - p_{cs}) = 0 \quad \text{dla } p < p_{cs} \quad (Z1.9)$$

gdzie:

$$q = \sqrt{3J_2} \quad p = -\frac{I_1}{3} \quad M = 3\sqrt{3}a_\phi \quad p_{cs} = \frac{p_c + (1-R)p_T}{R} \quad p_T = \frac{k}{3a_\phi} \quad (Z1.10)$$

p_{cs} – wartość naprężenia średniego odpowiadająca przecięciu się powierzchni F_{DP} i F_{c1}

p_T – maksymalne średnie naprężenie rozciągające (przy braku ścinania)

p_c – ciśnienie prekonsolidacji

p_{c0} – początkowa wartość ciśnienia prekonsolidacji

R – parametr kształtu powierzchni F_{c1} i F_{c2}

R_0 – początkowa wartość parametru kształtu powierzchni F_{c1} i F_{c2}

Parametr kształtu R jest dany równaniem

$$R = R_{IN} - (R_{IN} - R_0) \frac{p_c - p_{c0}}{a + p_c - p_{c0}} \quad (Z1.11)$$

gdzie R_{IN} i a są parametrami ustalonymi automatycznie przez procedurę numeryczną w zależności od p_{c0} i p_T tak by otrzymać taką samą dylatację dla ścieżek naprężeń dla

$$\text{których } \frac{q}{p} = \frac{M}{3}$$

Na powierzchniach F_{c1} i F_{c2} zakłada się stowarzyszone prawo płynięcia.

Model CAP należy do modeli z izotropowym wzmocnieniem. Prawo wzmocnienia opisujące ewolucję powierzchni F_{c1} ma postać

$$d\varepsilon_{kk}^p = - \left(\frac{\lambda}{1+e_0} \frac{1}{p_c} - \frac{1}{K} \right) d p_c \quad (Z1.12)$$

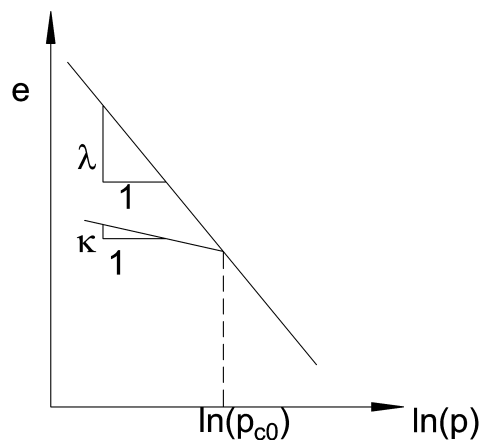
gdzie:

ε_{kk}^p - część plastyczna odkształcenia objętościowego

e_0 - początkowa wartość wskaźnika porowatości

λ – nachylenie linii pierwotnej konsolidacji w układzie $e - \ln(p)$ (Rys. Z1. 4)

K – moduł odkształcenia objętościowego $K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$

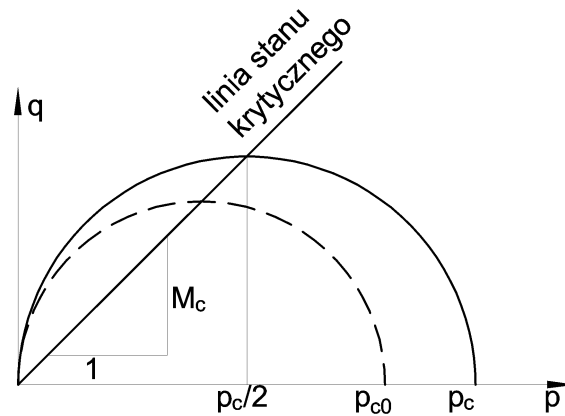


Rys. Z1. 4 Test izotropowego ściskania w układzie $e - \ln(p)$ (za „Z_Soil.PC Theoretical Manual” [91]).

Parametrami modelu CAP są więc parametry modelu Druckera – Pragera uzupełnione o λ (nachylenie linii pierwotnej konsolidacji w układzie $e - \ln(p)$), p_{c0} (początkową wartość ciśnienia prekonsolidacji) oraz początkowy parametr kształtu R_0 .

Z 1.4. Model Modified Cam – Clay

Model Modified Cam – Clay należy do modeli stanu krytycznego. Jest uważany za najprostszy model konstytutywny umożliwiający bliskie rzeczywistości opisanie zachowania się gruntu w skali mikro (na poziomie próbki gruntu).



Rys. Z1.5 Powierzchnia plastyczności modelu Modified Cam – Clay (za „Z_Soil.PC Theoretical Manual” [91])

Powierzchnia plastyczności tego modelu opisana jest równaniem:

$$F = q^2 + M_c^2 r^2(\theta) p(p - p_c) \quad (Z1.13)$$

gdzie:

$$r(\theta) = \left(\frac{1 - \alpha \sin(3\theta)}{1 - \alpha} \right)^n \quad \sin(3\theta) = -\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_3^{3/2}} \quad n = -0.229 \quad \alpha \leq 0.7925 \quad (Z1.14)$$

M_c – nachylenie linii stanu krytycznego dla południka ściskania, najczęściej określane w funkcji kąta tarcia wewnętrznego

$$M_c = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad (Z1.15)$$

$r(\theta)$ – funkcja opisująca kształt powierzchni plastyczności w przekroju dewiatorowym

Związek pomiędzy współczynnikiem anizotropii $k = \frac{M_E}{M_c}$ a parametrem α ma postać:

$$\alpha = \frac{k^{\frac{1}{n}} - 1}{k^{\frac{1}{n}} + 1} \quad (Z1.16)$$

gdzie M_E jest nachyleniem linii stanu krytycznego dla południka rozciągania.

Najczęściej przyjmuje się:

$$k = \frac{3}{3 + M_c} \quad (Z1.17)$$

lub (jak w niniejszej pracy) $k=1$, co odpowiada materiałowi izotropowemu

Odwracalna część deformacji jest opisywana poprzez równanie nieliniowej sprężystości w postaci:

$$K = \frac{1 + e_0}{\kappa} p \quad (Z1.18)$$

co prowadzi do liniowej zależności modułu ścinania G od naprężenie średniego p

Prawo wzmocnienia (osłabienia) ma postać

$$dp_c = \frac{1 + e_0}{\lambda - \kappa} p_c (-d\varepsilon_{kk}^p) \quad (Z1.19)$$

gdzie λ i κ są nachyleniami linii pierwotnej i wtórnej konsolidacji w układzie $e - \ln(p)$

(Rys. Z1. 4)

Parametrami modelu Modified Cam-Clay są więc nachylenie linii stanu krytycznego

M_c , współczynnik anizotropii k , początkowa wartość ciśnienia prekonsolidacji p_{c0} oraz

nachylenia prostych konsolidacji pierwotnej i wtórnej λ i κ

Szczegółowy opis omawianego modelu konstytutywnego, ze szczególnym zwróceniem uwagi na problemy występujące przy jego implementacji numerycznej oraz propozycją ich rozwiązania można znaleźć w pracach Trutego (2003) i „Z_Soil.PC Theoretical Manual” [91]. Omówienie modelu Modified Cam Clay wraz z przykładami zastosowania go do analizy prostych problemów mechaniki gruntów zawiera praca Lancellotty (2005) a dla przypadków bardziej skomplikowanych opracowanie Gryczmańskiego (2005). Należy jednak podkreślić iż nie istnieją obecnie procedury oceny stateczności konstrukcji ziemnych (lub współpracujących z gruntem) nadające się do wykorzystania w przypadku przyjęcia omawianego modelu.

Z uwagi na odmienny niż w modelu Coulomba- Mohra lub Druckera – Pragera opis deformacji sprężystych (odwracalnych) znacznych różnic w otrzymywanych wynikach (w stosunku do uzyskanych za pomocą modeli idealnie liniowo sprężysto – plastycznych) należy spodziewać się w przypadku zastosowania modelu Modified Cam Clay do analizy konstrukcji pracujących w warunkach dalekich od stanu granicznego gdyż w takiej sytuacji zjawiska zachodzące w zakresie sprężystym odgrywają znaczną rolę.

Załącznik 2. Ważniejsze oznaczenia i symbole wykorzystane w pracy

- A - nachylenie izolinii stosunku $h:H$ w układzie $c_{0kr} - \text{tg}\phi_{kr}$
- B - wartość tangensa kąta tarcia wewnętrznego $\phi_{kr(c=0)}$ niezbędna dla zapewnienia stateczności ścianki zagłębionej w gruncie niespoistym
- b** - wektor sił masowych
- B, B χ** - macierze operatorów różniczkowych związków kinematycznych dla kontinuum 2D i dla belki zginanej
- D** - macierz stałych materiałowych
- c - kohezja [kPa]
- c_0 - kohezja bezwymiarowa $c_0 = \frac{c}{h \cdot \gamma}$
- c_{0kr} - krytyczna kohezja bezwymiarowa $c_{0kr} = \frac{c_0}{SF}$
- D_0, D_1 - sztywności bezwymiarowe $D_0 = \frac{E_s J}{E_g h^3}$ $D_1 = \frac{h \gamma}{E_g}$
- e - wskaźnik porowatości
- e_0 - początkowa wartość wskaźnika porowatości
- E_g - moduł Younga gruntu
- E_s - moduł Younga ścianki
- h - głębokość wykopu
- H - całkowita długość ścianki
- I_1 - pierwszy niezmiennik tensora naprężeń [kPa]
- J - moment bezwładności ścianki
- J_2 - drugi niezmiennik dewiatora naprężeń [kPa²]
- J_3 - trzeci niezmiennik dewiatora naprężeń [kPa³]
- k - współczynnik anizotropii $k = \frac{M_E}{M_c}$, współczynnik filtracji [m/d]
- K** - moduł odkształcenia objętościowego [kPa]
- K_0 - współczynnik parcia spoczynkowego

- m - współczynnik korekcyjny $m=1/SF$
- M - moment zginający [kNm/m]
- M_0 - bezwymiarowy moment zginający $M_0 = \frac{M}{h^3 \cdot \gamma}$
- M_{0max} - maksymalna wartość bezwymiarowego momentu zginającego
- M_c - nachylenie linii stanu krytycznego dla południka ściskania
- M_E - nachylenie linii stanu krytycznego dla południka rozciągania
- M_{max} - maksymalna wartość momentu zginającego [kNm/m]
- M_o - moment działający na ściankę wywołany odporem gruntu, obliczony względem dolnego punktu ścianki [kNm/m]
- M_p - moment działający na ściankę wywołany parciem gruntu, obliczony względem dolnego punktu ścianki [kNm/m]
- M_s - moment zginający dla ścianki sztywnej [kNm/m]
- N - siła podłużna [kN/m]
- N** - macierz funkcji kształtu
- OCR - stopień prekonsolidacji
- p - napężenie średnie [kPa] $p = -\frac{I_1}{3}$
- p_c - ciśnienie prekonsolidacji [kPa]
- p_{c0} - początkowa wartość ciśnienia prekonsolidacji [kPa]
- R - parametr kształtu w modelu CAP
- R_0 - początkowa wartość parametru kształtu w modelu CAP
- q - napężenie dewiatorowe [kPa] $q = \sqrt{3J_2}$, obciążenie naziomu [kPa]
- q_{kr} - krytyczne obciążenia naziomu $q_{kr} = \frac{q}{SF}$
- q_0 - bezwymiarowe obciążenia naziomu $q_0 = \frac{q}{h \cdot \gamma}$
- q_{0kr} - bezwymiarowe krytyczne obciążenia naziomu $q_{0kr} = \frac{q_0}{SF}$
- SF - współczynnik stateczności
- $tg\phi_{kr}$ - krytyczny tangens kąta tarcia wewnętrznego $tg\phi_{kr} = \frac{tg\phi}{SF}$
- Ux - przemieszczenie poziome [m]
- Uy - przemieszczenie pionowe [m]

- γ - ciężar objętościowy gruntu [kN/m³]
 θ - kąt Lodego $\theta = \frac{1}{3} \arcsin\left(\frac{-27 J_3}{2 q^3}\right)$
 κ - nachylenie prostej konsolidacji wtórnej w układzie p - q
 λ - nachylenie prostej konsolidacji pierwotnej w układzie p - q
 ν - współczynnik Poissona
 ξ - parametr geometryczny $\xi\left(\frac{h}{H}\right) = \left(1 - \frac{h}{H}\right)^{3/4}$
 ϕ - kąt tarcia wewnętrznego
 Ψ - kąt dylatacji

STRESZCZENIE

Praca dotyczy problematyki analiz współpracy konstrukcji z gruntem. Jako główną metodę badawczą wybrano analizę numeryczną wykorzystującą Metodę Elementów Skończonych (MES). Taki wybór umożliwił szybkie i efektywne symulowanie dużej liczby charakterystycznych przypadków – w przeciwieństwie do eksperymentów „in situ”.

Głównym zagadnieniem rozważanym w pracy jest analiza wrażliwości zachowania się układu grunt - ścianka (stateczności, sił przekrojowych i przemieszczeń) na właściwości ścianki i gruntu. Dla ograniczenia liczby parametrów opisujących zagadnienie wybrano najprostszy spotykany w praktyce przypadek czyli ściankę szczelną niekotwioną stanowiącą zabezpieczenie wykopu. Wykorzystano model sprężysto – plastyczny Coulomba – Mohra dla gruntu i model sprężysty dla ścianki. Wykonano studium parametryczne problemu (bazujące na zasadzie prac wirtualnych i równaniu Coulomba – Mohra), co pozwoliło określić parametry bezwymiarowe opisujące zagadnienie w zakresie sprężystym i plastycznym. Obliczenia numeryczne wykazały iż parametry te w pełni poprawnie opisują analizowane zjawiska. Stwierdzono znaczny wpływ współczynnika parcia spoczynkowego K_0 i sztywności bezwymiarowej D_0 na wartości momentów zginających w ścianie. Uzyskane na drodze obliczeń numerycznych wyniki porównano z otrzymanymi za pomocą klasycznej metody obliczeniowej. Stwierdzono iż klasyczna metoda obliczeniowa może być wykorzystywana jedynie do określenia potrzebnego zagłębienia ścianki. Ma ona tendencję do zaniżania momentów zginających w ścianie (zjawisko to jest szczególnie widoczne dla ścianek sztywnych pracujących w warunkach odległych od stanu granicznego) tak więc nie powinna być używana do ich wyznaczania. Zaobserwowano iż w zagadnieniach praktycznych tarcie pomiędzy ścianką a gruntem może być pomijane, gdyż nie wpływa na stateczność układu a jego wpływ na momenty zginające w ścianie jest nieznaczny.

Wykorzystując uzyskane wyniki symulacji numerycznych zaproponowano Autorskie metody pozwalające na obliczenie współczynnika stateczności, potrzebnego zagłębienia oraz wartości maksymalnego momentu zginającego w ścianie niekotwionej. Zaproponowano również algorytm projektowania omawianych konstrukcji z wykorzystaniem analiz numerycznych.

Badano również wpływ obciążenia naziomu na pracę ścianki. Uzyskano nieliniowe i silnie zależne od właściwości gruntu zależności pomiędzy obciążeniem naziomu a współczynnikiem stateczności i maksymalnym momentem zginającym.

Testowano też wpływ sposobu modelowania – czyli wyboru modelu konstytutywnego gruntu oraz możliwych do przyjęcia uproszczeń. Porównano wyniki otrzymane z użyciem modeli konstytutywnych Coulomba – Mohra, Druckera – Pragera, CAP i Modified Cam – Clay. Stwierdzono iż w analizie ograniczonej do oceny stateczności oraz wyznaczenia sił przekrojowych nie ma potrzeby użycia modeli bardziej skomplikowanych od modelu Coulomba – Mohra. Potrzeba taka może natomiast wystąpić w przypadku wyznaczania przemieszczeń ścianki i gruntu. Wykazano konieczność użycia elementów kontaktowych pomiędzy gruntem a ścianką. Analizowano również wpływ uwzględnienia w obliczeniach zbyt małego obszaru gruntu.

Pokazano również wyniki symulacji pracy ścianki kotwionej oraz ścianki pełniącej rolę uszczelnienia wału przeciwpowodziowego.

Przeprowadzone numeryczne symulacje badań centryfugowych (wirówkowych) ścianek wykazały dobrą zgodność obserwowanych doświadczalnie i otrzymanych numerycznie postaci deformacji układu grunt – ścianka.

Zaprezentowano również wyniki analizy dwóch rzeczywistych przypadków zabezpieczenia wykopu. Uzyskane na drodze symulacji numerycznej oraz pomierzone „in situ” przemieszczenia poziome ścianki wykazały dobrą zgodność.

Numerical modelling of a sheet pile and diaphragm walls

SUMMARY

This work concentrates on analysis of a soil – structure interaction problem. Numerical analysis based on Finite Element Method (FEM) was chosen as a main investigation method. This choice makes fast and effective simulation of a great number of characteristic cases possible, which is the opposite to “in situ” experiments. Main scope of this work is to find how soil and sheet pile wall properties influence on mechanical behavior (stability, internal forces and deformation) of a system. The simplest type of a wall (cantilever wall supporting excavation in homogenous soil) is considered to avoid too big number of parameters. Coulomb – Mohr elasto–plastic constitutive model was used for soil and elastic model for a sheet pile. Parametrical study of a problem (based on virtual work principle and Coulomb – Mohr equation) was performed and dimensionless parameters describing interaction between the soil and structure (both in elastic and plastic range) are proposed. Further numerical investigation show that these parameters are fully and properly describing the problem. Great influence of K_0 (soil pressure at rest coefficient) and relative wall – soil stiffness D_0 on bending moments in the wall is shown. Results obtained with traditional method (based on limited state assumption) and numerical calculations are compared. This comparison shows that traditional method should be used only to calculate embedded depth of a wall. Traditional method has a tendency to underestimate bending moments in the wall (especially if the wall is stiff and designed for big stability factor) and should not be used for such calculations.

According to performed analysis, effect of a friction between wall and soil could be neglected in practical problems, because it does not affect stability of a structure and its influence on bending moment in the wall is not crucial.

On the base of obtained numerical results Author’s methods for simple and fast calculation of stability factor, necessary embedded depth and maximum bending moment for cantilever wall are proposed. Algorithm for the practical design with use of numerical modelling is also shown.

Influence of a surcharge load on a wall was also tested. Generally nonlinear and strongly dependant on soil properties correlations between load and stability factor or maximum bending moment were obtained.



Influence of assumed modelling method such as choice of constitutive model for soil and simplifications in modeling were also tested. In particular, the usage of Coulomb – Mohr, Drucker – Prager, CAP and Modified Cam – Clay models were compared. Obtained results show that is not necessary to use more complicated than Coulomb – Mohr soil models when only stability and internal force are analyzed. When deformation of a wall and soil is investigated, more sophisticated material models for soil should be used. Necessity of using contact element between the wall and soil was clearly demonstrated. Effects of taking into account too small size of computational domain are also shown.

Other examples of a sheet pile and diaphragm walls usage are also analyzed. Results of analysis of an anchored wall supporting excavation and wall working as an anti-filtration element in an anti-flood embankment are shown.

Numerical simulations of a sheet pile wall centrifuge tests show that obtained modes of deformations are very similar to experimental ones.

Simulations of two real cases of a sheet pile walls supporting excavation were also performed. Horizontal deflections of the wall obtained from numerical model and measured “in situ” show good correlation.