

Na prawach rękopisu

INSTYTUT GEOTECHNIKI I HYDROTECHNIKI  
POLITECHNIKA WROCŁAWSKA

Raport serii PRE nr 3/2009

# **Stateczność pionowej szczeliny w gruncie**

mgr inż. Karolina Gorska

**Praca doktorska**

**Promotor:** dr hab. inż. Włodzimierz Brząkała, prof. PWr.

**Słowa kluczowe:**

ściana szczelinowa,  
równowaga graniczna,  
sprężysto–plastyczność,  
bezpieczeństwo.

**Wrocław, październik 2009 rok**

*Szczególne podziękowanie Panu dr hab. inż. Włodzimierzowi Brząkałce  
za kierowanie pracą, opiekę naukową  
oraz cenne uwagi podczas pisania pracy.*

*Mażonkowi*

*Rozprawa została wykonana przy wsparciu finansowym  
ze strony Ministerstwa Nauki i Szkolnictwa Wyższego  
w ramach grantu promotorskiego Nr N506 010 32/1269,  
realizowanego w latach 2007–2009.*

*Doktorantka oraz Promotor wyrażają podziękowanie firmie ViaCon Polska Sp. z o.o.  
i personalnie Panu Prezesowi Leszkowi Januszowi  
za dofinansowanie zakupu programu Plaxis 3D Foundations.*

## Spis treści

Spis treści.....	3
1. Wstęp.....	4
1.1. Wprowadzenie .....	4
1.2. Cel i zakres pracy .....	8
1.3. Wykaz oznaczeń.....	12
2. Ściany szczelinowe .....	15
2.1. Głębokie wykopy i ich wpływ na otoczenie.....	15
2.2. Wybrane zastosowania ścian szczelinowych .....	18
2.3. Technologia wykonania ścian szczelinowych.....	22
2.4. Zakres obliczeń ścian szczelinowych.....	27
3. Uproszczona ocena stateczności pionowej szczeliny w gruncie.....	29
3.1. Przestrzenne warunki pracy szczeliny .....	29
3.2. Przegląd uproszczonych metod obliczeniowych.....	32
3.3. Deterministyczne miary stateczności .....	42
3.4. Równania równowagi granicznej .....	44
4. Modelowanie sprężysto–plastyczne zachowania się pionowej szczeliny w gruncie.....	53
4.1. Zastosowanie numerycznej analizy sprężysto–plastycznej.....	53
4.2. Informacja o wykorzystanych programach komputerowych .....	56
4.3. Obliczenia 2D.....	58
4.4. Obliczenia 3D.....	61
4.5. Weryfikacja uproszczonego rozwiązania .....	80
5. Losowa analiza bezpieczeństwa szczeliny .....	82
5.1. Losowość danych .....	82
5.2. Wskaźnik niezawodności wg Cornella $\beta_C$ .....	86
5.3. Momentowe wyznaczanie wskaźnika $\beta_C$ .....	87
5.4. Wskaźnik niezawodności wg Hasofer'a i Lindy $\beta_{HL}$ .....	92
5.5. Numeryczne wyznaczanie wskaźnika $\beta_{HL}$ .....	95
5.6. Kalibracja częściowych współczynników bezpieczeństwa.....	100
6. Podsumowanie i wnioski końcowe .....	105
7. Zestawienie literatury .....	109
8. Spis rysunków .....	116
9. Spis tabel .....	120

# 1. Wstęp

## 1.1. Wprowadzenie

Coraz częściej w centrach wielkich miast wykorzystywane są tereny w bezpośrednim sąsiedztwie już istniejących budynków, nierzadko w pobliżu budynków zabytkowych, bądź też wśród gęstej sieci infrastruktury miejskiej nadziemnej i podziemnej. Dodatkowym utrudnieniem są warunki gruntowo-wodne. Ze względu na ograniczoność powierzchni, wysokie ceny gruntu oraz stawiane wymogi architektoniczno-budowlane i prawo miejscowe, w podziemiach budynków zlokalizowane są pomieszczenia użytkowe – przede wszystkim garaże. Stanowi to wyzwanie dla projektantów oraz wykonawców konstrukcji. Jedną z metod wykonywania części podziemnej jest technologia ścian szczelinowych. Ściany szczelinowe stanowią zabezpieczenie wykopu o pionowych ścianach, są równocześnie ścianami konstrukcyjnymi kondygnacji podziemnych oraz fundamentami głębokimi. Nie jest to technologia nowa, ale obecnie bywa coraz częściej stosowana; znajduje zastosowanie w coraz trudniejszych sytuacjach geotechnicznych oraz przy podniesionych wymaganiach odnośnie bezpieczeństwa, trwałości, czy minimalizacji wpływów budowy na otoczenie.

Niniejsza rozprawa doktorska dotyczy wstępnego etapu wykonywania ścian szczelinowych – głębenia szczeliny pod osłoną zawiesziny bentonitowej, której parcie hydrostatyczne zapewnia odpowiedni rozpór szczeliny. A konkretnie, przedmiotem rozprawy jest ocena stateczności szczeliny, której dokonano za pomocą różnych metod obliczeniowych i różnych miar bezpieczeństwa. Dotychczas stosowane metody obliczeniowe do oceny stateczności szczeliny mają swoją genezę w latach 60-tych ubiegłego wieku. W ciągu ponad 40 lat uległy one niewielkim zmianom, pomimo świadomości ich niedostatków, wad i pomimo wielkiego rozwoju metod numerycznych. Metody te, w zakresie liczbowej oceny bezpieczeństwa, są też niespójne z metodyką przyjętą obecnie w Eurokodach. Wymienione przesłanki stanowiły główną motywację do podjęcia w rozprawie doktorskiej tej ważnej i bardzo aktualnej tematyki badawczej.

U podstaw większości tradycyjnych rozwiązań stoi analiza stateczności długiej

szczeliny, wykorzystująca rozwiązanie Coulomba dla parcia gruntu w płaskim stanie odkształcenia [47]. Pozwala ona, poprzez analizę równowagi granicznej sił działających na trójkątny klin odłamu, na wyznaczenie wymaganej wartości parcia zawiesiny, tj. koniecznej minimalnej gęstości zawiesiny lub jej minimalnego poziomu w szczelinie. Pierwsze próby opisu rozwiązania dla szczelin krótkich obejmowały wprowadzenie sił tarcia na powierzchniach bocznych klina odłamu [43]. Jest to najprostszy przypadek modelowania przestrzennego, który prowadzi do zmniejszenia parcia gruntu w porównaniu z przypadkiem szczeliny nieskończenie długiej. Niniejsza rozprawa mocno nawiązuje do tych wczesnych koncepcji, które są proste obliczeniowo, przekonujące dla inżynierów geotechników i (jak się okazało) – wystarczająco dokładne. Bardziej złożone metody obliczeniowe poszukiwały innych przyczyn redukcji parcia gruntu, przede wszystkim jako efektu przestrzennej pracy ośrodka otaczającego szczelinę. W różnych wersjach wiązano to zjawisko z powstawaniem przesklepień w gruncie wokół szczeliny o „małej” długości, w wyniku czego parcie gruntu na zawiesinę może być mniejsze od granicznego parcia czynnego wg Coulomba. Analogie do parcia silosowego, czy odprężenia stropów tuneli i podziemnych chodników są atrakcyjne, ale były weryfikowane tylko w bardzo ograniczonym zakresie.

Metodę obliczeniową nawiązującą do przestrzennej pracy gruntu jako pierwsi zaproponowali Piaskowski i Kowalewski w pracy [59], która do dziś jest cytowana w specjalistycznej literaturze. Założyli oni, że dla zapewnienia stateczności w warunkach równowagi granicznej musi być spełniony warunek równowagi parć jednostkowych gruntu, wody gruntowej oraz zawiesiny:

$$p_a + p_w - p_z = 0, \quad (1.1)$$

gdzie na każdej głębokości szczeliny:

$p_a$  – parcie czynne gruntu w przypadku przestrzennym,

$p_w$  – parcie wody gruntowej,

$p_z$  – parcie zawiesiny.

Na skutek tworzenia się przesklepień, parcie czynne  $p_a$  gruntu jest redukowane współczynnikiem  $a < 1$  w stosunku do parcia coulombowskiego. Współczynnik  $a$  jest zależny od stosunku długości szczeliny do głębokości, na której wyznaczamy parcie oraz od kąta tarcia wewnętrznego gruntu  $\phi$ , [59]. Autorzy opracowali wykresy użyteczne dla projektantów. W tej metodzie kształt klina gruntu osuwającego się do szczeliny przyjęto jako połowę pionowego walca ze ściętą częścią denną, rys. 3.7. Taki kształt bryły odłamu potwierdza się doświadczalnie, chociaż głównie jeśli chodzi o kształt w przekrojach poprzecznych poziomych; w przekrojach pionowych tworząca walca jest z założenia pionowa,

ale w literaturze brak jest przekonujących dowodów, że to założenie jest realistyczne. Wstępne wyniki uzyskane przez autorkę też tego założenia nie potwierdziły [12].

Wkład polskich geotechników Kowalewskiego i Piaskowskiego w tematykę oceny stateczności szczeliny jest bardzo istotny i – w skali światowej – niekwestionowany. Ich pionierskie publikacje tym bardziej zasługują na przypomnienie i powinny być podstawą do dalszych badań. Sądząc po dokonanym przeglądzie literatury, współczesne prace badawcze koncentrują się obecnie głównie na ocenie przemieszczeń otaczającego gruntu, a zatem daleko wykraczają poza metody równowagi granicznej. Podstawowym celem jest bowiem ochrona przyległej zabudowy i ochrona przed ewentualnymi roszczeniami.

Metody obliczeniowe uwzględniające przestrzenną pracę gruntu przedstawili również Schneebeli [74] oraz Huder [36]. Schneebeli do rozwiązania omawianego problemu wykorzystał teorię parcia ośrodka sypkiego na ściany silosów, rys. 3.9. Autor ten rozpatrywał powstawanie przesklepień nie w płaszczyźnie poziomej, ale pionowej. Założenie to nie obrazuje jednak rzeczywistego kierunku przemieszczenia się gruntu, gdyż w silosie ruch odbywa się w kierunku pionowym, natomiast klin odłamu przy szczelinie przemieszcza się w kierunku pionowym i poziomym. Model Schneebeliego, podobnie jak znacznie wcześniejszy model parcia silosowego Jansena, wymaga dodatkowych założeń o rozkładzie naprężeń w poziomych przekrojach ośrodka w silosie, co jest słabym punktem tego podejścia, jeśli zakłada się, że te naprężenia są stałe (uśrednione). Do założeń Hudera można mieć podobne zastrzeżenia, zwłaszcza co do kierunku przemieszczenia się gruntu, rys. 3.8.

Z najnowszych prac należy wymienić publikacje Tsai i Changa [84,86]. Autorzy podzielili osuwający się do szczeliny klin odłamu na prostopadłościennie słupki, których wysokość jest znacznie większa od wymiarów podstawy, rys. 3.11. Rozpatrywali oni siły działające na każdy z tych słupków, ale w sposób bardzo uproszczony, analogiczny do standardowej metody pasków przy rozpatrywaniu stateczności skarpy. Analogiczne są też wady tej metody – m.in. nie spełniony jest warunek kinematycznej dopuszczalności. W tej metodzie praktycznie sprawdza się tylko jedną powierzchnię ścięcia (o dość złożonym kształcie), [84,86].

W Polsce podstawą do projektowania ścian szczelinowych jest instrukcja ITB nr 230 z 1980r. [37]. Jest to podsumowanie wcześniejszych prac Piaskowskiego i Kowalewskiego. Zawiera ona metodę dotyczącą obliczeń stateczności szczeliny, gdy podłoże jest jednorodne, z wodą gruntową oraz bez wody, a obciążenie wokół szczeliny jest stałe. Przy obecnych możliwościach obliczeniowych, ta uproszczona metoda może stanowić jedynie zgrubne oszacowanie. Niewiele jest przepisów, które przetrwałyby w niemal niezmienionej postaci przez tyle lat i w dobie superkomputerów konieczne wydaje się poddanie ich weryfikacji,

kalibracji i uszczegółowieniu. Projektanci oraz duże firmy wykonawcze, bazując na własnych doświadczeniach i na własne ryzyko, „radzą sobie” z bardziej skomplikowanymi przypadkami uwarstwienia i obciążenia, które wykraczają poza zakres instrukcji ITB. Czasem jednak są to zbyt daleko idące uproszczenia. Potocznie uważa się na przykład, że jeżeli zwierciadło zawiesiny przewyższa o jeden metr zwierciadło wody gruntowej, a przy tym ciężar zawiesiny jest nie mniejszy od  $10,5\text{kN/m}^3$ , wówczas bezpieczeństwo jest zapewnione. Obliczenia przedstawione w niniejszej rozprawie nie potwierdzają tej opinii, przynajmniej w gruntach niespoistych.

Jak się wydaje, w literaturze zagadnienia mało uwagi poświęcono samej definicji i uwarunkowaniom wskaźników stateczności, nie przedstawiono analizy porównawczej różnych wskaźników stateczności, nie wiadomo jak duże są zapasy bezpieczeństwa i skąd one wynikają. Widoczne jest jednak rosnące zainteresowanie badaczy krajowych i zagranicznych tymi zagadnieniami, szczególnie w ostatnich latach, w miarę zwiększania się dostępności do profesjonalnego oprogramowania [24,60] i wprowadzaniu Eurokodów. W opinii autorki, szczególnie istotne dla praktyki projektowej są prace, które za pomocą zaawansowanych badań (w tym eksperymentalnych) oraz obliczeń symulacyjnych testują i kalibrują proste „inżynierskie” metody obliczeniowe, analizują ich dokładność i granice stosowalności, a w efekcie proponują bezpieczne zestawy współczynników.

Standardowe metody obliczeniowe stosowane przy sprawdzaniu stateczności szczeliny zakładają, że podłoże na całej głębokości szczeliny jest jednorodne [43,46,58,59,74, 84,86,90]. W kontekście coraz większych głębokości prowadzenia robót – ściany szczelinowe zagłębia się obecnie najczęściej na głębokość kilkunastu i więcej metrów – założenie to nie pozwala na realistyczne odwzorowanie warunków gruntowych w obliczeniach statycznych, a może być bezpieczne tylko pod warunkiem, że sytuacja geotechniczna została uproszczona z dużym zapasem bezpieczeństwa (wartości wyprowadzone, parametry charakterystyczne). Bardziej realistyczne modelowanie w geotechnice zakłada możliwość losowych wahań parametrów geotechnicznych [16]. Istnieją różne propozycje uśredniania parametrów wytrzymałościowych gruntu, czyli homogenizacji, ale – jak się wydaje – nie wszystkie są wystarczająco bezpieczne. Generalnie bazują one na przyporządkowaniu różnych wag parametrom wytrzymałościowym gruntu. Wagami mogą być np. miąższości warstw [37], czy też stopnie zagęszczenia. Jeżeli za wagę przyjmą grubość warstwy, a warstwa słaba jest stosunkowo cienka, to wytrzymałość gruntu zostanie zredukowana tylko w małym stopniu, podczas gdy wpływ tego przewarstwienia na stateczność ścian szczeliny (lub innej konstrukcji) może być dominujący. Taka laminacja może bowiem potencjalnie stanowić miejsce, od którego rozpocznie się proces obrywania się gruntu do wnętrza szczeliny

i progresywne zniszczenie przez „podcinanie” warstw wyżej zalegających. Wartość średnia nie odróżnia również kolejności występowania poszczególnych składników. Z drugiej strony, zaniżenie wytrzymałości gruntów i przyjęcie parametrów najsłabszego przewarstwienia jest bardzo nieekonomiczne.

Zabudowa sąsiadująca ze szczeliną to duży problem obliczeniowy, a zwłaszcza wykonawczy. Równomierne obciążenia występujące przy szczelinie na poziomie terenu lub płytko poniżej nie stwarzają większych trudności obliczeniowych, o ile nie są to „duże” obciążenia. Takie obciążenia można wówczas sprowadzić do podniesienia obliczeniowego poziomu terenu i kontynuować standardowe obliczenia jak dla poziomu nieobciążonego. Natomiast, ze względu na przestrzenny charakter pracy gruntu wokół szczeliny, trudny do analizy jest wpływ na stateczność szczeliny obciążeń skupionych na małej powierzchni oraz obciążeń liniowych. Ważna jest w tym przypadku wartość obciążenia i obszar jego działania, odległość od szczeliny oraz typ obciążenia (stałe, zmienne, statyczne, dynamiczne). Zadanie to jest praktycznie niemożliwe do rozwiązania przy użyciu prostych metod projektowych, a nawet zaawansowanych metod numerycznych, bazujących na płaskim stanie odkształcenia lub naprężenia. Nieodzowne jest wówczas użycie zaawansowanej analizy sprężysto–plastycznej.

## *1.2. Cel i zakres pracy*

Ogólnym celem rozprawy doktorskiej jest analiza metod projektowania ścian szczelinowych, aby zapewnić ich bezpieczeństwo na wstępnym etapie technologii – w fazie głębinienia i utrzymania pojedynczej pionowej szczeliny w gruncie. Praca doktorska ma zweryfikować fizykalną poprawność stosowanych obecnie metod oceny stateczności ścian szczeliny rozpartej od wewnątrz zawieszoną bentonitową oraz zbadać faktycznie występujące zapasy bezpieczeństwa stosowanych metod obliczeniowych. Przeprowadzona zostanie analiza różnych przypadków niejednorodności podłoża (losowa niejednorodność, przewarstwienia), zmiennego poziomu wody gruntowej oraz wybranych przypadków obciążenia technologicznego w bliskim sąsiedztwie głębinionej szczeliny. Są to przypadki prowadzące do przestrzennej pracy gruntu wokół pojedynczej szczeliny o prostokątnym przekroju poprzecznym.

Zastosowania i technologię wykonywania ścian szczelinowych przybliżono Czytelnikowi w **rozdziale 2**, zwracając uwagę na występujące trudności w zapewnieniu bezpieczeństwa, które powinny być uwzględnione w modelach obliczeniowych. Wiele



wskazuje na to, że te zapasy bezpieczeństwa są duże, ponieważ generalnie brak jest doniesień o katastrofach budowlanych na etapie głębiania szczeliny. Wykonawcy wiedzą jednak, że lokalne obrywy ścian szczelin nie są takie rzadkie, o czym świadczy kontrola zużycia betonu podczas betonowania ściany w gruncie, a także kształt odkopywanej następnie ściany szczelinowej. Potencjalnie możliwe jest też, że zapasy bezpieczeństwa są za duże, co prowadzi do nieekonomicznych rozwiązań.

Do liczbowej oceny bezpieczeństwa konieczne jest wprowadzenie wskaźników stateczności, czego można dokonać na wiele sposobów. W **rozdziale 3**, przeanalizowano istniejące rozwiązania oparte na bilansie sił działających na sztywny klin odłamu oraz tradycyjne miary oceny bezpieczeństwa. Zestawiono różne możliwości definiowania wskaźnika stateczności i na konkretnych przykładach porównano ich wartości. Równowaga graniczna zachodzi przy wskaźniku bezpieczeństwa  $FS = 1$  (Factor of Safety) i wszystkie miary bezpieczeństwa powinny być tu zgodne. Stany bezpieczne muszą natomiast prowadzić do zależności  $FS > 1$ , a wtedy jednoznaczne zdefiniowanie zapasu bezpieczeństwa nie jest możliwe. Rozpatrzono kilka sposobów wprowadzenia wskaźnika  $FS$ , stwierdzając że różnice między nimi rosną wraz ze wzrostem wartości wskaźników. Oprócz porównań różnych wskaźników, głównym celem tych rozważań jest analiza wrażliwości deterministycznych wskaźników stateczności  $FS$  na zmiany typowych parametrów geotechnicznych. Szczegółowo przeprowadzono analizę dwóch wybranych wskaźników stateczności  $FS$  (a także kąta nachylenia płaszczyzny poślizgu) od podstawowych parametrów geoinżynierskich, którymi okazały się: długości i głębokości szczeliny, poziom zwierciadła wody gruntowej oraz wpływ obciążenia obok szczeliny. Większość tradycyjnych wskaźników bezpieczeństwa  $FS > 1$  jest – z fizycznego punktu widzenia – błędna, ponieważ siły utrzymujące nie mogą być większe od sił działających; w rozwiązaniach statycznych działające siły się równoważą. Celem niniejszej rozprawy na tym etapie było znalezienie miar stateczności wolnych od tej wady.

Ogólniejszym i nowocześniejszym podejściem jest analiza numeryczna, w tym przypadku dokonana głównie za pomocą dwóch komercyjnych programów FLAC 3D oraz Plaxis 3D Foundation, por. **rozdział 4**. W różnych sytuacjach geotechnicznych podjęto próbę oceny kinematyki otaczającego ośrodka w trakcie odkopywania i po odkopaniu szczeliny, a także modelowano utratę stateczności. Obliczenia sprężysto–plastyczne są nieocenionym narzędziem m.in. do lokalizacji stref uplastycznionych, weryfikacji mechanizmów zniszczenia, kinematyki, czy przegrupowania sił, chociaż ich odniesienie do stanów granicznych nośności jest zawsze dyskusyjne (operują *de facto* stanami granicznymi użyteczności, czyli przemieszczeniami).

Analizę sprężysto–plastyczną zastosowaną do oceny zachowania się gruntów otaczających szczelinę przedstawili m.in. Ng [48,49,51], De Moore [18], Gouvernec [29] oraz Oblozinski [52]. Podejścia te różnią się sposobem prowadzenia obliczeń. Pierwsza grupa adaptuje programy dwuwymiarowe, z dodatkowymi założeniami upraszczającymi. Druga wykorzystuje programy adresowane do przestrzeni trójwymiarowej.

Wczesne próby wykorzystania analizy sprężysto–plastycznej dotyczyły zastosowania obliczeń 2D (w płaskim stanie przemieszczenia) ze względu na małe moce obliczeniowe oraz łatwą dostępność takiego oprogramowania [24,60]. Metody te dobrze, i bez żadnych adaptacji, nadają się do modelowania szczelin „długich”, w reprezentatywnych pionowych przekrojach poprzecznych. Do obliczeń szczelin „krótkich” zastosowano inne podejście [18]. Modelowano w pierwszej kolejności płaski poziomy „plasterek”, obciążony obwodowo parciem spoczynkowym gruntu, a od strony szczeliny parciem zawiesiny, oraz dodatkowo naprężeniem pionowym prostopadłym do rozpatrywanej płaszczyzny. W praktyce konieczne jest założenie, że między „obliczeniowymi plasterkami” na powierzchniach poziomych nie występują naprężenia styczne, co nie odpowiada rzeczywistości. Ponadto, naprężenia pionowe na tych powierzchniach są największymi naprężeniami głównymi o z góry zadawanych wartościach (ciężar nadkładu) i nie każdy program komputerowy 2D ma możliwość wprowadzania takich danych. Dzieje się tak dlatego, że naprężenie w płaskim stanie odkształcenia wynika ze współczynnika parcia bocznego lub współczynnika Poissona i nie stanowi niezależnego obciążenia. Przemieszczenia gruntu w stronę „do szczeliny” stanowiły dodatkowe oddziaływanie przyjęte w [48] w drugim etapie obliczeniowym, w którym analizowany był przekrój pionowy (poprzeczny) – również za pomocą programu 2D.

Dopiero trójwymiarowe modelowanie pozwala na pełną analizę różnej kategorii przypadków. Przeprowadzona analiza przez Nga [51] oraz Oblizinskyego [52] przyjmuje dla szczeliny podobny sposób modelowania, jak zaprezentowany w dalszej części niniejszej pracy. Ćwiartka zadania przestrzennego została zamodelowana w następujący sposób: na powierzchniach bocznych zablokowano przemieszczenia w kierunku zewnętrznym, a na dnie zablokowano przemieszczenia w kierunku pionowym. Fazy wykonywania wykopu modeluje się jako „wyjęcie” kolejnych warstw gruntu i zastąpienie ich obciążeniem od zawiesiny, rosnącym z głębokością na ścianach i dnie szczeliny. W końcowej fazie modelowania, obciążenie od zawiesiny zastępuje się obciążeniem pochodzącym od świeżego betonu. Innym podejściem, o rozszerzonym zakresie obliczeń, wykazali się Gourvenec [29] oraz Ng [51]. Modelowanie wykraczało poza zakres pojedynczej szczeliny – dotyczyło obrazowania wpływu wykonania kolejnych paneli ściany szczelinowej.

W szczególności, w **rozdziale 4** sprawdzenia wymagała powszechnie zakładana analogia pomiędzy zachowaniem się odprężonego gruntu w otoczeniu szczeliny, a „spływem” materiałów rozdrobnionych w silosach. Gdyby tak było, to powinny wystąpić stosunkowo duże przemieszczenia pionowe gruntu, praktycznie wzdłuż całej głębokości szczeliny. Można też mieć wątpliwości, czy strefy odprężone gruntu przy szczelinie mają duży zasięg, ponieważ lokalne siły stabilizujące (parcie zawiesiny) mogą być większe od czynnego granicznego parcia gruntu i parcia wody gruntowej, co wskazywałoby na możliwe przemieszczenia w stronę gruntu, a nie w stronę szczeliny. Celem wykonywanych obliczeń jest zatem m.in. określenie proporcji pomiędzy pionową i poziomą składową wektorów przemieszczeń ośrodka przy szczelinie. Według niektórych źródeł [58,84,86] jest to głównie przemieszczenie pionowe (jak w pionowym silosie), wg innych [18] – głównie poziome (jak w przesklepionym nadprożu, po obróceniu o  $90^\circ$ ). Jedni badacze uważają też, że w gruncie jednorodnym najbardziej zagrożone są środkowe zakresy głębokości szczeliny [58], a inni, że dolne.

Ze względu na duże wahania wartości parametrów geotechnicznych, zmienne te wymagają opisu w ujęciu rachunku prawdopodobieństwa, co przedstawiono w **rozdziale 5**. W tym zakresie, nowatorskim i oryginalnym elementem niniejszej rozprawy jest zastosowanie probabilistycznych miar niezawodności konstrukcji do oceny stateczności szczeliny: wskaźnika niezawodności Cornella oraz wskaźnika Hasofera–Linda. Ta metodyka badawcza leży u podstaw Eurokodów, w szczególności EC7, jako narzędzie do wyznaczania wartości (kalibracji) częściowych współczynników bezpieczeństwa. Za celowe uznano zbadanie możliwości wprowadzenia tej metodologii do projektowania szczelin lub dokonania kalibracji. Ważny – nie tylko dla osób zainteresowanych teorią niezawodności konstrukcji – jest kształt powierzchni granicznej [4,7,80,81] w przestrzeni standaryzowanych zmiennych losowych, który identyfikuje zmienne losowe w największym stopniu wpływające na stateczność szczeliny. Częściowe współczynniki bezpieczeństwa dla tych parametrów mają największe wartości, co ma istotne znaczenie w projektowaniu.

Rozprawę zamyka **rozdział 6**, w którym przedstawiono podsumowanie i wnioski. Rozdział ten zawiera m.in. odniesienie się do zagadnień praktycznych.

Autorka rozprawy stawia sobie zatem następujące cząstkowe zadania badawcze.

1. Weryfikacja przydatności oraz jakości oszacowania bezpieczeństwa szczeliny za pomocą uproszczonych równań równowagi granicznej.
2. Dyskusja różnie definiowanych wskaźników stateczności, zarówno w ujęciu deterministycznym, jak i losowym oraz ocena ich przydatności.
3. Numeryczne symulacje w celu określenia, jaka jest kinematyka gruntu przy utracie stateczności przez ścianę szczeliny rozpartej od środka zawieszoną bentonitową.
4. Ocena wpływu wykonania szczeliny na otoczenie, zasięg bryły odprężonej, osiadania terenu przy szczelinie.
5. Weryfikacja zapasów bezpieczeństwa standardowych metod projektowych, identyfikacja parametrów o największym wpływie na bezpieczeństwo szczeliny i otaczającego gruntu.
6. Uwzględnienie losowości parametrów modelu, zwłaszcza niejednorodności warunków gruntowo-wodnych.
7. Podsumowanie przeprowadzonych analiz w formie użytecznej dla projektantów, w tym w nawiązaniu do metodyki zalecanej przez normę europejską EC7.

### 1.3. Wykaz oznaczeń

$\alpha$	– kąt pomiędzy powierzchnią boczną a ścianą szczeliny
$\alpha_i$	– współczynnik kierunkowy
$\beta$	– współczynnik równy zero przy $z \leq h_w$ , a dla $z > h_w$ równy $\beta = \frac{(z - h_w)}{z}$
$\beta_C$	– wskaźnik Cornella
$\beta_{HL}$	– wskaźnik Hasofer–Linda
$\gamma$	– ciężar objętościowy gruntu
$\gamma'$	– ciężar objętościowy gruntu poniżej poziomu zwierciadła wody gruntowej
$\gamma_c$	– ciężar objętościowy świeżej mieszanki betonowej
$\gamma_i$	– częściowy współczynnik bezpieczeństwa
$\gamma_s$	– ciężar objętościowy zawiesziny
$\gamma_w$	– ciężar objętościowy wody gruntowej
$\theta$	– kąt nachylenia płaszczyzny poślizgu klina odłamu
$\theta_{cr}$	– kąt nachylenia płaszczyzny poślizgu klina odłamu w stanie granicznym
$\lambda$	– mnożnik Lagrange'a

---

$\nu$	– współczynnik Piossona
$\sigma'_a$	– efektywne parcie czynne wg Coulomba
$\sigma_c$	– parcie czynne cieczy w szczelinie
$\sigma_w$	– parcie wody gruntowej
$\sigma'_x$	– efektywne poziome parcie czynne gruntu w kierunku x
$\sigma'_y$	– efektywne poziome parcie czynne gruntu w kierunku y
$\sigma'_z$	– efektywne pionowe parcie czynne gruntu
$\tau_f$	– granica płynięcia danej zawiesiny
$\phi$	– kąt tarcia wewnętrznego
$\psi$	– kąt dylatacji
$a$	– współczynnik redukcyjny ustalany za pomocą nomogramu [37]
$f$	– strzałka walca paraboloidalnego
$h_{crit}$	– głębokość krytyczna
$h_i$	– grubość kolejnych warstw gruntu powyżej lub poniżej zwierciadła wody gruntowej
$h_w$	– poziom zwierciadła wody gruntowej
$h_z$	– odległość zwierciadła zawiesiny w wykopie od poziomu zawiesiny
$p_a$	– parcie geodynamiczne gruntu przyjęte
$p_c$	– parcie świeżej mieszanki betonowej
$p_d$	– parcie wywołane dodatkowym obciążeniem naziomu przez sprzęt, blisko położone budynki itp.
$p_s$	– podciśnienie wywołane przez wyciąganie głębiącego narzędzia z wykopu
$p_{zh}$	– parcie czynne zawiesiny
$p_{zb}$	– parcie bierne zawiesiny
$p_w$	– parcie wody gruntowej
$p_z$	– parcie zawiesiny wypełniającej wykop
$z$	– głębokość poniżej poziomu terenu
$B$	– szerokość szczeliny

$C$	– siła ścinająca od spójności
$E$	– moduł odkształcenia
$FS$	– wskaźnik stateczności wyznaczony na drodze redukcji parametrów wytrzymałościowych $\tan(\phi)$ i $c$
$FS_1$	– wskaźnik stateczności wyznaczony jako stosunek wypadkowej siły poziomego parcia zawiesiny bentonitowej do sumy wypadkowych sił poziomych parć gruntu oraz wody gruntowej
$FS_2$	– wskaźnik stateczności wyznaczony jako stosunek różnicy wypadkowej siły poziomego parcia zawiesiny bentonitowej i parcia wody gruntowej do wypadkowej siły poziomego parcia gruntu
$FS_3$	– wskaźnik stateczności wyznaczony na drodze redukcji ciężaru objętościowego zawiesiny
$FS_4$	– wskaźnik stateczności wyznaczony na drodze redukcji ciężaru objętościowego gruntu obok szczeliny
$FS_5$	– wskaźnik stateczności wyznaczony na drodze obniżania poziomu zawiesiny
$H$	– głębokość szczeliny
$H_s$	– poziom zawiesiny w szczelinie
$K_a$	– współczynnik rozporu bocznego dla parcia czynnego
$K_0$	– współczynnik rozporu bocznego dla parcia spoczynkowego
$L$	– długość szczeliny
$M$	– zapas bezpieczeństwa
$P_c$	– wypadkowa siła parcia gruntu
$P_h$	– wypadkowa siła efektywnego parcia gruntu
$P_s$	– wypadkowa siła parcia zawiesiny na powierzchni ściany szczeliny
$P_w$	– wypadkowa siła parcia wody na powierzchnię ściany szczeliny
$Q$	– obciążenie na naziomie
$R$	– wypadkowa siła działająca na powierzchni poślizgu
$2S$	– wypadkowe siły tarcia na powierzchniach bocznych klina odłamu
$S_n$	– składowa normalna wypadkowej siły tarcia na powierzchni bocznej klina odłamu
$S_s$	– składowa styczna wypadkowej siły tarcia na powierzchni bocznej klina odłamu
$S$	– zasięg strefy oddziaływań wykopu
$S_I$	– zasięg strefy bezpośrednich oddziaływań wykopu
$W$	– ciężar klina odłamu
$Z_1$	– zmienna losowa – poziom wody gruntowej
$Z_2$	– zmienna losowa – kąt tarcia wewnętrznego
$Z_3$	– zmienna losowa – obciążenie obok szczeliny

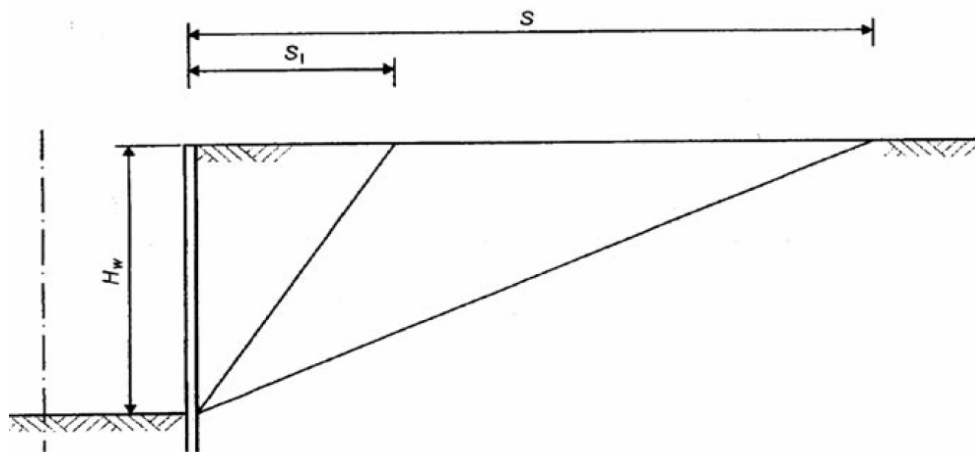
## 2. Ściany szczelinowe

### 2.1. *Głębokie wykopu i ich wpływ na otoczenie*

Żelbetowe ściany szczelinowe są rozwiązaniem geoinżynierskim stosowanym jako obudowa głębokich wykopów, szczególnie na terenach o gęstej zabudowie podlegającej ochronie. Posiadają one dużą sztywność, znaczną wytrzymałość na zginanie, można łatwo dostosowywać ich wymiary do istniejących warunków gruntowo-wodnych, jak również uzyskać ich szczelność. Niezawodnością, trwałością i funkcjonalnością znacznie przewyższają ściany z pali wierconych (siecznych), stosowane dotychczas w podobnych warunkach, czy stalowe ścianki szczelne.

Nie jest możliwe ściśle określenie, co już jest „głębokim wykopem”, a co nim jeszcze nie jest. Bardzo konserwatywnie można uznać, że wykop w gruntach spoistych o pionowych ścianach wysokich na 1–2m spełnia już ten warunek [71] i wymaga dokumentacji geotechnicznej, a w następnym kroku wskazania sposobu zabezpieczenia. Jednak w przypadku zwartych glin morenowych taka głębokość nie stwarza na ogół żadnych problemów geoinżynierskich i wykop może nawet nie wymagać podparcia [71]. Wzrost głębokości wykopu na pewno komplikuje sytuację, ale w stopniu mniejszym niż mogłoby się wydawać. Przykładowo, komplikacje związane z wykopem na głębokość 20m, nie są z reguły aż dwukrotnie większe niż w przypadku głębokości 10m. Ważniejszym czynnikiem w ocenie głębokości wykopu może być położenie zwierciadła wód gruntowych i ciśnienia piezometryczne. Pięciometrowa różnica poziomów wód i różnica dziesięciometrowa stanowią już zupełnie różne przypadki [56]. Wreszcie o uznaniu wykopu za głęboki decyduje poziom posadowienia obiektów sąsiadujących z wykopem, przy uwzględnieniu ich odległości od wykopu i wrażliwości konstrukcji.

Wykonanie głębokiego wykopu zawsze wiąże się z oddziaływaniem na otoczenie [38,53], co zostało pokazane na rys. 2.1.

Rys. 2.1. Zasięg stref oddziaływania wykopu  $S_1$  i  $S$  wg [38, 53]

gdzie:

$S$  – zasięg strefy oddziaływań wykopu,

$S_1$  – zasięg strefy bezpośrednich oddziaływań wykopu.

Orientacyjnie, można utożsamiać strefę  $S_1$  z klinem odłamu w stanie granicznym, natomiast strefę  $S$  ze stanem granicznym użytkowalności. Zasięgi stref oddziaływania wykopu zostały pokazane w tabeli 2.1.

Tab. 2.1. Zasięg stref oddziaływania wykopu wg [38,53]

Rodzaj gruntów	$S_1$	$S$
Wykop w piaskach	$0,5 H_w$	$2,0 H_w$
Wykop w glinach	$0,75 H_w$	$2,5 H_w$
Wykop w iłach	$1,0 H_w$	$3\div 4 H_w$

Oddziaływanie wykopu pojawia się głównie na skutek poziomego przemieszczania się ścian w stronę wykopu, chociaż zdarzają się lokalnie również przemieszczenia w stronę przeciwną, na skutek giętej pracy ściany–belki, podpartej w poziomach rozpór lub zakotwień. Odpowiednie zaprojektowanie i wykonanie systemu zakotwień lub rozpór (w tym wykorzystanie pracy tarcz stropów w tzw. metodzie stropowej) pozwala ograniczyć przemieszczenia poziome do bezpiecznych wielkości rzędu kilkunastu milimetrów [31,40,41,75,78].

Nie można też zapominać o przemieszczeniach pionowych. Głębokim wykopom towarzyszy znaczne odprężenie podłoża [40,41], co powoduje skierowane do góry przemieszczenia gruntu. Są one szczególnie wyraźne na dnie wykopu, ale sięgają również wpływami na teren przyległy do wykopu, potencjalnie zagrażając przyległej zabudowie. W tej sytuacji, z geoinżynierskiego punktu widzenia, korzystne jest prowadzenie budowy w systemie „Top & Down” [76,79], gdzie odprężenie podłoża jest częściowo kompensowane



przez dociążenie równoległe wznoszonym budynkiem. Niestety, komplikuje się wtedy organizacja placu budowy, ponieważ prowadzi się *de facto* dwie duże budowy w jednym miejscu i czasie. W przypadku głębokich wykopów odprężenia są często większe niż obciążenia w zakresie wtórnym, ponieważ zdarza się, że całkowity ciężar budynku jest mniejszy od ciężaru gruntu usuniętego z wykopu. W takich sytuacjach osiadania nie występują, ale mogą wystąpić odprężenia po wykonaniu wykopu, jeśli okres budowy jest długi (głównie grunty niespoiste).

Ewentualne odwadnianie głębokiego wykopu może spowodować duże zagrożenie dla otoczenia i to nawet przy bardzo wytrzymałych, gęsto kotwionych lub rozpiętych ścianach. Zagrożenia takie są powodowane przez ciśnienie sphywowe, ewentualne wypłukiwanie drobnych frakcji gruntu i typowe osiadania przy odwodnieniu, w zasięgu leja depresji [56]. Zagrożenia te są szczególnie istotne w przypadku luźnych gruntów drobnoziarnistych.

Jeśli projektowana szczelina ma się znaleźć w najbliższym sąsiedztwie istniejącego fundamentu bezpośredniego, wówczas konieczne jest zazwyczaj „podbicie fundamentu”, na przykład wykonane w technologii mikrofali, czy też pali Jet Grouting. Od tej strony nie istnieje wówczas zagrożenie dla stateczności szczeliny, ale wystąpi ono (bez zmian) na przeciwległej ścianie szczeliny.

Niezależnie od stosowanych zabezpieczeń należy prowadzić stały monitoring zaprojektowany przed rozpoczęciem budowy i na bieżąco go interpretować. Projekt monitoringu należy poprzedzić oceną stanu technicznego i ewentualnie inwentaryzacją wcześniej istniejących uszkodzeń otaczającej zabudowy. Monitoring powinien obowiązkowo objąć budynki lub ich części w zasięgu strefy bezpośrednich oddziaływań wykopu ( $S_1$ ), a najlepiej całą strefę  $S$ , jak również infrastrukturę podziemną i nadziemną, po to by możliwie wcześniej wykryć pojawienie się zagrożeń i umożliwić szybką reakcję. Prowadzenie geodezyjnych pomiarów kontrolnych jest podstawową czynnością towarzyszącą głębokim wykopom, pozwalając na rozstrzygnięcie ewentualnych kwestii spornych z właścicielami przyległych nieruchomości, nadzorem budowlanym lub podjęcie szybkich działań zabezpieczających przyległą zabudowę [31,40,76,78,79].

Wypadki na budowach, związane z wykopami, wynikają głównie z elementarnych zaniedbań i ignorowania zagrożeń [35]. Czasem ich przyczyną może być niewłaściwe rozpoznanie geologiczno-inżynierskie i zawyżenie wytrzymałości gruntów [70], awarię w Warszawie [77,93].

Poważniejsze katastrofy budowlane dotyczące głębokich wykopów są natomiast w Polsce raczej rzadkością, ponieważ z reguły warunki geologiczno-inżynierskie nie są u nas

bardzo niekorzystne. Sądząc po amerykańskich statystykach wypadków na budowach [1] sytuacja nie jest jednak na ogół tak dobra, ponieważ wypadki śmiertelne przy wykonywaniu wykopów stanowią ok. 20% wszystkich wypadków budowlanych ze skutkiem śmiertelnym. Natomiast ok. 51% wypadków przy wykonywaniu szczelin powodują obrywy gruntu (utrata stateczności) [1].

## 2.2. *Wybrane zastosowania ścian szczelinowych*

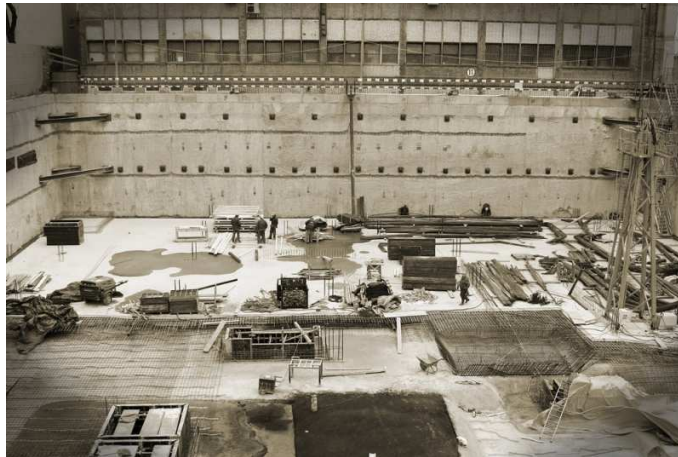
Podstawowym zadaniem ścian szczelinowych jest zapewnienie stateczności mas gruntu w otoczeniu głębokiego wykopu oraz zmniejszenie przemieszczeń w stronę wykopu. Jako pojedyncze elementy ścian szczelinowych (baretty) mogą one być również zamiennikiem wielkośrednicowych pali wierconych. Z kolei jako ograniczenie dopływu wody – przypominają funkcją stalowe ścianki szczelne, a jako pionowe tarcze żelbetowe – są ścianami kondygnacji podziemnych. Najczęściej ściany szczelinowe łączą wszystkie z wymienionych funkcji – są równocześnie konstrukcjami oporowymi, ścianami nośnymi kondygnacji podziemnych, fundamentami pośrednimi i elementami uszczelniającymi [27,94].

Rosnąca popularność technologii ścian szczelinowych wynika z wielu lat pozytywnych doświadczeń praktycznych i setek udanych realizacji. Jest też niejako wymuszona przez miejscowe plany zagospodarowania przestrzennego, które np. określają wymaganą liczbę miejsc parkingowych przynależnych do nowopowstającego budynku. Prawo miejscowe i bardzo wysokie ceny działek w centrach miast zmuszają do wykorzystania jak największej przestrzeni pod konstrukcją – jako podziemny garaż, pomieszczenia techniczne lub magazynowe. Dodatkowym atutem tej technologii jest możliwość wykorzystania obudowy jako elementu nośnego, przekazującego obciążenie na grunt. Pozwala to na bezpośrednie oparcie stropów podziemia oraz ścian zewnętrznych konstrukcji nadziemnej na ścianach szczelinowych. Typowe zastosowanie tej technologii w wersji rozpiętej (bez kotwienia) przedstawia rys. 2.2, a w wersji kotwionej – rys. 2.3.

Spektakularnym zastosowaniem ścian szczelinowych (baretów) jest konstrukcja fundamentów Kuala Lumpur City Center w Malezji, rys. 2.4. W miejscu dawnego toru wyścigowego postawiono dwie bliźniacze wieże zaprojektowane przez argentyńskiego architekta Césara Pellięgo.



Rys. 2.2. Budowa siedziby operatora systemu przemysłowego (PSE) w Bielawie k/Konstancina, budynki B i C [99]



Rys. 2.3. Budynek Biurowy z garażem podziemnym Crown Square przy ul. Przyokopowej w Warszawie [99]



Rys. 2.4. Kuala Lumpur City Center w Malezji [97]

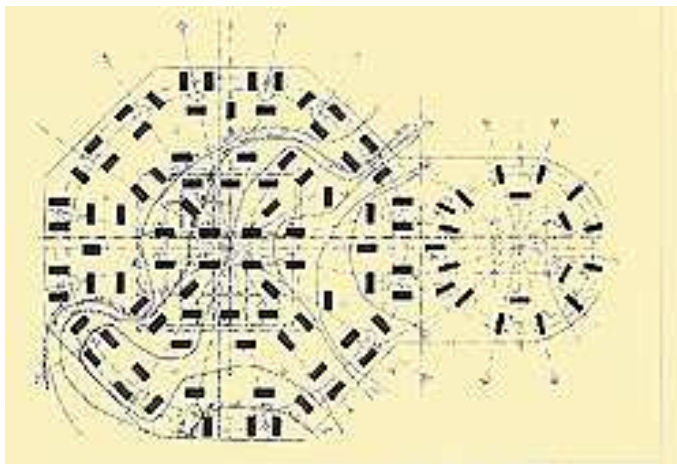
Mają one 88 czterometrowych pięter ponad poziomem terenu i 4 kondygnacje podziemne. Wieże te posiadają prawdopodobnie najgłębsze fundamenty na świecie. Sięgają one aż na 125m p.p.t., ponieważ warstwy nośne znajdują się dopiero na tej głębokości, a obciążenia są znaczne i bardzo zmienne. Podstawowym elementem posadowienia jest 4,5m grubości płyta fundamentowa oparta na baretach. Barety mają zróżnicowaną długość: od 60 do 115m. Każdy z dwóch fundamentów składa się z 104 baret o wymiarach 1,2×2,8m. Kondygnacje podziemne budynku otoczone są ciągłą ścianą szczelinową o grubości 80cm, rys. 2.5.

W obrębie skrzyżowań, prostym rozwiązaniem i jednocześnie bardzo korzystnie wpływającym na płynność ruchu, jest zastosowanie ścian szczelinowych do budowy przejść podziemnych. Sprawdzają się one w szczególności, gdy występuje wysoki poziom zwierciadła wody gruntowej, a co za tym idzie duże jej parcie na konstrukcję. W tych przypadkach należy zwrócić szczególną uwagę na staranne wykonanie zamków pomiędzy poszczególnymi sekcjami, co wymaga rozwiązań zaawansowanych technologicznie, (rozdz. 2.3).

Ze względu na dużą wytrzymałość, ściany szczelinowe stosuje się również do wykonania zbiorników, czy też silosów podziemnych, w tym parkingów podziemnych [92]. Ideę tę wykorzystano m.in. we Francji, gdzie w centrum najstarszej dzielnicy Paryża w 1997r. wykonano jeden z najgłębszych parkingów. Na 10 kondygnacjach podziemnych o średnicy 31m można pomieścić 600 samochodów. Ściany szczelinowe o głębokości 52m i grubości 0,80m wykonano z zastosowaniem technologii HYDROFRAISE®.

Wykonanie takiej konstrukcji na planie koła pozwala znacznie zwiększyć efektywność wykorzystania powierzchni parkingowej, a przy tym stropy (pochylnie) ślimakowe stanowią doskonałą rozporę pierścienia ścian szczelinowych. Dlatego też można je wykonywać w przypadku dużych głębokości obiektów oraz małej powierzchni terenu przeznaczonego na inwestycję. Ten sposób budowy głębokich parkingów podziemnych z powodzeniem sprawdza się również w słabych warunkach gruntowych, przy wysokim zwierciadle wody gruntowej oraz w sąsiedztwie obiektów zabytkowych lub budynków o dużych obciążeniach na fundamenty bezpośrednie. Dodatkowym atutem jest obniżenie o 20% kosztu wykonania parkingu silosowego w stosunku do tradycyjnego, wykonanego z płaskich ścian szczelinowych, [92].

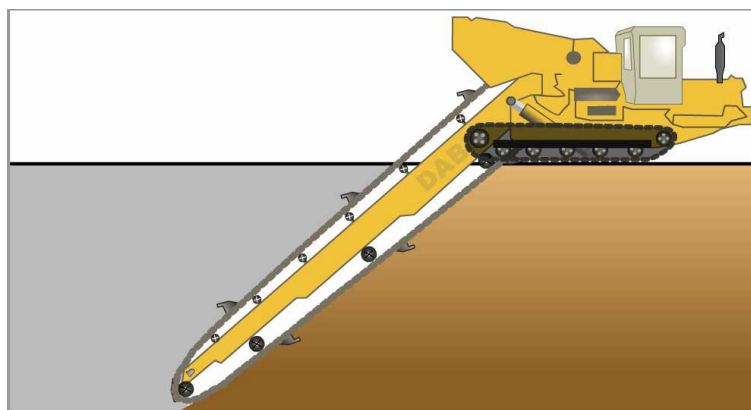
Przemysłowe zastosowanie tej technologii w Polsce przedstawiono na rys. 2.6.



Rys. 2.5. Rzut fundamentów pod jedną z wież Kuala Lumpur City Center w Malezji [99]



Rys. 2.6. Osadnik zgorzeliny w Hucie Katowice COS3 [99]



Rys. 2.7. Koparka kubełkowa pozwalająca na samodzielne wykonanie przesłon wodoszczelnych [98]

Innym wykorzystaniem ścian szczelinowych są przesłony przeciwfiltracyjne. Sprzęt użyty do jej wykonania przedstawiono na rys. 2.7. Zazwyczaj szczeliny są wypełnione specjalną mieszanką cementu i bentonitu, a nie zbrojonym betonem, ponieważ nie towarzyszą one głębokim wykopom, a jedynie przenoszą różnice parcia cieczy po obu stronach ściany. W ten sposób uzyskuje się dużą szczelność przegrody i ochronę wód gruntowych

przed zanieczyszczeniem, np. ściekami pochodzącymi spod wysypiska śmieci, czy z rozszczelnionych zbiorników na ciecze stwarzające zagrożenia środowiskowe.

Przykładem nietypowego i bardzo szczególnego zastosowania ścian szczelinowych jest Mauzoleum – Miejsce Pamięci w Bełżcu – na terenie byłego obozu koncentracyjnego, rys. 2.8. Wykonane zostało wąskie przejście o szerokości 2,5m, prowadzące do ściany, na której wyryte są imiona ofiar. Korytarz jest obudowany również w technologii ścian szczelinowych.



Rys. 2.8. Mauzoleum – Miejsce Pamięci w Bełżcu [96]

### 2.3. *Technologia wykonania ścian szczelinowych*

Ściana szczelinowa składa się z osobnych sekcji betonowanych w pionowej szczelinie gruntowej, wypełnionej zawieszoną bentonitową, która jest zasadniczym elementem stabilizującym szczelinę. Stąd pochodzi nazwa ścian szczelinowych.

Niniejsza rozprawa dotyczy tego pierwszego etapu technologicznego, tj. analizy stateczności pionowej szczeliny gruntowej przed jej zabetonowaniem.

Chociaż ściana jest zazwyczaj ciągłym elementem (za wyjątkiem baret), to jednak wykonuje się ją kolejno z odrębnych elementów, zwanych sekcjami. Długość pojedynczej sekcji bywa zróżnicowana, ale wynosi najczęściej 4÷8m [37,84,89]. O długości sekcji decydują głównie warunki gruntowe, a konkretnie wielkość parcia gruntu, które jest mniejsze w przypadku krótszych sekcji. Z drugiej jednak strony, krótkie sekcje zwiększają liczbę styków między sekcjami, co obniża niezawodność uszczelnienia i podnosi koszt. Szerokość sekcji jest w praktyce mniej zróżnicowana (od 0,6m do 1,2m [37,84,89]) i zależy od wartości

przekazywanego obciążenia, długości, schematu statycznego belki–ściany, głównie liczby poziomów kotwienia (lub rozpięcia), a także od wrażliwości otaczającej zabudowy. Głębokość szczeliny sięga kilkunastu, czy kilkudziesięciu metrów, a w omówionym powyżej przypadku jest to nawet ponad 100m. Zależna jest ona od głębokości wykopu, poziomu wody gruntowej oraz głębokości warstwy nieprzepuszczalnej lub warstwy nośnej. Newralgicznym punktem jest zawsze styk poszczególnych sekcji [37,89]. Miejsce to stanowi o szczelności całej obudowy, a zatem bardzo głębokie kondygnacje podziemne stwarzają z reguły więcej kłopotów.

Prace przy wykonywaniu ścian szczelinowych rozpoczyna się od wykonania tzw. murków prowadzących, rys. 2.9.1. Wytyczają one kierunek ściany, zapewniają równe prowadzenie narzędzia urabiającego, ale przede wszystkim zapobiegają obrywaniu się wierzchniej warstwy gruntu do szczeliny i jego mieszanii z zawiesiną. Koniecznym jest wykonanie ich w sytuacji, gdy warstwę przypowierzchniową stanowią grunty niespoiste. Zabezpieczają one przed obrywami przypowierzchniowymi [32,33,37,52,58,89] w miejscu, gdzie parcie zawiesziny jest niewystarczające żeby zapewnić stateczność szczeliny oraz przed nasączeniem zawiesziną bentonitową gruntów o dużej porowatości w warstwie przypowierzchniowej. Zdarza się, że murki prowadzące wyprowadza się ponad poziom terenu, jeśli wymagany, jest tak wysoki poziom zawiesziny, a konkretnie duże ciśnienie podpierające ściany szczeliny. Taka sytuacja ma zwykle miejsce w przypadku bardzo wysokiego poziomu wód gruntowych.

Dla globalnej stateczności głębokiej szczeliny obecność murków prowadzących jest mało istotna, chyba że blisko występuje fundament lub gąsienica pojazdu. Poprawiają one stateczność tylko w strefie przypowierzchniowej. Murki prowadzące jako elementy belkowe podtrzymują masy gruntu. Za nimi tworzą się przesklepienia powodując zmniejszenie parcia otaczającego gruntu. Wpływ ten jest jednak ograniczony i nie będzie rozpatrywany w dalszej części obliczeń [32,33].

W następnym etapie szczelina jest pogłębiana z użyciem koparki zaopatrzonej w podwieszony chwytak lub hydrofrezu, z równoczesnym usuwaniem urobku gruntowego oraz uzupełnianiem wykopu zawiesziną bentonitową, rys. 2.9.2 . Tak jak i w przypadku pali wierconych, wydobywany urobek gruntowy jest ważną informacją w zakresie zgodności stanu faktycznego w podłożu z sytuacją przyjętą w projekcie (np. osiągnięcie stropu warstwy nieprzepuszczalnej).

Zawieszina bentonitowa jest jednym z płynów tiksotropowych. Na skutek oddziaływań mechanicznych (wibracji, wstrząsów, mieszania, działania ultradźwięków itp.) ujawnia się zjawisko tiksotropii, czyli przechodzenia cząstek gruntu zolu w żel i odwrotnie. Zjawisko

to jest niebezpieczne w odniesieniu do gruntów, gdyż powoduje uplastycznienie, a nawet jego upłynnienie. Niekontrolowany jego przebieg jest groźny w skutkach. Równocześnie jest ono wykorzystywane w sposób kontrolowany przy zabezpieczaniu wykonywanych szczelin. Na skutek ruchów chwytaka następuje zniszczenie struktury zawiesiny oraz obniżenie jej lepkości, co pozwala na wykonanie wykopu. Najważniejsze jednak, że wypełnienie z zawiesiny pozwala również na zapewnienie stateczności szczeliny oraz podtrzymanie krawędzi wykopu.

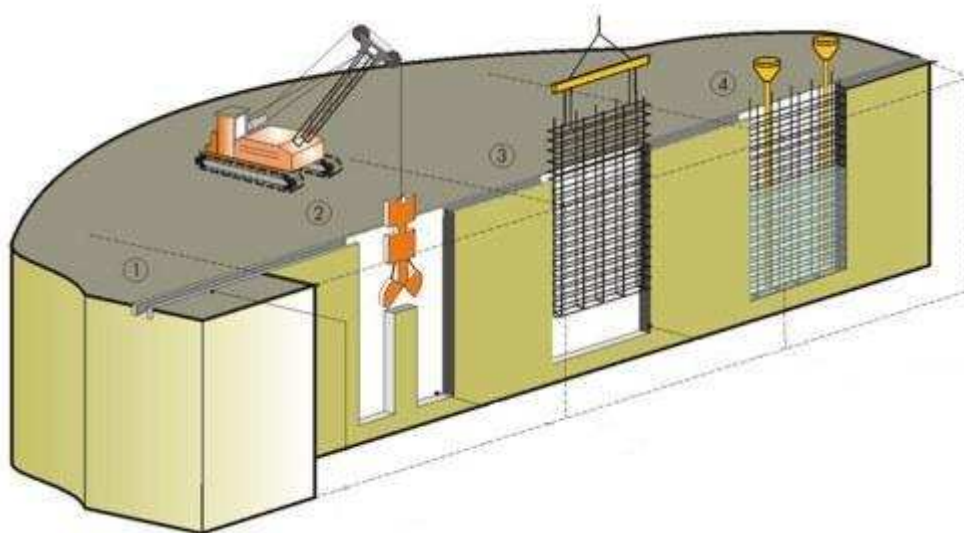
Zawiesinę bentonitową przygotowuje się jako mieszaninę wody i bentonitu (skała ilasta o wielkości cząstek mniejszej od 0,0002mm). Mogą być również zawiesiny polimerowe np. SuperMud [39]. W przeciwieństwie do zawiesin bentonitowych, są one gotowe do użycia bezpośrednio po przygotowaniu, a dodatkowo są łatwiejsze w utylizacji.

Generalnie, parcie zawiesiny liniowo rośnie wraz z głębokością. Żeby je wyznaczyć potrzeba znać wysokość zwierciadła oraz ciężar objętościowy zawiesiny. Należy pamiętać, by szczelina była wypełniona zawiesiną do wysokości 0,3–0,5m poniżej wierzchu murków prowadzących [instrukcja z budowy]. Ciężar objętościowy zawiesiny gotowej do użycia powinien wynosić  $10,5\text{kN/m}^3$  [19,41,62,89]. W przypadku, gdy poziom zwierciadła wody gruntowej jest wysoki (blisko powierzchni terenu) lub gdy któraś z warstw gruntu ma dużą przepuszczalność, można zwiększyć ciężar zawiesiny. Piaskowski [58] zaleca stosowanie zawiesin o dużej gęstości –  $13\text{kN/m}^3$ . Stosowanie zawiesin o dużej zawartości bentonitu, np.  $\gamma_z > 11,0\text{--}11,5\text{kN/m}^3$ , wiąże się jednak z:

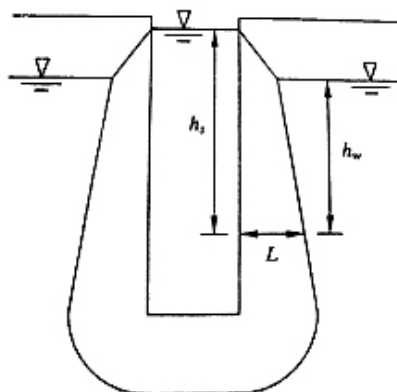
- trudnościami w utrzymaniu jednorodności takiej zawiesiny (opadanie części stałych do strefy przydennej),
- dużą lepkością i oporami ruchu, w tym niebezpiecznymi zawirowaniami i siłami ssania przy ruchach narzędzi w szczelinie,
- pogorszeniem współpracy betonu ze zbrojeniem, które uprzednio było zatopione w gęstej zawieszynie bentonitowej
- pogorszenie szczelności zamków między sekcjami.

Stosowanie zawiesin o gęstości większej niż  $10,3\text{kN/m}^3$  powoduje powstanie „efektu naskórkowego” (ang. „filter cake”) [21,22,23,68]. Od niego zależy stateczność ziaren na ścianie wykopu. Zawiesina infiltruje w głąb otaczającego gruntu, ale zasięg tej filtracji jest ograniczony [21,22,23,68] i zależy od gradientu hydraulicznego. Są to zasięgi maksymalnie rzędu szerokości szczeliny, jak na rys. 2.10. [22]. Dzięki temu procesowi na ścianie tworzy się osad filtracyjny. Warstwa ta utrudnia dalsze wnikanie zawiesiny w ośrodek gruntowy i przenosi na nią parcie zawiesiny wypełniającej wykop.





Rys. 2.9. Etapy wykonania szczeliny [99]



Rys. 2.10. Zasięg strefy penetracji wg Filz [22]



Rys. 2.11. Elementy końcowe [99]

„Efekt naskórkowy” może nie wytworzyć się wcale, bądź tylko w ograniczonym zakresie w gruntach gruboziarnistych. W takim przypadku Filz [22] proponuje się rozpatrywać lokalną równowagę naprężeń w obrębie warstwy takich gruntów. W tej sytuacji nie jest możliwe przeniesienie całej siły jaką wywiera zawieszina na ścianę szczeliny. Dlatego też proponuje się, aby zminimalizować niedobór po stronie sił utrzymujących, zastosować

specjalne środki: obniżenie zwierciadła wody gruntowej, zwiększenie ciężaru zawiesiny, usunięcie obciążenia na naziomie, czy też podniesienie zwierciadła zawiesiny.

Ciężar zawiesiny jest zmienny i zmienia się w czasie wykonywania szczeliny. Jest to związane z osadzaniem się w niej cząstek gruntu oraz częściowym odpływem wody w niej zawartej do gruntu. W gruntach niespoistych zwiększa się zawartość frakcji piaskowej, która pogarsza właściwość zawiesiny, jednocześnie zwiększając jej ciężar. Wzrost ciężaru nominalnie zwiększa wartość parcia zawiesiny, co korzystnie wpływa na stateczność szczeliny, niestety również obniża lepkość zawiesiny, co przekłada się na trudności wykonawcze. Aby przywrócić jej właściwości usuwa się frakcję piaskową (desander). Inaczej dzieje się w gruntach spoistych. Ze względu na duży udział najdrobniejszych frakcji właściwości zawiesiny poprawiają się. Zjawisk tych nie można opisać w prosty i jednoznaczny sposób, jak również odzwierciedlić podczas modelowania numerycznego. W pracy przyjęto stałą wartość ciężaru zawiesiny.

Po osiągnięciu głębokości przewidzianej w projekcie, urządzenie głębiące jest wyjmowane. Następnie oczyszcza się zawiesinę bentonitową z zawieszonoego w niej gruntu. Do wypełnionej zawiesiną szczeliny wprowadzane lub wyjmowane są z niej profile krańcowe (tzw. stopendy lub stopery) wraz z umieszczoną w nich uszczelką lub okrągłe rury. W ten sposób formowane są styki poszczególnych sekcji, rys. 2.11. Od jakości wykonania zamków zależy szczelność całej obudowy. Uformowany zamek wydłuża drogę filtracji, a umieszczona uszczelka, stanowi poprzeczną barierę i dodatkowo pozwala na ewentualne późniejsze wciśnięcie iniektu. W dalszej kolejności wstawiany jest kosz zbrojeniowy, rys. 2.9.3, po czym następuje betonowanie metodą Contractor, rys. 2.9.4, z równoczesnym odbieraniem nadmiaru zawiesiny bentonitowej. Etap betonowania kończy zebranie i usunięcie górnej zanieczyszczonej warstwy betonu.

Podstawowym czynnikiem stabilizującym szczelinę jest wysoki poziom zawiesiny, a zatem nieprzewidziana, nagła i niekontrolowana ucieczka zawiesiny do masywu gruntowego (przebiecie hydrauliczne, kawerny, czy nawet przyległe piwnice lub uszkodzona sieć kanalizacji) z reguły ma bardzo poważne skutki i może prowadzić do awarii budowlanej.

Podczas całego procesu technologicznego istotna jest kontrola pionowości ścian szczeliny. Na etapie głębienia wykopu sprowadza się ona do kontroli ustawienia i pracy chwytaka. Pozwala to na uniknięcie tzw. klawiszowania ścian, które może doprowadzić do braku szczelności styków (przesunięcie względem siebie powierzchni bocznych), trudności z wykonaniem oczepu lub rozpór kolejnych poziomów wykopu oraz powodować niekorzystne wrażenia estetyczne. W fazie wprowadzania zbrojenia do szczeliny kontrola ustawienia pozwala na zachowanie odpowiedniej grubości otuliny.

## 2.4. Zakres obliczeń ścian szczelinowych

Obliczenia powinny być prowadzone w trzech zasadniczych fazach – na etapie wykonania pionowej szczeliny pod osłoną zawiesiny bentonitowej, w trakcie betonowania z równoczesnym usuwaniem zawiesiny bentonitowej oraz podczas odkopywania, sukcesywnego kotwienia i pracy gotowej ściany. Cel obliczeń jest w tych fazach odmienny: w fazie pierwszej i drugiej chodzi o zapewnienie stateczności szczeliny (przyległego gruntu), a w fazie trzeciej o bezpieczeństwo samej ściany jako konstrukcji żelbetowej oraz ocenę przemieszczeń.

Pierwsza faza obliczeń stateczności jest treścią dalszych rozdziałów niniejszej rozprawy.

Metodyka obliczeniowa sięga lat sześćdziesiątych XXw., [21,36,43,47,59,87], ale budzi wątpliwości w zróżnicowanych warunkach gruntowych i wodnych. Przykładowo, proponowane uśrednianie parametrów gruntów uwarstwionych [37] stwarza możliwość niedoszacowania zagrożeń na skutek lokalnej utraty stateczności ścian szczeliny, a lokalna utrata stateczności może jednak zainicjować większe obrywy gruntu do szczeliny [83,85]. Modelowanie sprężysto–plastyczne z wykorzystaniem odpowiedniego oprogramowania 3D [24,60] jest praktycznie jedynym uniwersalnym sposobem numerycznej analizy tego typu zagadnień.

Projektanci, w oparciu o wieloletnią praktykę inżynierską, zakładają czasem, że jeżeli zwierciadło zawiesiny w szczelinie przewyższa o co najmniej jeden metr zwierciadło wody gruntowej, to warunek stateczności szczeliny jest spełniony. Dotyczy to sytuacji, gdy gęstość zawiesiny jest większa od  $10,5 \text{ kN/m}^3$ . W takim przypadku obliczeń stateczności szczeliny często się nie przeprowadza.

Na etapie wykonywania szczeliny potencjalne zagrożenie może również wystąpić na skutek odprężenia się dna szczeliny, ponieważ ciężar słupa zawiesiny jest znacznie mniejszy do ciężaru wybranego gruntu. Opisane w rozdziale 5 symulacje numeryczne nie wskazują jednak, aby było to zagrożenie realne (nie zaobserwowano tworzenia się stref uplastycznionych pod dnem szczeliny). Sprawdzanie tego przypadku za pomocą obliczeń nie wydaje się konieczne, ponieważ odprężenie pionowe powoduje na ogół korzystne zmiany stanu naprężenia w rejonie dna szczeliny, poprzez zmniejszenie dewiatora tensora naprężeń efektywnych. W literaturze [32] rozpatrywane są tylko dwa przypadki gruntu idealnie spoiściego i idealnie sypkiego. W obu przypadkach nie zaobserwowano niepokojących oznak,

związanych ze statecznością dna. Z obserwacji przeprowadzonych podczas obliczeń numerycznych (rozdz. 4.4.) w strefie tej nie zachodzą odprężenia, które mogłyby zagrozić stateczności szczeliny, ani nie powstają również strefy uplastycznione.

Pewnego komentarza wymaga stateczność ścian szczeliny w drugiej fazie, czyli podczas betonowania. Ciężar plastycznego betonu jest dwukrotnie większy od ciężaru zawiesiny bentonitowej, która jest nim stopniowo zastępowana. Duży wzrost ciężaru cieczy jest okolicznością bardzo korzystną dla stateczności ścian szczeliny. Z drugiej jednak strony, konsystencja betonu i podawanie betonu od dołu sprzyja tworzeniu się przesklepień oraz efektów silosowych. Jak zauważył Ng [50], poziome parcie świeżego betonu jest z tego powodu mniejsze na większych głębokościach, niż wynikałoby to z parcia hydrostatycznego. Autor zakłada, że od pewnej głębokości  $h_{crit}$  parcie płynnego betonu przyrasta z głębokością tak jak w przypadku zawiesiny bentonitowej, rozdz. 3.1. Dlatego na dużych głębokościach szczelina może być niestateczna, nawet jeśli jest krótka i wąska. Wniosek ten odbiega od tradycyjnego podejścia, które zakłada liniowy wzrost z głębokością parcia świeżego betonu. Uprawniona jest zatem opinia, że jeżeli szczelina wypełniona zawiesiną była stateczna, to tym bardziej będzie ona stateczna podczas i tuż po wypełnieniu betonem.

Skoro długość sekcji szczeliny jest podstawowym parametrem wpływającym na jej bezpieczeństwo, więc obliczenia stateczności wystarczy ograniczyć do kierunku poprzecznego, ponieważ szerokość sekcji jest znacznie mniejszym wymiarem.

Jeśli chodzi o ostatni etap (docelowy) obliczania żelbetowej ściany szczelinowej i samo zachowanie się gotowej ściany–belki, to jest on stosunkowo najlepiej rozpoznany. Sposoby prowadzenia obliczeń zawierają: PN 1538 [62], Eurocod 7 [63], [6], DIN 4126 [19] i PN–B–03264 [64].

### **3. Uproszczona ocena stateczności pionowej szczeliny w gruncie**

#### *3.1. Przestrzenne warunki pracy szczeliny*

W latach sześćdziesiątych XXw. została po raz pierwszy wykonana nieprzepuszczalna ściana szczelinowa w osłonie z zawiesiny bentonitowej. Od tego czasu prowadzone są prace nad opisem zjawisk towarzyszących wykonywaniu szczelin w gruncie oraz metodami obliczeniowymi. Jedną z pierwszych prac przedstawił Veder w 1963r [87]. Zawarł w niej podstawy zaleceń dotyczących wykonywania ścian szczelinowych. W szczególności zwrócił uwagę na możliwość zastosowania zawiesiny bentonitowej do rozparcia wąskiego i głębokiego wykopu. Wypełnienie gotowej szczeliny mieszanką betonową pozwalało na uformowanie nieprzepuszczalnej ściany, której dodatkowym atutem jest przenoszenie obciążeń i bardzo duża wytrzymałość.

Od lat 60-tych technologia ta jest coraz częściej obecna wśród technik fundamentowania, zwłaszcza w tych najbardziej złożonych zagadnieniach geoinżynierii. Podstawą możliwości wykonania wąskiego wykopu w osłonie z zawiesiny bentonitowej jest częściowe odprężenie i powstanie przestrzennych przesklepień w otaczającym ośrodku. Dzięki temu mechanizmowi następuje redukcja parć gruntu działających na wypełnienie szczeliny. Parcia te zazwyczaj osiągają wartości znacznie mniejsze od granicznego parcia czynnego wg Coulomba, które występuje w zagadnieniach dwuwymiarowych.

Powstawanie przesklepień jest jednym z podstawowych zjawisk zachodzących w ośrodkach rozdrobnionych i spękanych. Efekt ten najczęściej można zaobserwować przy wykonywaniu konstrukcji podziemnych, ale także silosach i innych zbiornikach na materiały sypkie. Dzięki redukcji parcia gruntu, towarzyszącej temu efektowi, mogą być łatwiej wykonane i zabezpieczone otwory, wykopy, szyby, chodniki czy też tunele. Redystrybucja naprężeń powstających od zalegających powyżej warstw gruntu i obciążenia naziomu powoduje w szczególności zmniejszenie oddziaływania przekazywanego na szczelinę, zwiększając zapasy bezpieczeństwa.

Mechanizm powstawania przesklepień był obszarem zainteresowań wielu badaczy. Jedną z pierwszych prób jego wyjaśnienia podjął Jansen, jeszcze pod koniec XIX-tego wieku. Zajmował się zjawiskiem, które powodowało nieliniowy wzrost parcia wypełniającego materiału na szorstkie ściany silosu, przy jednoczesnym zmniejszeniu wartości sił oddziałujących na jego dno. Badania te pozwoliły na sformułowanie teorii parcia silosowego, powszechnie wykorzystywanej do dnia dzisiejszego, najczęściej w sformułowaniu Terzaghiego [17].

Drugim źródłem informacji, pozwalającym na opis zjawiska redukcji parcia ośrodka rozdrobnionego, były badania prowadzone nad obciążeniami obudowy tuneli i chodników górniczych. Wiadomym jest, iż siły działające na obudowę na dużych głębokościach mają znacznie mniejszą wartość niż spoczynkowe ciśnienia górotworu, które przyrastają liniowo od powierzchni terenu [26]. Obciążenia te zależą w małym stopniu od głębokości położenia wyrobiska, a w dużym stopniu od sztywności zastosowanego podparcia, co również wskazuje na występowanie strefy odprężonej.

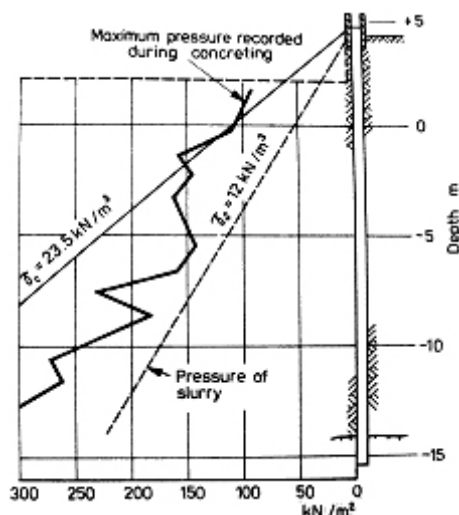
Handy [82] analizował z kolei przestrzenną pracę rurociągów i wyniki wykorzystał do opisu zachowania się szczeliny. Przestrzenny stan naprężeń i przemieszczeń gruntu za sztywną ścianą, która ulega przemieszczeniu analizowali również Paik [55], Wang [88]. W sposób wyczerpujący efekty przesklepień w gruntach omówił w obszernej dysertacji Tien [82].

Dzięki mechanizmowi powstawania przesklepień nie następuje liniowy przyrost z głębokością wartości efektywnego parcia gruntu na ścianę szczeliny, a zatem może zostać łatwiej spełniony warunek stateczności szczeliny. Jeżeli chodzi natomiast o parcie zawiesiny bentonitowej, to jest ono liniowo rosnące z głębokością. Parcie hydrostatyczne zawiesiny jest podstawowym czynnikiem stabilizującym ściany szczeliny. Efekty przestrzenne zależą w dużym stopniu od proporcji wymiarów szczeliny lub innych wyrobisk. W szczególności, już Piaskowski [58,59] zauważył, że istnieje pewna głębokość krytyczna (przy wysokim poziomie zwierciadła wody gruntowej jest to 6–8m poniżej poziomu terenu), na której zachodzi największe prawdopodobieństwo niespełnienia warunku stateczności. Na dużych głębokościach warunek stateczności jest zasadniczo spełniony.

Na etapie betonowania znacznie poprawia się stateczność szczeliny, ponieważ następuje stopniowa wymiana zawiesiny na mieszankę betonową. Ciężar objętościowy betonu przewyższa ponad dwukrotnie ciężar zawiesiny. Na podstawie badań doświadczalnych dowiedziono, że parcie mieszanki betonowej nie przyrasta jednak liniowo na całej głębokości szczeliny [50]. Zdaniem Nga, parcie świeżej mieszanki betonowej rośnie (w dolnej części szczeliny) stosunkowo wolno z głębokością. Badania wartości parcia świeżej mieszanki

betonowej na ściany wykopu prowadził również Hanjal [32]. Wartość parcia rośnie wraz z głębokością, rys. 3.1, ale dosyć chaotycznie i nie jest to przyrost liniowy, a dodatkowo ma wartość mniejszą od iloczynu głębokości i ciężaru objętościowego mieszanki betonowej.

Ng przedstawił dokładniejszą interpretację badań przeprowadzonych przez Hanjale [32]. Zaproponował równanie opisujące wzrost z głębokością wartości parcia mieszanki betonowej. Do głębokości  $h_{crit}$  rośnie ono liniowo wraz z głębokością. Poniżej przyrost ten jest również liniowy, ale wolniejszy, a parcie mieszanki betonowej już tylko nieznacznie jest większe od parcia zawiesiny.



Rys. 3.1. Wartość parcia świeżego betonu w szczelinie wg Hanjale [32]

Przyrost ten jest opisany równaniem dwuliniowym:

$$p_c = \begin{cases} \gamma_c \cdot z & z \leq h_{crit} \\ \gamma_s \cdot z + (\gamma_c - \gamma_s) \cdot h_{crit} & z > h_{crit} \end{cases}, \quad (3.1)$$

gdzie:

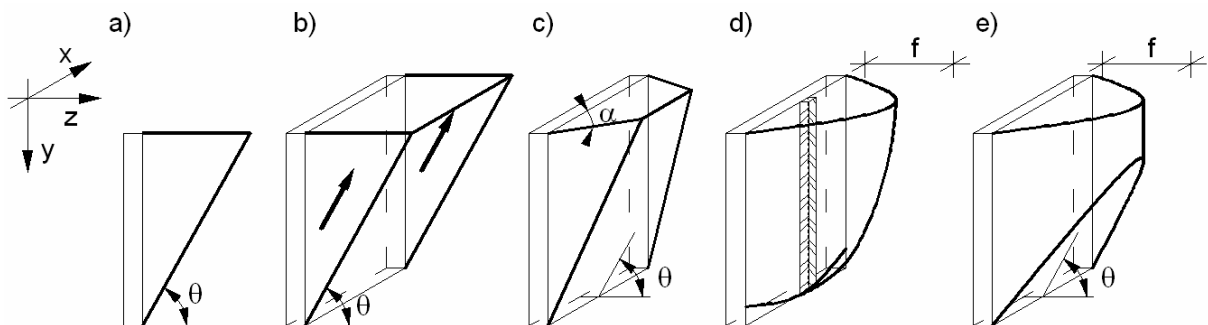
- $p_c$  – parcie świeżej mieszanki betonowej,
- $\gamma_c$  – ciężar objętościowy świeżej mieszanki betonowej ( $23,5 \text{ kN/m}^3$ ),
- $\gamma_s$  – ciężar objętościowy zawiesiny (co najmniej  $10,3 \text{ kN/m}^3$ ),
- $h_{crit}$  – głębokość krytyczna,
- $z$  – głębokość poniżej poziomu terenu.

Głębokość krytyczną  $h_{crit}$  przyjęto jako 20% głębokości sekcji, por. [50].

Nie ulega jednak wątpliwości, że parcie świeżej mieszanki betonowej jest na każdej głębokości większe od parcia nawet najcięższej zawiesiny, a zatem decydująca dla całego bezpieczeństwa szczeliny jest faza poprzedzająca betonowanie.

### 3.2. Przegląd uproszczonych metod obliczeniowych

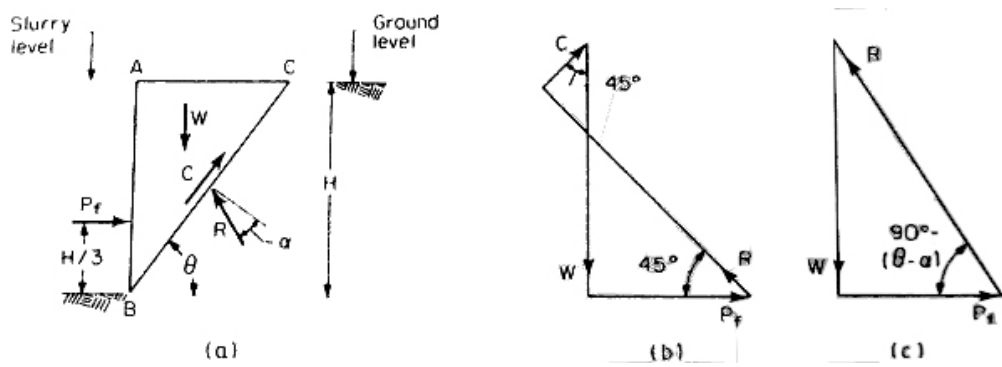
Uproszczone metody obliczeniowe w zagadnieniach stateczności szczeliny mogą być podzielone na cztery grupy: dwuwymiarowe (płaskie w przemieszczeniach), trójwymiarowe (uwzględniające skończoną długość szczeliny), rozpatrujące jednostkowe siły dla jednego lub kilku wybranych punktów szczeliny oraz dokonujące bilansu sił wypadkowych, działających na zsuwający się klin odłamu. Ta ostatnia metoda, oparta na równaniach równowagi granicznej w przypadku przestrzennym, jest najbardziej popularna, rys. 3.2.



Rys. 3.2. Przyjmowane obliczeniowe kształty brył odłamu

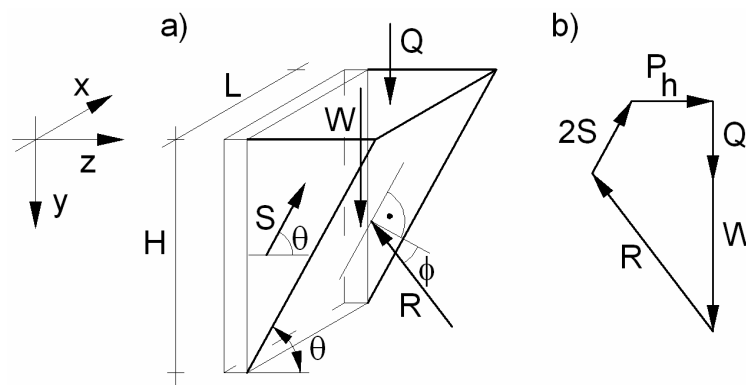
U podstaw metod obliczeniowych leży zwykle rozwiązanie Coulomba dla trójkątnego klina odłamu w płaskim stanie odkształcenia, rys. 3.2.a, w stanie równowagi granicznej. Zostało ono adaptowane przez Nasha i Johnsa [47] – w przypadku jednorodnego, idealnie spoiściego, nienawodnionego gruntu, rys. 3.3. Zwierciadło zawiesiny jest w poziomie terenu. Płaszczyzna poślizgu sztywnego klina gruntu jest nachylona pod kątem  $\theta = \pi/4 + \phi/2$ , gdzie w tym przypadku  $\phi = 0^\circ$ , co – zdaniem Nasha i Johnsa – odpowiada sytuacji najbardziej niekorzystnej. Bilansuje się siły wypadkowe działające na powierzchnię szczeliny. W obliczeniach uwzględniono ciężar klina odłamu  $W$ , wypadkową parcia zawiesiny na powierzchni ściany szczeliny  $P_s$ , siłę ścinającą  $C$  od spójności oraz wypadkową siłę działającą na powierzchni poślizgu  $R$ . Sytuacja ta odpowiada efektywnemu parciu gruntu na pionową sztywną ścianę oporową o gładkiej powierzchni, ale tylko w przypadku 2D. Rozwiązanie to zostało rozszerzone o wpływ dodatkowych czynników przez Morgensterna i Amir-Tahmasseba [43]. Wprowadzili oni wpływ obecności zwierciadła wody gruntowej oraz zmienny poziom zawiesiny.





Rys. 3.3. a) Kształt klina odłamu; b) wielobok działających sił, [32]

Przedstawione rozwiązania mają zastosowanie do szczeliny „długiej” (np. przesłony przeciwfiltracyjne), wykonywanych w sposób ciągły, ale również dla szczeliny „krótkiej i bardzo płytkiej”, czyli w początkowej fazie wykonywania każdej szczeliny o skończonej długości; za taką uznaje się głębokość nieprzekraczającą ok. dwukrotnej szerokości szczeliny [21,58].



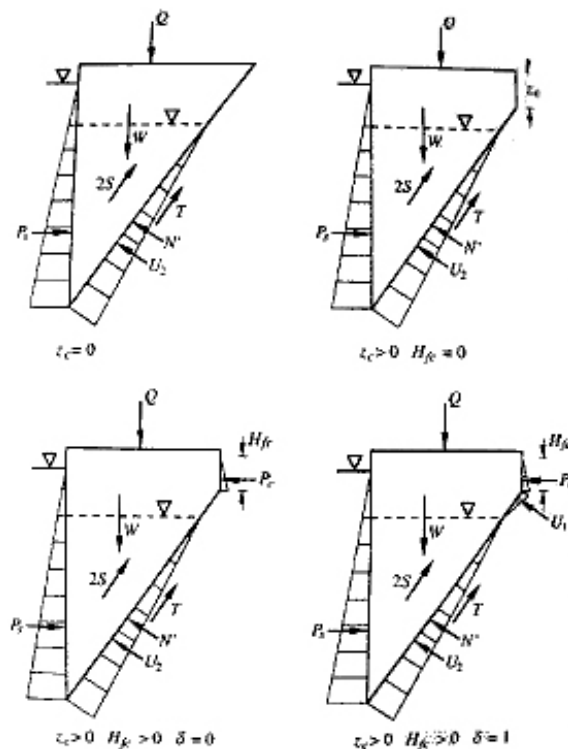
Rys. 3.4. a) Kształt klina odłamu;  
b) wielobok sił w poprzecznej płaszczyźnie symetrii bryły odłamu [66]

Najprostszym przejściem pomiędzy modelami dwuwymiarowymi a trójwymiarowymi jest uwzględnienie sił stycznych, działających na powierzchniach bocznych założonej bryły odłamu, Prater 1973 [66], rys. 3.2.b. oraz rys. 3.4. Bryła odłamu jest więc graniastosłupem, co nie najlepiej koresponduje z rzeczywistością, ale cechuje się dużą prostotą obliczeń. W szczególności, od razu jest widoczne, że uwzględnienie sił 2S na obu powierzchniach bocznych zmniejsza wypadkową  $P_c$  parcia gruntu na zawieszinę oraz że procentowy udział stałej siły 2S jest malejący w ogólnym bilansie sił, jeśli długość szczeliny L wzrasta.

Wskaźniki stateczności w modelach dwuwymiarowych są z reguły małe, nawet mniejsze od jedności, co nie ma przełożenia na praktykę budowlaną. Dzieje się tak dlatego, że wpływ trzeciego wymiaru nie może być pominięty, gdy długość szczeliny L jest znacznie mniejsza od jej głębokości H. Jak już podkreślono na wstępie, wokół szczeliny powstają

wówczas przesklepienia, które zmieniają kształt i kinematykę bryły odłamu, [32,33,55,58, 74, 82,84,88,90,95].

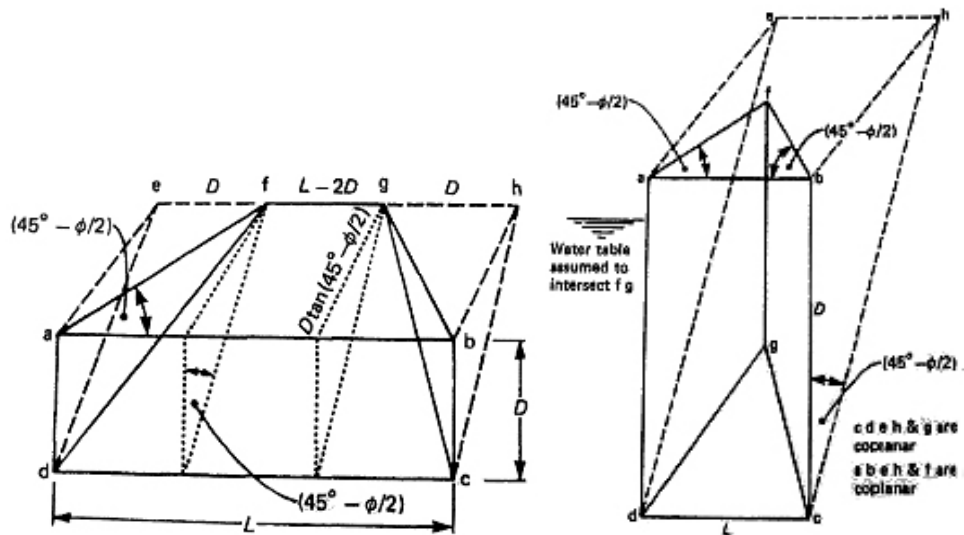
Fox [25] – rozwinął omówione przypadki o rozwiązanie dla spękanej powierzchni górnej, co może mieć miejsce w gruntach spoistych (wpływ drażenia szczeliny). Zasięg spękań jest zlokalizowany w obrębie zwierciadła wody gruntowej lub poniżej niego. Kształt klina odłamu ulega wówczas zmianie, rys. 3.5. Wyniki te zostały porównane z eksperymentem przeprowadzonym przez Tsai [86]. Wskaźnik bezpieczeństwa jest oczywiście mniejszy niż w przypadku 3D bez spękania. Rozwiązanie to jest konserwatywne, ale dotyczy tylko gruntu spoistego.



Rys. 3.5. Kształt klina odłamu; różne przypadki spękań i poziomów wody gruntowej [25]

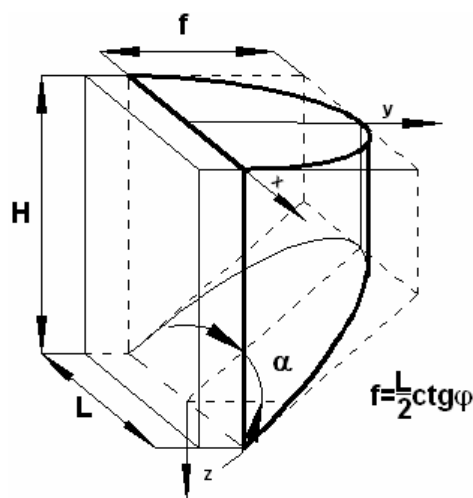
Idąc dalej, Washbourne [90] na podstawie badań modelowych zmodyfikował kształt sztywnej bryły odłamu, pochylając jej powierzchnie boczne w kierunku wewnętrznym (rys. 3.2.c) i zakładając, że kąt  $\alpha$  pomiędzy powierzchnią boczną a ścianą szczeliny wynosi  $\alpha = \pi/4 - \phi/2$ . Na powierzchni terenu bryła odłamu wyznacza więc nie prostokąt, ale trapez lub nawet trójkąt – dla małych długości sekcji. Dalej przeprowadził analizę [90] kilku reprezentatywnych kształtów zależących od stosunku wymiarów (długości i szerokości), rys. 3.6, uznając zgodność uzyskanych wyników z obserwacjami za dobrą.

Wykonane [13,28] symulacje numeryczne wykazują, że przyjęta przez Washbourną wartość kąta  $\alpha$  jest znacznie zaniżona.



Rys. 3.6. Kształt bryły odłamu wraz z działającymi na nie siłami [90]

W literaturze polskiej i zagranicznej znane jest jednak przede wszystkim rozwiązanie posługujące się zakrzywioną przestrzenną powierzchnią ścięcia (3D), będącą częścią poboczniczy walca, a w dolnej strefie częścią płaszczyzny. Zostało ono zaproponowane przez Piaskowskiego [58,59], rys. 3.2.e oraz rys. 3.7. Wykorzystano rozwiązanie otrzymane przez Kowalewskiego dla poziomych przesklepień w gruncie. Rozwiązanie to łączy tradycyjne kliny odłamu i powstające przesklepienia w gruncie w sposób wzorowany na koncepcjach przesklepień Protodiakonowa w mechanice górotworu [26], ale w płaszczyźnie poziomej, a nie pionowej. Powierzchnia ścięcia wg Coulomba odcina dolną część walca paraboloidalnego o strzałce  $f = L/2 \cdot ctg\theta$ , opartego na pionowych krawędziach szczeliny i ściętego przy dnie płaszczyzną nachyloną pod kątem  $\theta = \pi/4 + \phi/2$ , rys. 3.7.



Rys. 3.7. Bryła odłamu wg Piaskowskiego [58]

Piaskowski [58] przedstawił rozwiązania bazujące na bilansie jednostkowych parć, w tym zmodyfikowanego parcia granicznego gruntu  $p_a$ . W każdym punkcie na styku gruntu z zawiesziną w szczelinie musi być spełniony lokalny warunek równowagi:

$$p_a + p_w + p_d + p_s - p_z = 0, \quad (3.2)$$

Stosując terminologię Piaskowskiego [58]:

$p_a$  – parcie geodynamiczne gruntu przyjęte jako:

$$p_a = a \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\gamma'}{\gamma} \right) \beta \right] z \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right), \quad (3.3)$$

$a$  – współczynnik redukcyjny ustalany za pomocą nomogramu [37],

$\beta$  – współczynnik równy zero przy  $z \leq h_w$ , a dla  $z > h_w$  równy  $\beta = \frac{(z - h_w)}{z}$ ,

$p_w$  – parcie wody gruntowej,

$p_d$  – parcie wywołane dodatkowym obciążeniem naziomu przez sprzęt, blisko położone budynki itp.,

$p_s$  – podciśnienie wywołane przez wyciąganie głębiącego narzędzia z wykopu,

$p_z$  – parcie zawiesiny wypełniającej wykop, przyjęte jako:

$$p_z = p_{zh} + p_{zb} = \gamma_z (z - h_z) + \frac{2\tau_f}{B} (z - h_z) + \frac{\tau_f}{2} \pi, \quad (3.4)$$

gdzie:

$p_{zh}$  – parcie czynne zawiesiny,

$p_{zb}$  – parcie bierne zawiesiny,

$h_z$  – odległość zwierciadła zawiesiny w wykopie od poziomu zawiesiny,

$\tau_f$  – granica płynięcia danej zawiesiny

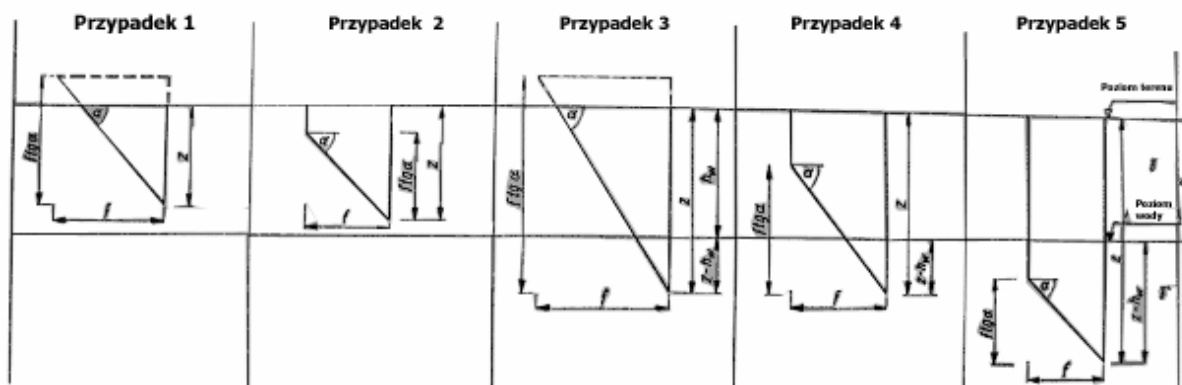
$B$  – szerokość szczeliny.

Do wyznaczenia wartości  $p_a$  parcia gruntu wykorzystano współczynnik zmniejszający  $a$ , do parcia wyznaczonego metodą Coulomba. Współczynnik  $a \leq 1$  jest zależny od kąta tarcia wewnętrznego, wymiarów szczeliny oraz rozpatrywanej głębokości [37].

Należy każdorazowo przeanalizować, jaką wartość przyjmuje  $p_d$ . Można przyjąć, iż przy zachowaniu odpowiedniej ostrożności da się wykonać wykopy w bezpośrednim sąsiedztwie istniejących budynków. Nie stwierdzono również, by w prawidłowo wykonywanych robotach ziemnych wielkość  $p_s$  odgrywała w praktyce jakąś rolę. Można więc przyjąć  $p_s = 0$ .

Piaskowski zaleca przyjmowanie  $p_z = p_{zh}$ , czyli pomijanie składnika wytrzymałości strukturalnej zawiesiny bentonitowej  $p_{zb}$ , ponieważ wpływ naprężenia  $\tau_f$  (granicy płynięcia zawiesiny) i  $B$  jest stosunkowo nieznaczący. Zaleca również [58], by uwzględniać wytrzymałość na ścinanie tylko w przypadku zawiesiny wypełniającej przestrzeń pomiędzy gruntem, a obudową studni. Elson [21] proponuje, by zawiesina była dla celów obliczeniowych rozważana jako ciało plastyczne, występujące pomiędzy dwoma sztywnymi tarczami. Podstawy tej teorii zaproponował Morgenstern w 1963 [43], ale ze względu na małe wartości wytrzymałości zawiesiny uwzględnianie jej w bilansie sił nie wydaje się celowe. Dodatkowo, oznaczenie  $\tau_f$  powoduje trudności, stąd bezpieczne uproszczenie  $\tau_f = 0$  [37].

Obecność wysokiego poziomu wody gruntowej ma podstawowe znaczenie w ocenie stateczności szczeliny, ponieważ parcie wody jest zwykle większe od (efektywnego) parcia gruntu. Z tego powodu omówione metody uwzględniają wpływ wody gruntowej na wartość parć. W pracy Piaskowskiego [58] przedstawiono kilka schematów uwzględniających zmieniający się stosunek długości  $L$  do głębokości  $H$  szczeliny, jak również poziomu zwierciadła wody gruntowej, rys. 3.8. Niestety, chociaż są podane ostateczne rozwiązania, to jednak brak jest wyprowadzeń tych wzorów, co uniemożliwia sprawdzenie i analizę szerszej klasy przypadków.



Rys. 3.8. Schemat przekrojów brył odłamu [58]

Dla gruntu uwarstwionego proponuje się [...] stosowanie ciężaru uśrednionego

$$\gamma_z = \frac{K_a}{h_k - h_z} \left[ \sum_{i=1}^k \gamma_i h_i + \sum_{i=k+1}^n \gamma' h_i \right] + \frac{\gamma_w (h_k - h_w)}{h_k - h_z}, \quad (3.5)$$

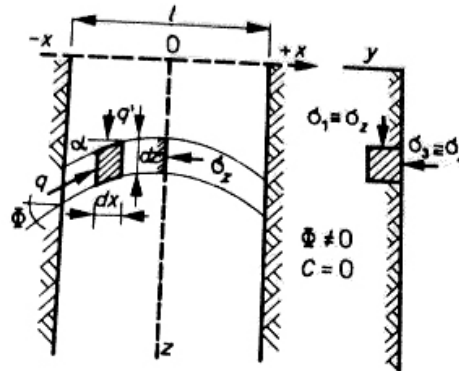
gdzie:

$h_i$  – grubość kolejnych warstw gruntu powyżej lub poniżej zwierciadła wody gruntowej,

$K_a$  – dotyczy gruntu sypkiego zalegającego najbliżej dna wykopu,

$h_k$  – poziom spągu warstwy powyższego gruntu.

Schneebeli [74] wykorzystał teorię Caquot'a dla parcia ośrodka sypkiego na ściany silosów, a więc również doszukiwał się w przesklepieniach przyczyn redukcji parcia gruntu na szczelinę o małej długości, rys. 3.9.

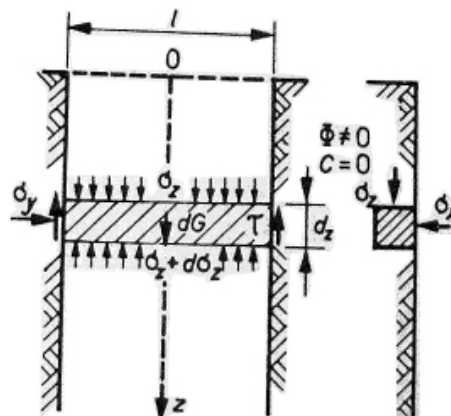


Rys. 3.9. Element na ścianie wykopu rozpatrywany przez Schneebeliego [74]

Ograniczenie modelu jedynie do równań różniczkowych zwyczajnych umożliwia uwzględnienie działających naprężeń tylko w sposób uśredniony, zależny jedynie od głębokości  $z$ :

$$p_a = \sigma_y = \frac{\gamma L}{\sin^2 \phi} \cdot \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \cdot \left( 1 - e^{-\sin^2 \frac{z}{L}} \right). \quad (3.6)$$

W odróżnieniu od schematu Piaskowskiego [58], w tym modelu przesklepienie zachodzi jednak w płaszczyźnie pionowej. Nie ma możliwości uwzględnienia strefy przydennej, w której efekt silosowy może nie wystąpić. Dodatkowo zastrzeżenia budzi punkt wyjścia obu teorii. Pojawiają się wątpliwości co do kierunku, w którym porusza się materiał wysypujący się z silosu, a kierunku przemieszczenia gruntu do szczeliny: w przypadku silosów jest on tylko pionowy, natomiast w przypadku szczelin pionowy i – może nawet w większym stopniu – poziomy.



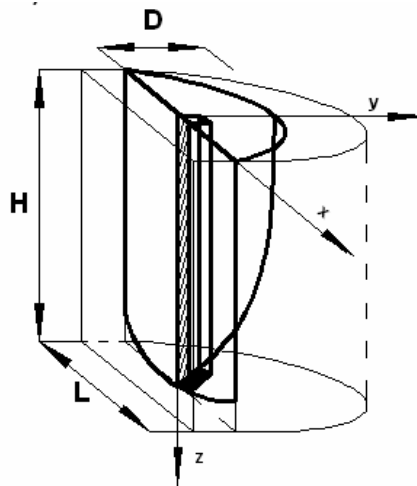
Rys. 3.10. Element na ścianie wykopu rozpatrywany przez Hudera [36]

Podobne zastrzeżenia można wnieść do pracy Hudera [36], rys. 3.10. Autor rozpatruje równowagę elementu o długości  $l = 2b$  i wysokości  $dz$ . Podobnie jak Schneebeli rozpatruje równowagę elementu bez uwzględnienia oddziaływania sąsiedniego gruntu.

$$p_a = \sigma_y = \frac{b \left( \gamma - \frac{c}{b} \right)}{\operatorname{tg} \phi} \left( 1 - e^{-\kappa \frac{z}{b} \operatorname{tg} \phi} \right). \quad (3.7)$$

Omówiony wyżej dualizm w zakresie kinematyki utrudnia modelowanie w przypadku przestrzennym: z jednej strony występują bowiem zjawiska typowe dla odprężeń i przesklepień poziomych, ale też znaczący jest udział „pobocznicy silosu” w przenoszeniu obciążeń. Szacuje się [50], że ten efekt silosowy może stanowić ok. 1/3 działających sił.

Najnowszym rozwiązaniem przestrzennym, posługującym się wypukłą i gładką powierzchnią ścięcia, jest opisane w pracach Tsai i Changa [84,86], rys. 3.2.d oraz rys. 3.11. Bazują one na równowadze sił działających w podstawie pionowych kolumn wewnątrz bryły odłamu. Nie są rozpatrywane siły działające na powierzchniach styku sąsiednich kolumn, a zatem metoda ta bardzo przypomina tradycyjną metodę pasków Felleniusa – w wersji przestrzennej.



Rys. 3.11. Bryła odłamu wg Tsai i Changa [84,86]

Bryła odłamu jest ograniczona przez następującą powierzchnię poślizgu:

1. W płaszczyźnie poziomej, możliwy ruch poziomy masy gruntu (wywołany parciem gruntu) jest ograniczony przez ściskane poziome przesklepienie, wsparte na krańcach szczeliny,
2. W płaszczyźnie pionowej, możliwy ruch pionowy masy gruntu (wywołany ciężarem gruntu) jest zlokalizowany w rozciągłym przesklepieniu „zawieszonym” na szorstkich ścianach wirtualnego silosu.

Te założenia mają podstawę w hipotetycznym polu przemieszczeń, nie sprawdza się jednak statycznej dopuszczalności tego schematu, która nie jest zapewniona. Lokalizacja

płaszczyzny poślizgu jest związana z długością szczeliny i jest traktowana jako miejsce styku fikcyjnej ściany szorstkiej lub połowy silosu będącej przedłużeniem od powierzchni gruntu, a otaczającym gruntem. Powierzchnia poślizgu jest opisana jako wypukłe przesklepienie i spełniony jest na niej warunek stanu granicznego Coulomba. Proces lokalizacji powierzchni poślizgu jest powtarzany w każdej z wydzielonych powierzchni równoległych do płaszczyzny XY, czyli na każdej głębokości. W przypadku bardzo głębokich szczelin powierzchnia poślizgu pokrywa się z połową silosu.

Dla określenia pola naprężeń na powierzchni ścięcia konieczne jest jeszcze poczynienie dodatkowych założeń: wartość współczynnika rozporu bocznego gruntu jest z założenia zmienna i zależy od położenia względem szczeliny – pomiędzy  $K_0$  przy szczelinie oraz  $K_a < K_0$  w części najbardziej oddalonej od szczeliny. Założenie to jest do przyjęcia, jeśli uwzględnić powstające przesklepienia w płaszczyźnie poziomej, czyli oparcie się wirtualnych „łuków” na strefach gruntu przyległych do szczeliny. Z drugiej strony, ze względu na wiotki sposób podtrzymywania ścian szczeliny przez zawieszoną bentonitową i wymagane zapasy bezpieczeństwa, możliwości pełnego odprężenia się gruntu przyległego do szczeliny są ograniczone.

Poszukiwanie najbardziej niekorzystnych brył odłamu obejmuje cały zakres głębokości szczeliny od 0m do  $H$ , ponieważ tak przebiegają fazy stopniowego pogłębiania szczeliny. W ten sposób liczba przypadków do przeanalizowanych staje się duża.

Poziom wody gruntowej jest jednym z najważniejszych parametrów zadania. Wysoki poziom wód gruntowych stwarza więcej problemów z zapewnieniem stateczności ścian szczeliny, niż warunki gruntowe, ponieważ ciężar objętościowy zawiesziny bentonitowej  $\gamma_z$  jest niewiele większy od ciężaru objętościowego wody  $\gamma_w$ . Z tego powodu w gruntach niespoistych poziom zawiesziny musi być utrzymywany powyżej zwierciadła wody gruntowej, a w praktyce możliwości są tutaj czasem mocno ograniczone. Spotyka się poziom zawiesziny podniesiony powyżej poziomu terenu (dzięki murkom prowadzącym), a także stosowane bywa obniżanie zwierciadła wody gruntowej przez wytworzenie sztucznego leja depresji.

Sam przepływ wody ze szczeliny do gruntu jest zazwyczaj w obliczeniach pomijany ze względu na szybką kolmatację cienkiej strefy przyściennej strumień przepływu jest z reguły bardzo niewielki. Kierunek przepływu w stronę do gruntu wpływa zresztą korzystnie na stateczność ścian szczeliny. Dopuszczalne jest w tej sytuacji operowanie ciśnieniami hydrostatycznymi zawiesziny w szczelinie i wody gruntowej poza szczeliną, o ile w tym drugim przypadku nie występują znaczne gradienty ciśnienia porowego w gruntach przy szczelinie.



Uwarstwienie podłoża może praktycznie uniemożliwić zastosowanie metod równowagi granicznej, albo bardzo je skomplikować. Przykładowo, najbardziej niekorzystne bryły odłamu omówione poprzednio, wcale nie muszą w niejednorodnych gruntach sięgać dna szczeliny lub obejmować całą jej szerokość. Na zjawiska maksymalnych przemieszczeń właśnie w górnej i w środkowej części szczeliny (lub wywierconego pionowego otworu) zwrócono m.in. uwagę w pracy [65,86]. Zagadnienie cienkiego przewarstwienia rozpatrywał natomiast Tsai [83,85]. Przedstawił on rozwiązanie dla cienkiej warstwy słabego gruntu idealnie spoiстого, o wytrzymałości znacząco mniejszej niż wytrzymałość warstw zalegających powyżej oraz poniżej. Zjawisko wzrostu parcia gruntu w przewarstwieniu o małym kącie tarcia wewnętrznego i małej spójności jest łatwe do przewidzenia – przez analogię ze ścisłym rozwiązaniem Coulomba dla gruntu poziomo uwarstwowionego. Trudno jednak ocenić jak wpłynie na to zjawisko nałożenie się przesklepień i przestrzennej pracy gruntu.

W praktyce uproszczone metody obliczeniowe nie pozwalają na pełną analizę przypadków uwarstwienia i obciążenia przy szczelinie. Homogenizacja w postaci gruntu jednorodnego, tj. wprowadzenie pewnych uśrednionych parametrów wytrzymałościowych, zazwyczaj jest niebezpieczna, ponieważ eliminuje lokalne możliwości utraty stateczności i zawyża zapasy bezpieczeństwa.

Metody równowagi granicznej nie dają też możliwości oceny przemieszczeń wokół szczeliny, a także osiadań powierzchni terenu, szczególnie interesujących w przypadku przewidywać zachowania się budynków oraz infrastruktury znajdujących się w pobliżu prowadzonych prac. W takich przypadkach praktycznie jedynym rozwiązaniem jest zastosowanie do obliczeń zaawansowanych metod numerycznych, rozdz. 4. (rys. 4.19, [18,29, 48,50,51,52,72,73,84]).

W przypadku wykonywanej szczeliny przyjmuje się, iż przemieszczenia na ścianie szczeliny są minimalne (rozdz. 4.4.), najwłaściwsze w takim przypadku byłoby wyznaczenie wartości parcia gruntu jako parcia spoczynkowego. Z drugiej jednak strony, przemieszczenia wymagane do powstania stanu parcia czynnego są w gruntach niespoistych również bardzo małe. Wielu autorów zajmowało się problemem określenia adekwatnego współczynnika parcia pomiędzy  $K_a$  oraz  $K_o$ , [17,84,86], a nawet różnicowaniem tego współczynnika wzdłuż powierzchni poślizgu.

W praktyce do obliczeń przyjmuje się jednak najczęściej wartość współczynnika rozporu bocznego jak dla parcia czynnego  $K_a = \operatorname{tg}(\pi/4 + \phi/2)$ . Jest to najmniejsza wartość współczynnika jaką można przyjąć dla odkształcalnej i przemieszczalnej konstrukcji zagłębionej w gruncie. Takie założenie przyjęto też w dalszej części niniejszej pracy.

### 3.3. Deterministyczne miary stateczności

Zapas bezpieczeństwa konkretnej pionowej szczeliny o głębokości  $H$ , długości  $L$  i szerokości  $B$ , określa się porównując zakładaną wypadkową siłę  $P_s$  poziomego parcia zawiesiny bentonitowej z parciem wody gruntowej  $P_w$  oraz efektywnym parciem granicznym szkieletu gruntowego  $P_h$ . Możliwe są dwie podobne definicje wskaźnika stateczności:

$$FS_1 = \frac{P_s}{P_h + P_w} \quad (3.8)$$

lub

$$FS_2 = \frac{P_s - P_w}{P_h}. \quad (3.9)$$

W stanie równowagi granicznej zachodzi  $P_s = P_w + P_h$ , czyli w obu przypadkach (3.8) oraz (3.9) jest  $FS_1 = FS_2 = 1$ . W realnych sytuacjach powinno zachodzić  $FS > 1$ . Łatwo sprawdzić, że wartości otrzymywane ze wzoru (3.8) są zawsze mniejsze (czyli bezpieczniejsze) od analogicznych wartości otrzymywanych na podstawie (3.9). Z tego powodu do dalszej analizy przyjęto wyrażenie (3.8). Lepiej też oddaje ono naturę stateczności, mając na uwadze nieprzepuszczalną warstwę bentonitu na powierzchni ściany i założony brak możliwości mieszania się wody oraz zawiesiny bentonitowej.

Orientacyjne wartości progowe globalnego wskaźnika stateczności  $FS$  przedstawiono w tab. 3.1.

Tab. 3.1. Typowe wartości globalnych wskaźników stateczności w projektowaniu geotechnicznym [30]

Typ zniszczenia	Przypadek	Wskaźnik stateczności
Ścinanie	Roboty ziemne	1,3–1,5
	Ściany oporowe	1,5–2,0
	Fundamenty	2,0–3,0
Filtracja	Wypór	1,5–2,0
	Przebiecie hydrauliczne	3,0–5,0
Dopuszczalne obciążenie pali	Badania statyczne	1,5–2,0
	Wzory dynamiczne	3,0

Przez analogię i ze względu na tymczasowy stan funkcjonowania szczeliny przed jej zabetonowaniem, właściwą minimalną wartością wskaźnika stateczności wydaje się  $FS \sim 1,5$ ,

o ile przyległy teren nie wymaga szczególnej ochrony, a warunki gruntowe nie wykazują dużych różnicowań. Globalny wskaźnik stateczności  $FS$  wykorzystuje charakterystyczne lub średnie wartości parametrów geotechnicznych.

Wskaźnik stateczności (3.8) dla szczeliny nie ma bezpośredniego przełożenia na obliczenia sprężysto–plastyczne (rozdz. 4), które wymagają innej metodyki. Jako miarę bezpieczeństwa przyjmuje się wówczas iloraz:

$$FS = \frac{\operatorname{tg}\phi}{\operatorname{tg}\phi_{red}} = \frac{c}{c_{red}}, \quad (3.10)$$

gdzie parametry  $\operatorname{tg}\phi$  i  $c$  odpowiadają faktycznym warunkom gruntowym, natomiast  $\operatorname{tg}\phi_{red}$  i  $c_{red}$  są parametrami proporcjonalnie zredukowanymi – aż do momentu numerycznie wysymulowanej utraty stateczności. Metodę tę można adaptować na przypadek obliczeń wg równowagi granicznej, jeśli za moment utraty stateczności przyjąć taki zestaw parametrów  $\operatorname{tg}\phi_{red}$  i  $c_{red}$ , dla których zachodzi warunek:

$$P_s = P_h + P_w. \quad (3.11)$$

Inne metody znane z komputerowej analizy sprężysto–plastycznej, m.in. osiągnięcie założonej wartości przemieszczeń wytypowanych punktów, nie mają tu zastosowania, jeśli model jest statycznie wyznaczalny (równania równowagi).

Oceny bezpieczeństwa można też dokonać na wiele innych sposobów, np. za pomocą trzech wersji wskaźnika bezpieczeństwa:

— zmniejszając ciężar objętościowy zawiesziny:

$$FS_3 = \frac{\gamma_z}{\gamma_{zred}}, \quad (3.12)$$

— zwiększając ciężar gruntu:

$$FS_4 = \frac{\gamma_{gzw}}{\gamma_g}, \quad (3.13)$$

— obniżając poziom zawiesziny w szczelinie.

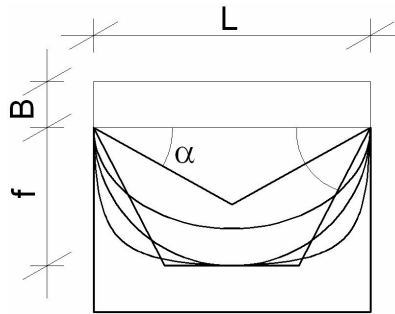
### 3.4. Równania równowagi granicznej

Do obliczeń przyjęto jednorodny, izotropowy ośrodek gruntowy – odpowiadający średnio zagęszczonemu piaskowi, ze swobodnym zwierciadłem wody gruntowej, występującym poniżej poziomu terenu. W równaniach równowagi granicznej, wzorowanych na materiale omówionym w rozdziale 3.2, analizuje się tylko wypadkowe siły działające w pionowej poprzecznej płaszczyźnie symetrii na klin odłamu, stanowiący bryłę sztywną. W przypadku numerycznych obliczeń sprężysto–plastycznych model wytrzymałościowy Coulomba–Mohra uzupełnia się o niestowarzyszone prawo plastycznego płynięcia (kąt dylatacji  $\psi = 0^\circ$ ). Ciężar gruntu powyżej zwierciadła wody gruntowej wynosi  $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$ , a poniżej  $\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$ . Kąt tarcia wewnętrznego przyjęto jako  $\phi = 32^\circ$  (wartość oczekiwana). Obliczenia prowadzono w naprężeniach efektywnych, przy ciśnieniu hydrostatycznym, bez filtracji i konsolidacji. Najczęściej analizowano pionową szczelinę o wymiarach  $1 \times 6 \times 10 \text{ m}$  (szerokość  $\times$  długość  $\times$  głębokość), zmieniając w kilku przypadkach długość sekcji  $L$  i jej głębokość  $H$ . W obliczeniach pominięto zmianę parametrów wytrzymałościowych gruntu nasączonego przez infiltrującą zawiesinę. Przyjęto założenie, iż na ścianie szczeliny tworzy się „efekt naskórkowy” („filter cake”) [21,22,68]. Obecność tej cienkiej warstwy bentonitu, osadzonego na ścianie szczeliny w wyniku filtracji zawiesiny w stronę gruntu, powoduje kolmatację gruntu i jego uszczelnienie, co uzasadnia przyjmowane założenie o braku przenikania zawiesiny do gruntu i założenie o braku mieszania się zawiesiny z wodą gruntową wokół szczeliny. Przyjęto również założenie dotyczące hydrostatycznego parcia zawiesiny wody gruntowej, natomiast niewielki korzystny wpływ tego zjawiska na wytrzymałość gruntu został pominięty, por. rozdz. 3.2.

Uproszczony kształt bryły odłamu w gruncie niespoistym (odwrócony graniastosłup o podstawie prostokątnej) przedstawiono na rys. 3.4.a).

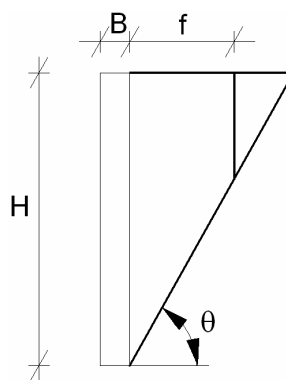
Wielobok sił na rys. 3.4.b) różni się od wieloboku dla standardowego klina odłamu w teorii Coulomba obecnością dwóch trójkątnych powierzchni bocznych, na których występują dwie dodatkowe styczne siły stabilizujące  $S$ , skierowane równoległe do powierzchni poślizgu. Na powierzchni terenu klin odłamu zaznacza prostokąt o długości równej długości szczeliny  $L$ . Bardziej racjonalne mogłoby się wydawać modelowanie tego obszaru nie w kształcie prostokąta, ale w kształcie trapezu równoramiennego, trójkąta, paraboli lub elipsy, rys. 3.12. Jak już wspomniano wcześniej, [90] zaleca wartość kąta  $\alpha = \pi/4 - \phi/2$ . Uzasadnienie tak małej wartości kąta  $\alpha$  nie jest przekonujące, chociaż autor

przytacza zdjęcia eksperymentu (w małej skali). Sytuacja dotyczy jednak przypadku przestrzennego parcia czynnego za przemieszczaną niewielką ścianą oporową (długość 15mm  $\times$  wysokość 62,5mm) i występuje prawdopodobnie nakładanie się wpływów strefy odporu przed ścianą na strefę parcia za ścianą. Żadne inne doniesienia literaturowe nie potwierdzają tak małych wartości kątów  $\alpha$ . Przyjmowana aproksymacja bryły odłamu za szczeliną w postaci walca eliptycznego lub kołowego zakłada zazwyczaj odpowiednik kąta  $\alpha$  równy lub bliski  $\pi/2$ .



Rys. 3.12. Widok z góry brył odłamu (w poziomie terenu)

Nachylenie ramion trapezu pod kątem  $\alpha$  (rys. 3.12) nie jest na ogół znane, a próby poszukiwania tego kąta na podstawie ekstremum wartości parcia klina odłamu na ścianę szczeliny nie dały zadowalających rezultatów – przy poczynionych założeniach nie stwierdzono lokalnego maksimum przestrzennego parcia klina odłamu [15,28]. Przede wszystkim jednak, obliczenia za pomocą metody elementów skończonych i metody różnic skończonych nie potwierdziły wyraźnego kształtu trapezowego, czy trójkątnego na powierzchni ośrodka. Kształt ten jest bliższy elipsy lub paraboli, czy właśnie prostokąta, rozdz. 4.4.



Rys. 3.13. Przekrój pionowy przez płaszczyznę symetrii przechodzącą przez dłuższy bok

Na rys. 3.12. i rys. 3.13. przedstawiono znane z literatury (rozdz. 3.2) różne kształty klina odłamu dla różnych sytuacji obliczeniowych, [66], w tym kliny odłamu ograniczone przez strzałkę  $f$ , niezależną od głębokości szczeliny. Weryfikacją tych założeń były symulacje

numeryczne dla modelu sprężysto–plastycznego, rys. 4.20 i rys. 4.21. Przeprowadzone obliczenia nie wykazały ograniczenia wynikającego z cytowanej w [58,59,84,86] powierzchni walcowej, czyli istnienia stałej strzałki  $f$ , niezależnej od głębokości szczeliny.

Podobnie jak w metodzie Coulomba, krytyczną wartość kąta  $\theta$  dla schematu z rys. 3.4. wyznacza się z warunku maksymalnego poziomego parcia  $P_h$  klina odłamu. W przypadku przestrzennym ( $L < \infty$ ) nie jest to jednak wartość kąta zależna tylko od kąta tarcia wewnętrznego. Studium wartości kąta  $\theta$  dla różnych głębokości szczeliny  $H$  przedstawiono w dalszej części.

Kształt bryły odłamu spełnia geometryczne warunki graniczne dla  $L \gg H$ . Występuje wtedy trójkątny klin odłamu, typowy dla zagadnień płaskich w przemieszczeniach oraz malejący do zera procentowy udział sił  $S$  w bilansie sił. Spełnienie warunku kinematycznej dopuszczalności przemieszczeń bryły odłamu jest w przypadku przestrzennym zadaniem trudnym [2] i nie było przedmiotem niniejszej rozprawy.

Wypadkowe siły, które działają na powierzchni szczeliny, wyznacza się w podany niżej sposób. Dla uproszczenia – i zgodnie z przedstawioną fizyczną interpretacją – przyjęto brak kontaktu hydraulicznego i filtracji zawiesiny do gruntu. Siły działające w osi szczeliny, to wypadkowe parcia gruntu, wody oraz zawiesiny. W równowadze granicznej spełniona jest równość:

$$P_s = P_h + P_w, \quad (3.14)$$

gdzie:

$P_s$  – parcie zawiesiny w szczelinie,  $P_s = \gamma_s \cdot L \cdot H_s^2 / 2$ , [kN]

$P_w$  – parcie wody,  $P_w = \gamma_w \cdot L \cdot (H - h_w)^2 / 2$ , [kN],  $h_w \leq H$

$P_h$  – parcie efektywne gruntu wyznaczone z bilansu sił działających na klin odłamu.

Siły działające na klin odłamu oblicza się następująco, rys.3.4:

$$\begin{cases} \sum F_x = 0 \\ \sum F_z = 0 \\ R_x = R_z \cdot \operatorname{tg}(\theta - \varphi) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_h = R_x - 2 \cdot S_x \\ W = R_z + 2 \cdot S_z - Q \\ R_x = R_z \cdot \operatorname{tg}(\theta - \varphi) \end{cases} \quad (3.15)$$

Powyżej przyjęto następujące oznaczenia:

$W$  – oznacza ciężar bryły odłamu,

$R$  – reakcja w równowadze granicznej na płaszczyźnie ścięcia pod kątem  $\theta$ ,

$S_n, S_s$  – składowe normalna i styczna siły tarcia  $S$  na pionowej powierzchni bocznej.

Wartość parcia efektywnego gruntu:

$$\begin{aligned}
 P_h &= R_x - 2 \cdot S_x = R_z \cdot \operatorname{tg}(\theta - \varphi) - 2 \cdot S_{sx} = (W - 2 \cdot S_{sz} + Q) \cdot \operatorname{tg}(\theta - \varphi) - 2 \cdot S_{sx} = \\
 &= (W + Q) \operatorname{tg}(\theta - \varphi) - 2 S_n \operatorname{tg} \varphi \cdot (\sin \theta + \cos \theta \cdot \operatorname{tg}(\theta - \varphi)) = \\
 &= \left\{ 0,5 \cdot \left[ H^2 \cdot \operatorname{ctg} \theta \cdot L \cdot \gamma - (H - h_w)^2 \cdot \operatorname{ctg} \theta \cdot L \cdot (\gamma - \gamma') \right] + Q \right\} \cdot \operatorname{tg}(\theta - \varphi) - \\
 &- 2 \cdot S_n \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot [\cos(\theta - \varphi) + \sin(\theta - \varphi) \operatorname{tg}(\theta - \varphi)] = \\
 &= \operatorname{tg}(\theta - \varphi) \cdot \left[ 0,5 \cdot \operatorname{ctg} \theta \cdot L \cdot \left( H^2 \cdot \gamma - (H - h_w)^2 \cdot (\gamma - \gamma') \right) + Q \right] - \\
 &- \frac{1}{3} \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{ctg} \theta \cdot [\cos \theta + \sin \theta \cdot \operatorname{tg}(\theta - \varphi)] \cdot \\
 &\cdot \left[ \gamma \cdot h_w^2 \cdot (3H - 2h_w) + (H - h_w)^2 \cdot [3 \cdot \gamma \cdot h_w + \gamma' \cdot (H - h_w)] \right], \text{ [kN]}
 \end{aligned} \tag{3.16}$$

gdzie:

$W$  – ciężar zsuwającego się klina odłamu,

$$W = \left[ H^2 \cdot \operatorname{ctg} \theta \cdot L \cdot \gamma - (H - h_w)^2 \cdot \operatorname{ctg} \theta \cdot L \cdot (\gamma - \gamma') \right] / 2, \text{ [kN]}. \tag{3.17}$$

$S_n$  – składowa normalna wypadkowej siły tarcia na powierzchni bocznej klina odłamu,

$$\begin{aligned}
 S_{n1} &= K \cdot \gamma \cdot \operatorname{ctg} \theta \cdot h_w^2 \cdot (3H - 2h_w) / 6 \\
 &- \text{powyżej ZWG, [kN]}
 \end{aligned} \tag{3.18}$$

oraz

$$\begin{aligned}
 S_{n2} &= K \cdot \operatorname{ctg} \theta \cdot (H - h_w)^2 \cdot [3 \cdot \gamma \cdot h_w + \gamma' \cdot (H - h_w)] / 6 \\
 &- \text{poniżej ZWG, [kN]}.
 \end{aligned} \tag{3.19}$$

$S_s$  – składowa styczna wypadkowej siły tarcia na powierzchni bocznej klina odłamu,

$$S_s = S_n \operatorname{tg} \varphi, \text{ [kN]} \tag{3.20}$$

$S_{sx}, S_{sz}$  – wypadkowa siły tarcia na powierzchni bocznej klina odłamu w kierunkach z, x

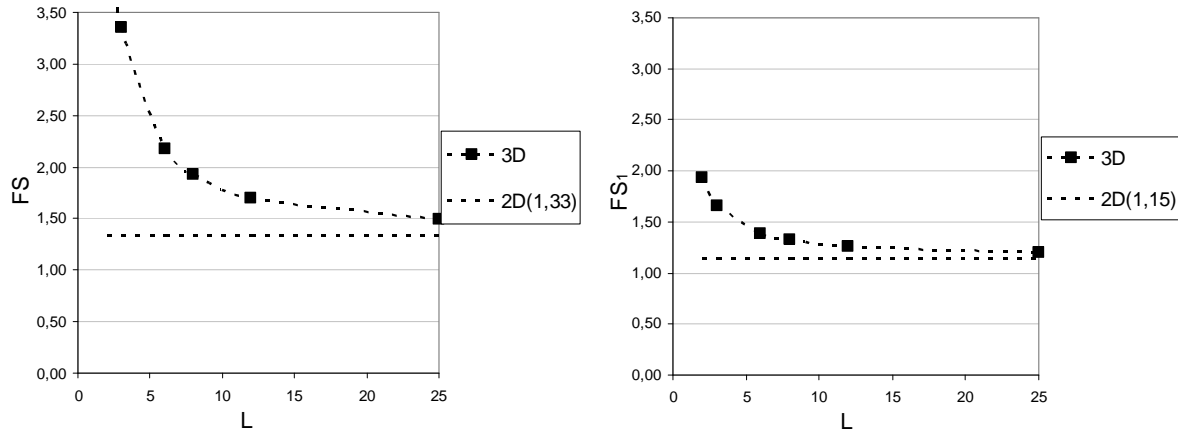
$$S_{sx} = S_s \cos \theta, \text{ [kN]} \tag{3.21}$$

$$S_{sz} = S_s \sin \theta, \text{ [kN]}. \tag{3.22}$$

Jeśli w opisie wyników nie zaznaczono inaczej, wykresy dotyczą typowej szczeliny: 6m długość, 10m głębokość i 1m szerokość, ze zwierciadłem wody gruntowej na głębokości  $h_w = 3\text{m}$  p.p.t. i przy wypadkowym obciążeniu naziomu  $Q = 0\text{kN}$ .

Analiza FS

Przy rosnącej długości szczeliny, analizę wskaźnika stateczności  $FS_I$  przeprowadzono, na podstawie wzoru (3.8) i  $FS$  na podstawie wzoru (3.10) przedstawia rys. 3.14.



Rys. 3.14. Zależność wskaźników stateczności  $FS$  i  $FS_I$  od długości szczeliny  $L$  [m]

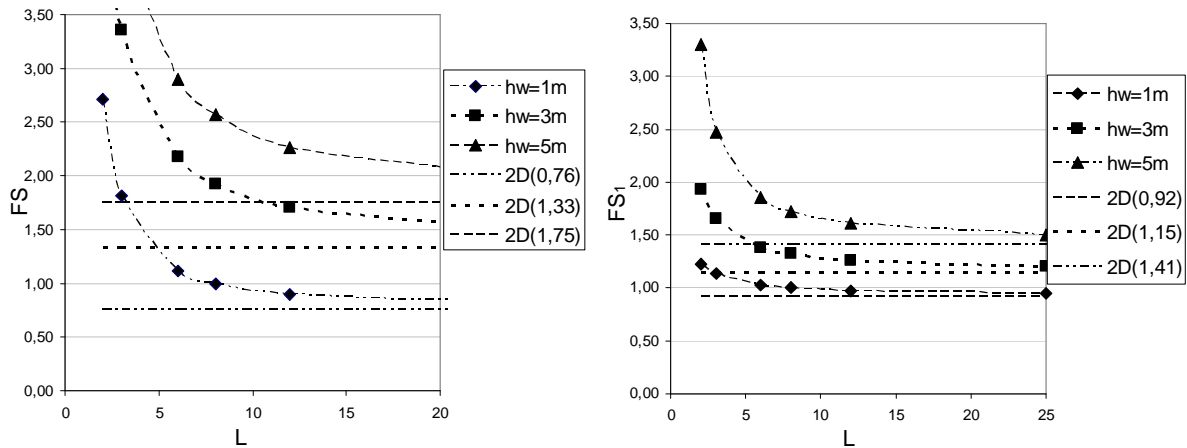
Można zauważyć, że największa zmienność wskaźników  $FS$  i  $FS_I$  zachodzi w zakresie do 6m, czyli w granicach typowo wykonywanych szczelin. W tym zakresie wpływ powierzchni bocznych i sił  $S$  jest najistotniejszy. Krótkie szczeliny o długości poniżej 4m cechują się bardzo dużymi wskaźnikami stateczności. Potwierdza się zbieżność rozwiązania 3D do rozwiązania 2D, które w tym przypadku jest oszacowaniem dolnym ( $FS = 1,33$  oraz  $FS_I = 1,15$ ).

Wpływ położenia zwierciadła wody gruntowej jest bardzo istotny, co obrazuje rys. 3.15. Wpływ ten jest szczególnie istotny, jeśli zwierciadło wody gruntowej występuje w górnej części szczeliny i może być pominięty, jeśli jest ono w okolicach dna szczeliny.

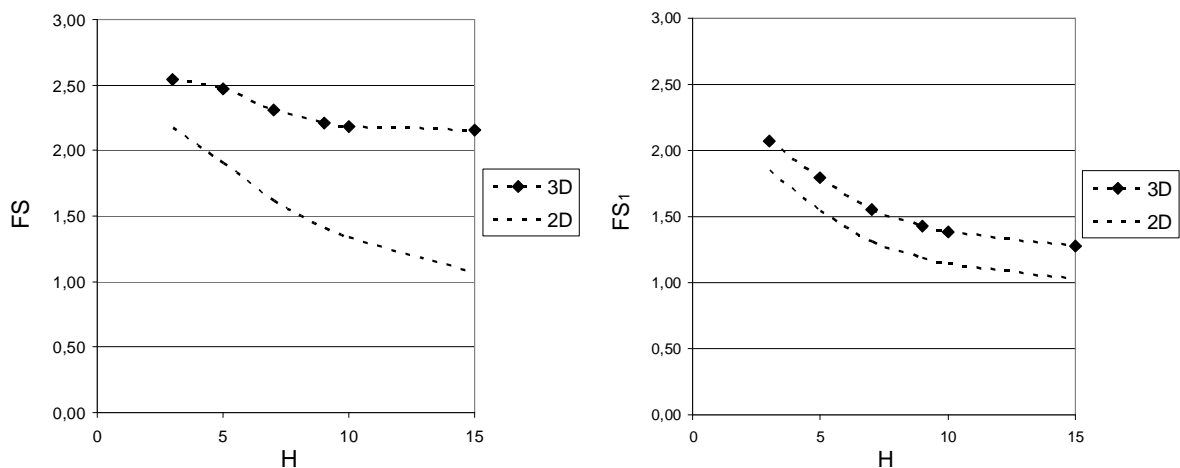
Zwiększająca się głębokość szczeliny – przy niezmiennych innych danych – zmienia proporcje wymiarów szczeliny (smukłość), co skutkuje zmniejszeniem wskaźnika stateczności, rys. 3.16. Nie jest to wynik oczywisty, ponieważ z jednej strony płytkie szczeliny mają małe  $H/L$ , co jest analogią do długich szczelin, a ze wzrostem głębokości szczeliny szybciej rośnie ciężar klina odłamu, niż siły tarcia w gruncie. Z drugiej jednak strony wyraźniejsze są redukcje parcia gruntu na skutek przestrzennej pracy ośrodka. W tym przypadku różnica między wartością wskaźnika stateczności  $FS$  i oszacowaniem dolnym (2D) wynosi dla płytkiej szczeliny ( $H = 3m$ ) 17%, a dla głębokiej ( $H = 15m$ ) 101%. Natomiast różnica między wartością wskaźnika stateczności  $FS_I$ , a oszacowaniem dolnym (2D) wynosi odpowiednio dla płytkiej szczeliny ( $H = 3m$ ) 12%, a dla głębokiej ( $H = 15m$ ) 24%. Różnice wartości między rozwiązaniem 3D, a 2D są większe w przypadku wskaźnika  $FS$ , niż dla  $FS_I$ .



Na podstawie rys. 3.16 można zauważyć, że najistotniejsza dla bezpieczeństwa jest praca gruntu dla małych i średnich głębokości, w tym sensie, że zmiany są najszybsze. Dalsze zwiększanie  $H$  nie zmienia istotnie tego obrazu, co jest zgodne z wynikami przedstawionymi w pracy [84].

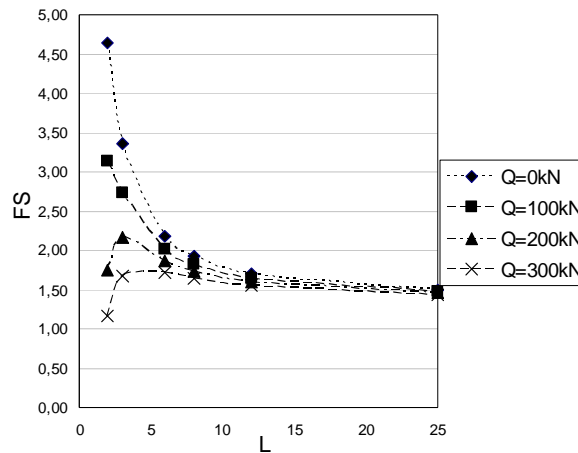


Rys. 3.15. Zależność wartości wskaźnika stateczności  $FS$  i  $FS_I$  od długości szczeliny  $L$  [m] w różnych przypadkach poziomu zwierciadła wody gruntowej  $h_w$  [m]



Rys. 3.16. Zależność wartości wskaźnika stateczności  $FS$  i  $FS_I$  od głębokości szczeliny  $H$  [m]

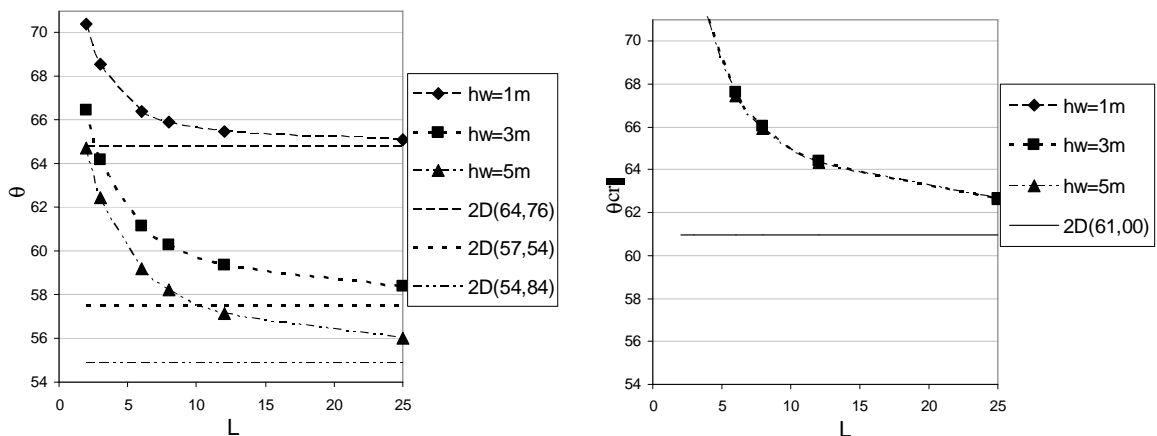
Wpływ obciążenia  $Q$  obok szczeliny (np. pojazdu) szybko maleje ze wzrostem  $L$ , rys. 3.17, na co zapewne wpływa malejący udział procentowy tego obciążenia względem ciężaru klina odłamu  $W$ . „Nietypowe” zachowanie się wykresów dla  $Q = 200\text{kN}$  i  $300\text{kN}$  związane jest z większym procentowym udziałem tego obciążenia w bilansie sił pionowych dla małych klinów odłamu.



Rys. 3.17. Zależność wartości wskaźnika stateczności  $FS$  od długości szczeliny  $L$  [m] w różnych przypadkach obciążenia  $Q$  [kN]

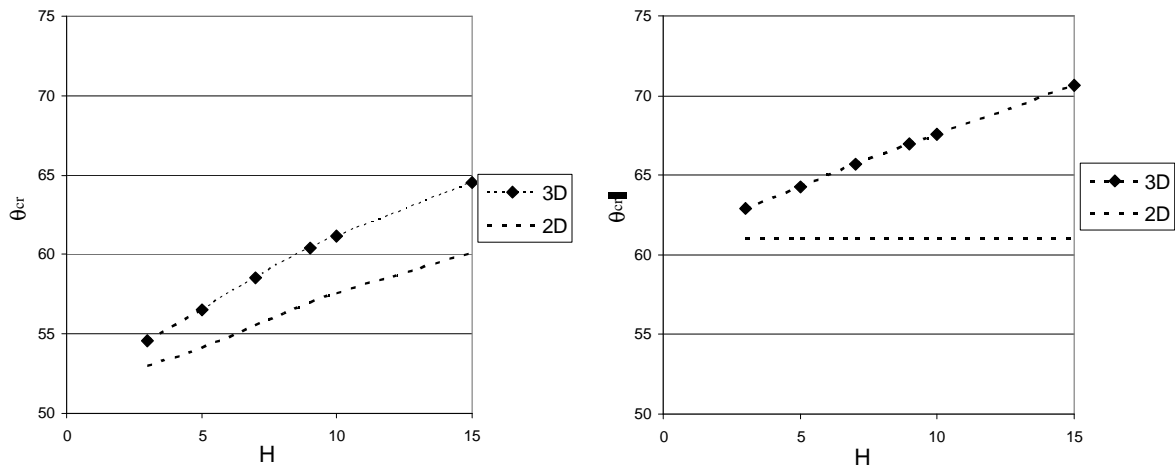
#### Analiza kąta ścięcia $\theta_{cr}$

Kąt maksymalizujący efektywne parcie szkieletu gruntowego jest zmienny i maleje ze wzrostem długości szczeliny  $L$ , rys. 3.18.



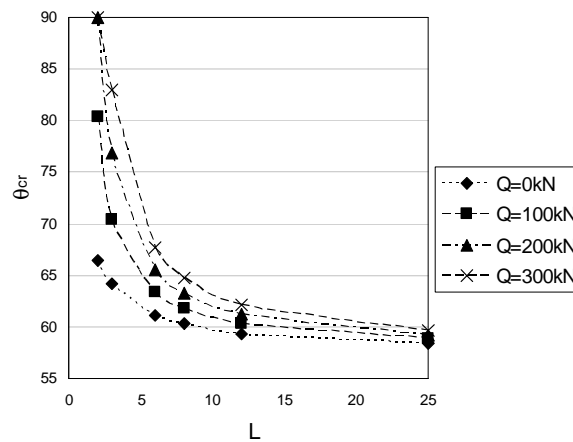
Rys. 3.18. Zależność kąta nachylenia najbardziej niekorzystnej płaszczyzny poślizgu  $\theta_{cr}$  [°] dla  $FS$  oraz  $\theta_{cr1}$  [°] dla  $FS_I$  od długości szczeliny  $L$  [m]

Kolejny przykład na rys. 3.19 przedstawia wzrost nachylenia płaszczyzny ścięcia  $\theta_{cr}$  dla  $FS$  oraz  $\theta_{cr1}$  dla  $FS_I$  w miarę zwiększania głębokości szczeliny, co ma związek z coraz większym udziałem sił tarcia  $S$  w bilansie sił na powierzchniach bocznych klina odłamu. Nawet w przypadku 2D kąt  $\theta_{cr}$  jest tutaj zmienny dla  $FS > 1$ , ponieważ kąt ten jest związany z kątem  $\phi$ , a wskaźnik  $FS$  opiera się na redukcji kąta  $\phi$ .



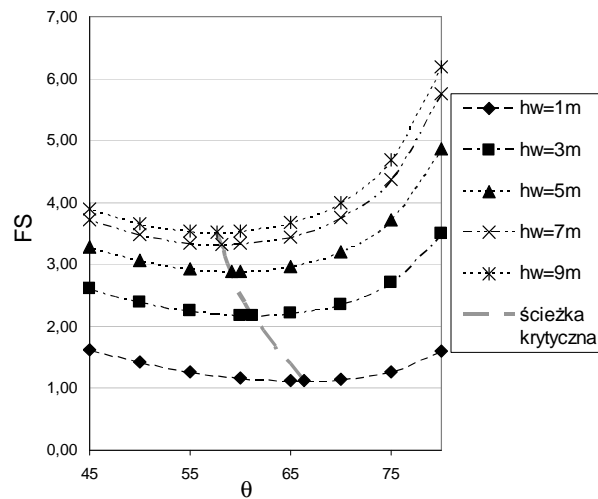
Rys. 3.19 Zależność kąta nachylenia najbardziej niekorzystnej płaszczyzny poślizgu  $\theta$  [°] od głębokości szczeliny  $H$  [m]

Wzrost kąta  $\theta_{cr}$  jest w przybliżeniu proporcjonalny do wzrostu głębokości  $H$ . Obciążenie  $Q$  na naziemie zmienia ten obraz, ale głównie dla małych długości  $L$ , gdy ciężar klina odłamu jest stosunkowo niewielki, rys. 3.20.

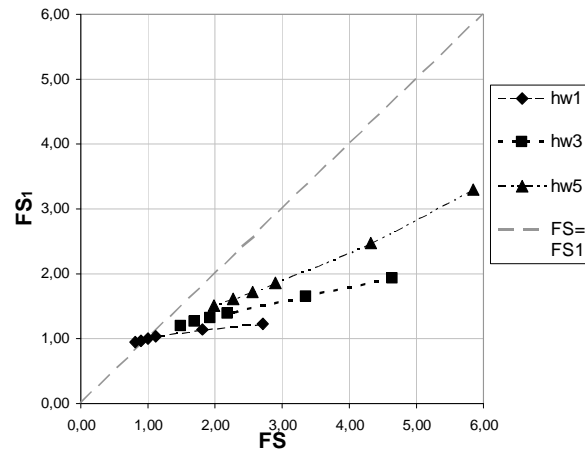


Rys. 3.20. Zależność kąta nachylenia najbardziej niekorzystnej płaszczyzny poślizgu  $\theta_{cr}$  [°] od długości szczeliny  $L$  [m] dla różnych przypadków obciążenia na naziemie  $Q$  [kN]

Podsumowaniem rozważań z niniejszego punktu jest łączna analiza zmienności  $FS$ ,  $h_w$  oraz kąta  $\theta_{cr}$ , przedstawiona na rys. 3.21. występuje najbardziej niekorzystna ścieżka krytyczna, gdzie osiągnęte jest minimum wskaźnika bezpieczeństwa.



Rys. 3.21. Zależność wskaźnika stateczności od wartości kąta  $\theta_{cr}$  dla różnych głębokości poziomów zwierciadła wody gruntowej  $h_w$



Rys. 3.22. Zestawienie wartości  $FS$  oraz  $FS_I$

W sposób systematyczny wartości  $FS_I$  są mniejsze od  $FS$ , za wyjątkiem wartości równych 1 lub zbliżonych, rys. 3.22. Trzy przedstawione linie dotyczą zmiennego poziomu wody  $h_w$ , a na każdej z nich punkty odpowiadają długościom szczeliny  $L = 25, 12, 8, 6, 3, 2$ m (od strony lewej do strony prawej).

## **4. Modelowanie sprężysto–plastyczne zachowania się pionowej szczeliny w gruncie**

### *4.1. Zastosowanie numerycznej analizy sprężysto–plastycznej*

Celem materiału przedstawionego w niniejszym rozdziale jest symulacja numeryczna – z wykorzystaniem profesjonalnych programów komputerowych – procesu wykonywania pionowej szczeliny w gruncie. Wyniki obliczeń posłużą do porównań z uproszczonymi metodami obliczeniowymi przedstawionymi w poprzednim rozdziale.

Analiza numeryczna ośrodka sprężysto–plastycznego daje nieporównanie większe możliwości modelowania zachowania się gruntu i pozwala m.in. na oszacowanie jego przemieszczeń, co ma podstawowe znaczenie w ocenie oddziaływania na obiekty sąsiednie. Jest to niemożliwe w przypadku uproszczonych obliczeń, które wykorzystują jedynie globalną równowagę sił. Drugą najistotniejszą zaletą jest możliwość modelowania zachowania się gruntów niejednorodnych, w których trudno „zgadnąć” właściwą kinematykę zniszczenia, a dolne i górne oszacowania stateczności bywają bardzo rozbieżne. Po trzecie, istnieje możliwość pełnego modelowania lokalnego obciążenia powierzchni terenu przez sąsiadujące fundamenty lub pracujące maszyny. Użyteczną miarą stateczności jest w tym przypadku obserwacja przemieszczeń (lub tempa ich przyrostu) kilku wytypowanych punktów, czyli stan graniczny użytkowalności, a nie nośności. Szczegóły przedstawiono w dalszej części pracy [14].

Po dyskretyzacji obszaru zadania mamy niemal pełną (dla celów praktycznych) informację o naprężeniach i przemieszczeniach każdego punktu w obszarze obliczeniowym, unika się w ten sposób wprowadzania dodatkowych subiektywnych założeń, np. dotyczących kształtu bryły odłamu. W odniesieniu do niniejszej rozprawy główną zaletą jest możliwość modelowania zagadnień przestrzennych, a zasadniczą wadą tych metod jest duża czułość rozwiązań na wahania niektórych parametrów oraz zależność wyników od zastosowanych algorytmów w zakresie obliczeń nieliniowych.

Analizę sprężysto–plastyczną do oceny zachowania się gruntów otaczających szczelinę przedstawili m.in. Ng [48,49,50,51], De Moore [18], Gouvernec [29] oraz Oblozinski [52]. Podejścia te różnią się sposobem prowadzenia obliczeń. Pierwsza grupa adaptuje programy dwuwymiarowe, ze specjalnymi założeniami upraszczającymi. Natomiast druga wykorzystuje programy trójwymiarowe.

Wczesne próby wykorzystania analizy sprężysto–plastycznej dotyczyły zastosowania obliczeń dwuwymiarowych (w płaskim stanie przemieszczenia) ze względu na małe moce obliczeniowe oraz łatwą dostępność takiego oprogramowania [18,49]. Metody te dobrze i bez żadnych adaptacji nadają się do modelowania szczelin „długich” w reprezentatywnych pionowych przekrojach poprzecznych. Szczeliny „krótkie” wymagają innego podejścia. Dwuwymiarowym modelem są poziome przekroje, tak jak dla szczeliny nieskończenie głębokiej, szybu lub chodnika w górotworze (w ostatnim przypadku – po obróceniu do kierunku pionowego). W praktyce konieczne jest założenie, że między „obliczeniowymi plasterkami” na powierzchniach poziomych nie występują naprężenia styczne, co nie odpowiada rzeczywistości. Ponadto, naprężenia pionowe na tych powierzchniach są największymi naprężeniami głównymi o z góry zadawanych wartościach (ciężar nadkładu) i nie każdy program komputerowy 2D ma możliwość wprowadzania takich danych, ponieważ to naprężenie w płaskim stanie odkształcenia wynika ze współczynnika parcia bocznego lub współczynnika Poissona.

Rozwiązanie wykorzystujące program dwuwymiarowy przedstawił De Moor [18]. Wykorzystał on możliwość modelowania płaskiego obszaru w płaszczyźnie poziomej w płaskim stanie naprężenia. Wyniki obliczeń pozwalają na analizę poziomych całkowitych naprężeń, efektu przesklepień oraz wpływu wykonywania sąsiednich paneli. Przeprowadzone obliczenia skonfrontowane zostały z wynikami badań doświadczalnych wykonanych w odpowiednich warunkach gruntowych. Przyjęte w [18] wartości współczynnika rozporu bocznego gruntu przy szczelinie mają zgodną wartość z wartościami zmierzonymi na obiekcie rzeczywistym, tj. zaobserwowano zmniejszenie współczynnika  $K_0$  o około 30%. Nie są to do końca miarodajne dane, ponieważ dotyczą iltu londyńskiego, który jest bardzo specyficznym gruntem, o współczynniku  $K_0 > 1$ . Przykład podobnego zastosowania płaskiego stanu naprężenia został przedstawiony w dalszej części niniejszego rozdziału oraz opublikowany w pracy [13].

Ng i in. [49] zaproponował rozszerzenie zaproponowanych obliczeń o analizę w drugiej, prostopadłej płaszczyźnie przechodzącej przez oś dłuższego boku szczeliny (pionowy przekrój poprzeczny), by przybliżyć efekt trójwymiarowego modelowania. W pierwszym etapie obliczeń powtórzył tok postępowania przedstawiony przez De Moora

[18]. W drugim kroku, dla obszaru gruntu w prostopadłej płaszczyźnie, zadał przemieszczenie gruntu na ścianie szczeliny. Przemieszczenia te są wartością średnią rezultatów uzyskanych w pierwszym etapie obliczeń i stanowią warunek brzegowy. Zmiany naprężeń w gruncie są zdominowane przez dwa mechanizmy: przesklepienia poziome oraz pionowe przekazywanie obciążenia. Obliczenia wykazują, iż przesklepienia prowadzą do poziomej redystrybucji naprężeń, natomiast pionowe przekazywanie obciążeń opiera się w dużym stopniu na przekazywaniu naprężeń stycznych.

Na drodze modelowania sąsiadujących paneli Ng [51] ustalił średnią wartość współczynnika rozporu bocznego  $K_0$ , wykorzystywaną przy zgrubnym oszacowaniu parcia gruntu działającego na ścianę szczelinową. Przedstawione rozwiązanie daje dobre odwzorowanie przestrzennej pracy szczeliny.

Analizę pojedynczej szczeliny w programie 3D, o wymiarach  $4 \times 0,6 \times 15$  m przedstawił Ng w pracy [50], przyjmując identyczny sposób modelowania, jak zaprezentowany w dalszej części niniejszej pracy. Ng zamodelował ćwiartkę zadania przestrzennego (dwie osie symetrii), blokując przemieszczenia na powierzchniach bocznych i na dnie szczeliny. Fazy wykonywania wykopu przedstawił jako „wyjęcie” 3 m warstwy gruntu i zastąpienie jej obciążeniem od zawiesiny, rosnącym z głębokością na ścianach i dnie szczeliny. W końcowej fazie modelowania, obciążenie od zawiesiny zastąpił obciążeniem pochodzącym od świeżego betonu. Sposób przyłożenia obciążenia od mieszanki betonowej jest zgodny z przedstawionym w rozdziale 3.1. Wnioski płynące z pracy [50]: 1/3 redukcji naprężeń jest powodowana przez siły tarcia na „poboczniczy silosu”, a reszta na skutek poziomego przesklepienia. Zasięg wpływu zaburzenia wartości naprężeń pierwotnych to: odległość od ściany szczeliny równa jej głębokości, 1/3 głębokości poniżej jej dna oraz 1/3 szerokości od jej brzegów.

Trójwymiarowy numeryczny model zachowania się układu kilku sąsiednich szczelin, kolejno wykonywanych, a następnie betonowanych, przedstawili Gourvenec [29] oraz Ng [51]. Analiza dotyczy zmian naprężeń oraz wywoływanych przemieszczeń podczas całego procesu realizacji, aż do stwardnienia betonu. Zasadniczym problemem okazało się ustalenie wartości współczynnika rozporu bocznego w toku postępujących prac, tak by przyjąć średnią wartości do wymiarowania samej ściany. Przemieszczenia punktów usytuowanych na ścianie szczeliny oszacowano na maksymalnie 5–7 mm w przypadku przestrzennym oraz 12–25 mm w przypadku płaskim (bardzo długa szczelina).

Do nielicznych prac omawiających zapasy stateczności należy [52], w której obliczenia wskaźnika bezpieczeństwa dokonano za pomocą metody redukcji parametrów wytrzymałościowych ośrodka, tj.  $tg\phi$  dla piasku grubego. Oblozinski i in. przeanalizowali

dwa przypadki. W pierwszej kolejności analizował szczelinę krótką wraz z murkami prowadzącymi. Obliczenia te porównali z wynikami przeprowadzonej następnie analizy, ale dla szczeliny „długiej”. Poziom zwierciadła wody gruntowej był w obu przypadkach równo z poziomem terenu, a ciężar objętościowy zawiesiny wynosił  $10,5\text{kN/m}^3$ . Stateczność, czyli  $FS > 1$  udało się osiągnąć dopiero po podniesieniu poziomu zawiesiny powyżej poziomu terenu (o 0,18m w przypadku przestrzennym  $L=3\text{m}$ , o 1,03 w przypadku płaskim). Autorzy zalecają aby był spełniony warunek  $FS > 1,2$ .

W literaturze [50,72] przedstawione są przedstawiają dwa podejścia do sposobu modelowania numerycznego wpływu wykonania szczeliny oraz procesu betonowania, aż do czasu stwardnienia mieszanki betonowej. Wiadomym jest, iż na tym etapie następują odprężenia otaczającego gruntu, a w konsekwencji obniżenie powierzchni terenu w strefie oddziaływań wykopu. Pierwsze z nich ‘wip’ (wished into place) zakłada redukcję współczynnika rozporu bocznego gruntu zalegającego powyżej dna szczeliny. W efekcie nie dokładanie odwzorowuje zmiany naprężeń poniżej i powyżej dna szczeliny. Jest to możliwe natomiast przy etapowaniu prac podczas całego procesu wykonania ściany szczelinowej – „wim” (wall instalation model) [50]. W pracy zostało wykorzystane do modelowania numerycznego drugie podejście.

#### 4.2. Informacja o wykorzystanych programach komputerowych

Do obliczeń wybrano komercyjne oprogramowanie: sprawdzone i przetestowane, o odpowiednim pre–procesingu, post–procesingu oraz efektywnych algorytmach numerycznych. Ze względu na praktyczne aspekty niniejszej rozprawy i bezpośrednie odniesienie do praktyki geoinżynierskiej właściwym modelem gruntu jest tradycyjny ośrodek sprężysto–plastyczny z warunkiem Coulomba oraz niestowarzyszonym prawem plastycznego płynięcia.

##### FLAC 4.0 (2D) i FLAC 3D

W programie FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) do obliczeń wykorzystywana jest metoda różnic skończonych. Program ten pozwala na symulację współpracy konstrukcji z gruntem oraz zachowanie się samego gruntu. Obszar obliczeniowy jest dzielony na elementy (*zones*), które formują siatkę węzłów, wpisująca się w zadanie obliczeniowe. Każdy lokalny obszar zachowuje się, w odpowiedzi na działające obciążenie oraz zadane warunki brzegowe, zgodnie z przypisanym mu (nieliniowym) modelem gruntowym. Materiał może odkształcać się sprężysto, plastycznie oraz może płynąć



reologicznie. Siatka ulega deformacjom (również dużym) wraz wypełniającym ją materiałem. Program oszczędnie gospodaruje pamięcią operacyjną i stosuje specjalne algorytmy przyspieszające obliczenia [24]. Istnieje opcja automatycznego obliczania wskaźnika stateczności, zwanego FOS (Factor of Safety), który pokrywa się ze wskaźnikiem  $FS$  zdefiniowanym w rozdziale 3, wzór (3.10).

Wadą programu wydaje się być wymagany mały krok czasowy i wymagane duże doświadczenie w ustawianiu opcjonalnych parametrów stabilizujących algorytmy obliczeniowe. Ponieważ FLAC został stworzony specjalnie dla geoinżynierów oraz górników, program oferuje szeroki zasięg możliwości rozwiązania skomplikowanych problemów w mechanice. Wbudowane modele konstytutywne dają możliwość symulacji silnie nieliniowych, nieodwracalnych odpowiedzi gruntu albo podobnych geomateriałów. FLAC posiada również wbudowany wewnętrzny język programowania FISH. Pozwala on na napisanie własnych funkcji rozszerzających działanie FLAC, w tym również tworzenie własnych modeli konstytutywnych [24]. Istnieje wiele innych opcji tego programu (ośrodki wielofazowe, pełzanie materiału, wpływ zmian temperatury itp.), które nie były wykorzystywane w obliczeniach na użytek niniejszej rozprawy.

#### Plaxis 3D Foundation

Jest to nowoczesny pakiet obliczeniowy oparty na metodzie elementów skończonych, ukierunkowany na obliczanie odkształceń i stateczności niezbędnych w geotechnicznej i hydrotechnicznej ocenie posadowienia konstrukcji budowlanych. Plaxis [60] umożliwia symulację przypadków z wykorzystaniem wbudowanych konstytutywnych modeli gruntu do analizy nieliniowych i zależnych od czasu jego zachowań. Dodatkowo możliwa jest analiza hydrostatycznego i niehydrostatycznego ciśnienia wody gruntowej. Plaxis może także być wykorzystywany do modelowania interakcji pomiędzy konstrukcją podziemną i gruntem, z uwzględnieniem wpływu konstrukcji nadziemnej. Praktycznie, program jest najczęściej wykorzystywany do obliczania zabezpieczonych wykopów rozpieranych, kotwionych i wspornikowych, konsolidacji podłoża, obliczeń osiadania powierzchni, deformacji górniczych, efektu wzmocnienia podłoża i nasypów (grunty zbrojone i kotwione) oraz nośności – za pomocą wskaźnika stateczności zwanego  $M_{sf}$ . Sposób określania wartości  $M_{sf}$  pokrywa się ze wskaźnikiem  $FS$  zdefiniowanym w rozdziale 3, wzór (3.10).

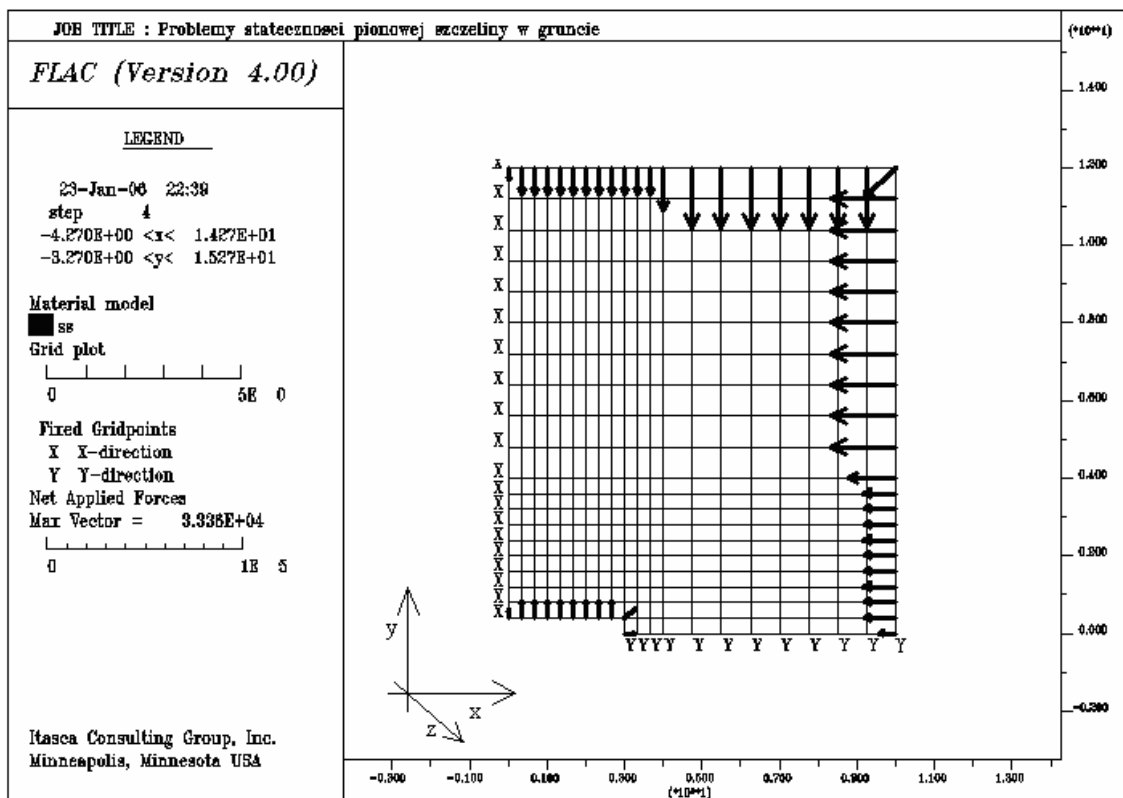
Program Plaxis posiada automatyczną generację siatek (o trochę ograniczonych możliwościach w wersji 3D), dobrze rozwinięte opcje modelowania interfejsów oraz moduły poprawiające zbieżność obliczeń w stanach bezpośrednio poprzedzających uplastycznienie (arc-length control function).

### 4.3. Obliczenia 2D

Obliczenia wykonano za pomocą programu FLAC 4.0.

Ze względu na dwie płaszczyzny symetrii pojedynczej pionowej szczeliny, do analizy przyjęto jedną ćwiartkę szczeliny ( $3 \times 0,5\text{m}$ ), jak na rys. 4.1. Szczelina ma wymiary  $B = 6\text{m}$  oraz  $L = 1\text{m}$ . Otaczający grunt jest izotropowy, ale może być poziomo uwarstwiony. W jednorodnym ośrodku, o parametrach odpowiadających piaskowi średniemu, występuje przewarstwienie słabym gruntem małospoistym w zakresie głębokości od 7m do 8m p.p.t. Zwierciadło wody gruntowej jest ustabilizowane na małej głębokości  $h_w = 1,5\text{m}$  p.p.t, w porach gruntów występuje ciśnienie hydrostatyczne, zakłada się brak przepływu wody. Parametry do obliczeń sprężysto–plastycznych dla modelu Coulomba–Mohra przyjęte są jak w rozdziale 3. Zawarte są w tab. 4.1. Poziom zawiesiny jest równy z poziomem terenu. Ciężar objętościowy zawiesiny wynosi  $\gamma_s = 10,5\text{kN/m}^3$ .

Celem obliczeń jest oszacowanie lokalnych zmian parcia gruntu, głównie w zakresie głębokości 7–8m, gdzie występuje przewarstwienie z gruntu słabego.



Rys. 4.1. Schemat obliczeniowy – przekrój poziomy dla  $\frac{1}{4}$  szczeliny; od środka szczeliny działa stabilizujące ciśnienie  $\sigma_c$  (dolny lewy narożnik)

Tab. 4.1. Parametry warstw gruntowych w modelu sprężysto–plastycznym

Odpowiednik gruntowy	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma'$ kN/m <sup>3</sup>	$K_o$ –	$\phi$ °	$c$ kPa	$\psi$ °	$E$ MPa	$\nu$ [–]
„Piasek średni”	18,5	9,0	0,47	32	0	0	70	0,25
„Piasek gliniasty”	21,0	11,0	0,79	12	15	0	15	0,35

W przypadku płaskim, dla  $L \rightarrow \infty$  w kierunku  $x$ , sytuacja jest oczywista i rozwiązanie Coulomba daje proste wyniki: na granicy warstw na głębokości  $z = 7\text{m}$ , efektywne naprężenia pionowe w szkielecie  $\sigma'_z = 1,5 \cdot 18,5 + 5,5 \cdot 9,0 = 77,25\text{kPa}$  powodują skok efektywnych granicznych naprężeń poziomych od  $\sigma'_a = K_{a1} \cdot \sigma'_z = 23,7\text{kPa}$  dla „piasku średniego” (na głębokości  $z = 7-0$ ) do  $\sigma'_a = K_{a2} \cdot \sigma'_z - 2c \cdot \sqrt{K_{a2}} = 26,4\text{kPa}$  dla „piasku gliniastego” (na głębokości  $z = 7+0$ ). Analogicznie na spągu słabego przewarstwienia  $z = 8 \pm 0\text{m}$ .

Wyniki otrzymanych rozwiązań przedstawiono w tab. 4.2, gdzie  $\sigma'_a$  oznacza parcie czynne wg Coulomba (do porównań z przypadkiem dwuwymiarowym).

Symbol  $\sigma'_y = \sigma'_x = K_o \cdot \sigma'_z$  oznacza efektywne naprężenia geostatyczne przed wykonaniem szczeliny (również przyjęte w „dużej” odległości od szczeliny po jej wykonaniu, rys. 4.1), natomiast  $\sigma_c$  jest minimalnym wymaganym rozparem od strony szczeliny, który gwarantuje stateczność ścianek szczeliny na danej głębokości. Wartości graniczne  $\sigma_c$  oszacowano zmniejszając stopniowo ciśnienia podtrzymujące w szczelinie – od wartości pierwotnej  $\sigma'_y = \sigma'_x = K_o \cdot \sigma'_z$ , do utraty stateczności ustalonych „reperów” na powierzchni ściany szczeliny. Otrzymane wartości naprężeń na różnych głębokościach przedstawiono w tabeli 4.2.

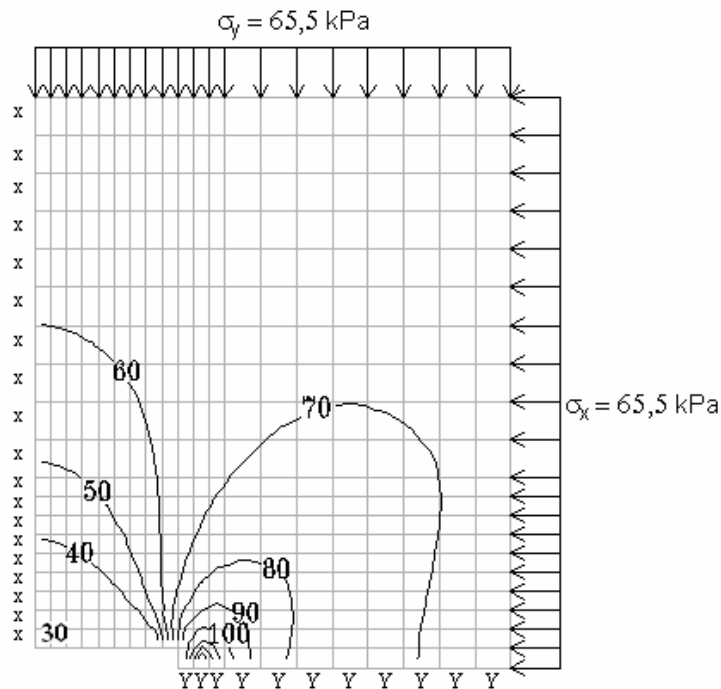
Tab. 4.2. Otrzymane wartości naprężeń na różnych głębokościach

Głębokość $z$ m	$\sigma_w$ kPa	$\sigma'_z$ kPa	$\sigma'_y = \sigma'_x$ kPa	$\sigma'_a$ kPa	$\sigma_c$ kPa
0	—	0	0	0	0
1,5	0	27,75	13,0	8,6	8,4
6,95~7-0	54,5	76,80	36,1	23,8	23,1
7,05~7+0	55,5	77,80	61,6	26,7	26,2
7,5	60,0	82,75	65,5	30,0	30,0
7,95~8-0	64,5	87,70	69,5	33,2	32,7
8,05~8+0	65,5	88,70	41,7	27,4	26,7
10	85,0	106,25	49,9	32,6	31,9

Jak widać w tab. 4.2, parcie graniczne  $\sigma_c$  jest tylko niewiele mniejsze od parcia coulombowskiego  $\sigma'_a$  (przypadek 2D). Natomiast oba parcia są wyraźnie mniejsze od parcia spoczynkowego  $\sigma'_y = \sigma'_x = K_o \cdot \sigma'_z$ . Parcie wody gruntowej jest pominięte przy porównaniu

parcia  $\sigma_c$  z  $\sigma'_a$ , np.  $\sigma_w = 60,0 \text{ kPa}$  na głębokości 7,5m. Różnica wartości jest zaskakująco mała, poniżej 5%, co oznacza, że nie tylko odprężenie poziome jest istotne, ale również kinematyka ruchu, czyli przemieszczenia pionowe. Słusznie więc Ng [49] traktuje obliczenia dla poziomej warstewki jedynie wstępnie, a dopiero wykonywane w drugiej fazie obliczenia w pionowej płaszczyźnie jako dające realne rezultaty.

Efekt przesklepień – zmniejszenie przy szczelinie naprężeń  $\sigma_y$  prostopadłych do szczeliny oraz zwiększenie tych naprężeń lokalnie poza szczeliną – można zaobserwować na rys. 4.2, na którym zewnętrzne obciążenie obszaru stanowią  $\sigma'_y = \sigma'_x = 65,5 \text{ kPa}$ . Jak pokazuje tab. 4.2, zmniejszenie naprężeń  $\sigma_c$  w stosunku do  $\sigma'_y = \sigma'_x$  jest duże, ale zmniejszenie to jest niewielkie w stosunku do parcia coulombowskiego  $\sigma'_a$ .



Rys. 4.2 Przesklepienie w otoczeniu szczeliny na głębokości 7,5m – naprężenia poziome  $\sigma_y$  od środka szczeliny działa stabilizujące ciśnienie  $\sigma_c$  (dolny lewy narożnik)

Nie jest możliwe pełne modelowanie zagadnienia 3D za pomocą algorytmów 2D, ale program FLAC 4.0 dla tzw. płaskiego stanu naprężenia (z możliwością zadawania dowolnego pionowego naprężenia  $\sigma_z$  w kierunku prostopadłym do rozpatrywanej płaszczyzny) stwarza możliwości przybliżenia stanu 3D dla górnej i środkowej sekcji pionowej szczeliny w gruncie.

Otrzymane wyniki wskazują, że stwierdzany praktycznie efekt redukcji parcia gruntu na zawieszinę – w stosunku do rozwiązania Coulomba 2D – raczej w małym stopniu wynika z mechanizmów odprężeniowych typu „poziome sklepienie ciśnień”. A zatem zmniejszone

parcia gruntu na szczelinę są związane bardziej z przesklepieniami w płaszczyźnie pionowej i tarciami silosowym. Możliwy jest też redukujący wpływ naprężeń stycznych  $\tau$  w płaszczyznach poziomych, których przedstawiony sposób obliczeń nie uwzględnia.

Obecność soczewki lub przewarstwienia gruntu słabego zwiększa zagrożenie lokalną utratą stateczności ściany szczeliny, w stopniu zbliżonym do analogicznej sytuacji 2D w rozwiązaniu Coulomba.

Widoczne jest, że zaproponowane przez Nga [49] rozwiązanie dwuetapowe z użyciem modeli 2D jest dość skomplikowane, wykorzystuje sztuczny podział na analizę ruchu poziomego i pionowego, który jest subiektywny. W takim przypadku lepiej jest zastosować pełne modelowanie z użyciem specjalistycznych programów 3D, które pozwala na prawidłową ocenę pola deformacji, kinematyki zniszczenia i wymaganego parcia zawiesiny.

#### 4.4. Obliczenia 3D

##### Warunki gruntowo-wodne

Ośrodek gruntowy przyjęto jako izotropowy, uwzględniając przewarstwienia, bądź soczewki słabszego gruntu. W przykładach analizowano zmienną wysokość swobodnego zwierciadła wody gruntowej. Jeśli w opisie wyników nie zaznaczono inaczej, wykresy dotyczą dosyć reprezentatywnej szczeliny: długość – 6m, głębokość – 10m i szerokość – 1m, z poziomem wody gruntowej na głębokości  $h_w = 2\text{m}$  p.p.t., ze zwierciadłem zawiesiny w poziomie terenu i bez wypadkowego obciążenia naziomu ( $Q = 0\text{kN}$ ).

##### Parametry geotechniczne

Parametry do obliczeń sprężysto-plastycznych dla modelu Coulomba–Mohra i niestowarzyszonego prawa plastycznego płynięcia (kąta dylatacji  $\psi = 0^\circ$ ) zawiera tab. 4.1.

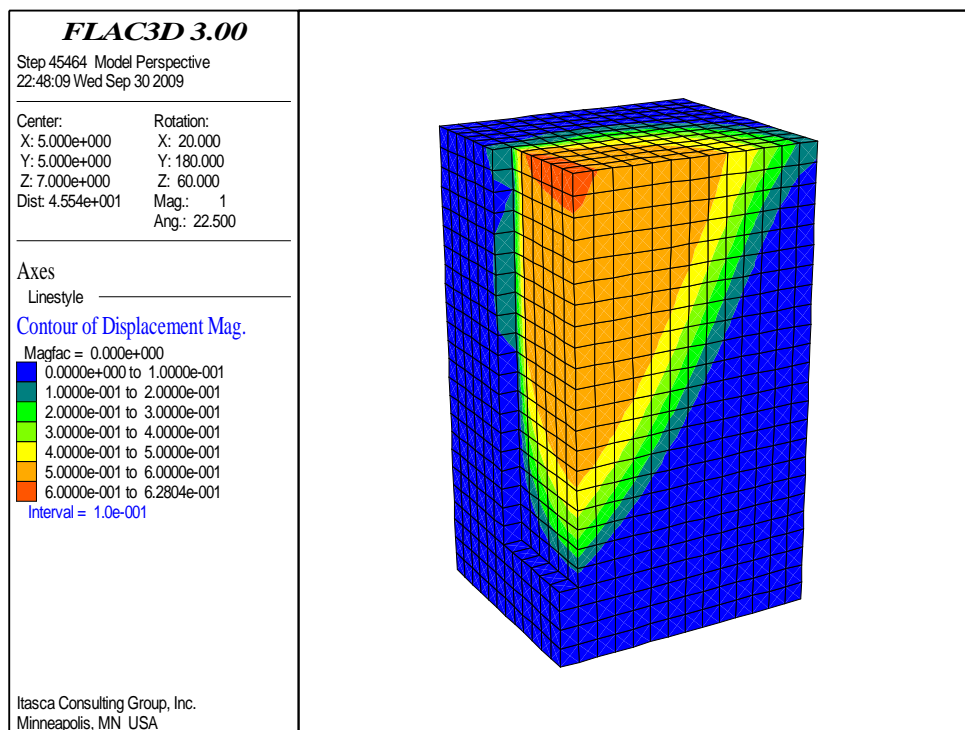
Ciężar zawiesiny wynosi  $\gamma_s = 10,5\text{kN/m}^3$ .

##### Dyskretyzacja obszaru

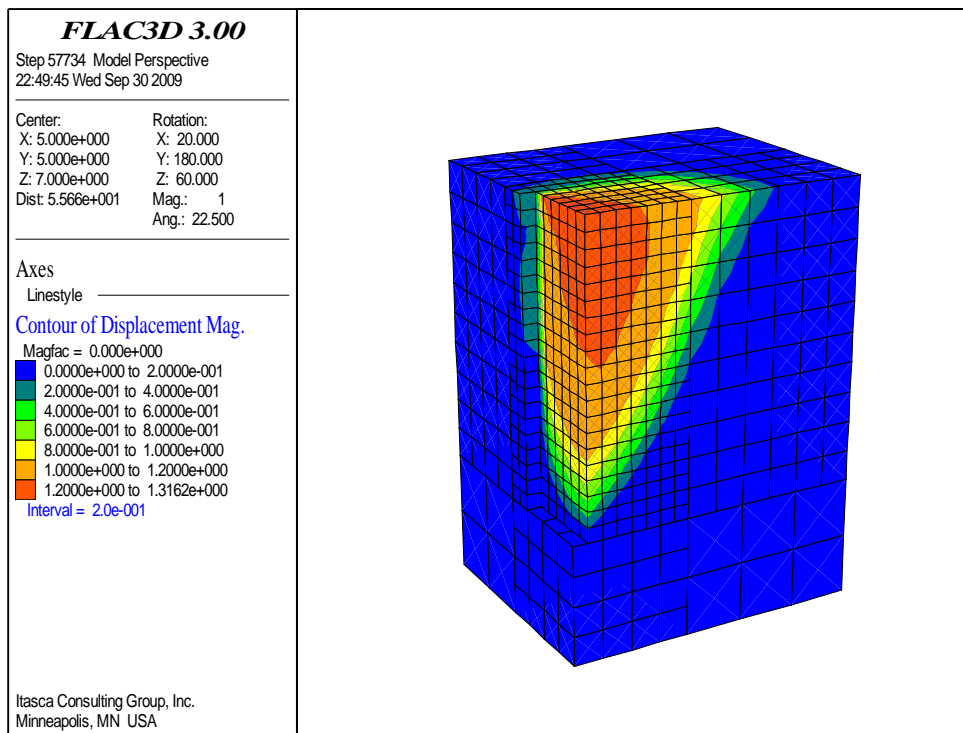
Do dyskretyzacji obszaru wykorzystano podwójną symetrię kształtu. Modelowano ćwiartkę z rozpatrywanego zadania, przy wykorzystaniu dwóch płaszczyzn symetrii, przechodzących przez środek dłuższego i krótszego boku szczeliny. Na pionowe powierzchnie powstałej bryły nałożono warunki brzegowe w postaci tzw. łyżw,

pozwalających tylko na pionowe przemieszczenia. W podstawie bryły zablokowano przemieszczenia we wszystkich kierunkach. Powierzchnia terenu pozostaje swobodna.

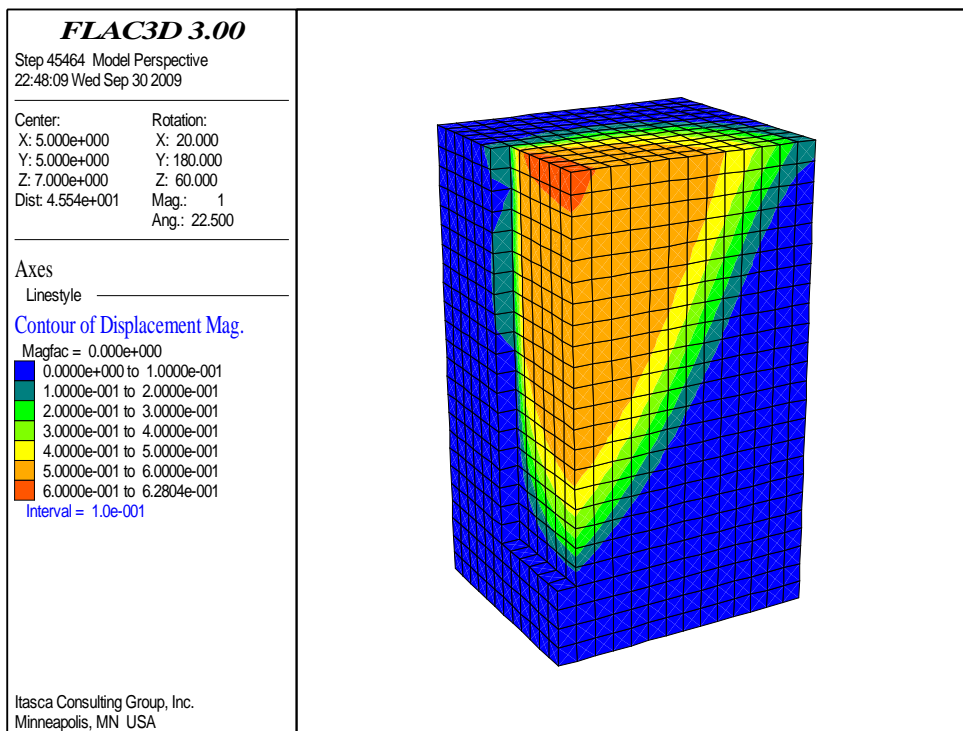
Na wstępie przebadano wrażliwość układu na wielkości modelowanego obszaru w stosunku do wielkości szczeliny. Przyjęto trzy bloki o różniących się między sobą wymiarach (zmieniał się stosunek wymiarów szczelina/bryła): od  $6 \times 7 \times 12$  m (rys. 4.3 i rys. 4.6) do  $12 \times 14 \times 16$  m (rys. 4.5 i rys. 4.8). Ostatecznie przyjęto wymiary bloku  $8 \times 10 \times 14$  m (rys. 4.4 i rys. 4.8) jako pozwalające na wyeliminowanie efektu wpływu brzegu, a przy tym nie powiększające nadmiernie rozmiaru zadania. Przyjęte wymiary zewnętrzne bryły skracają czas obliczeń, bez znaczącego wpływu na dokładność wyników. Rysunki dotyczą zarówno programu FLAC 3D, jak i Plaxis 3D.



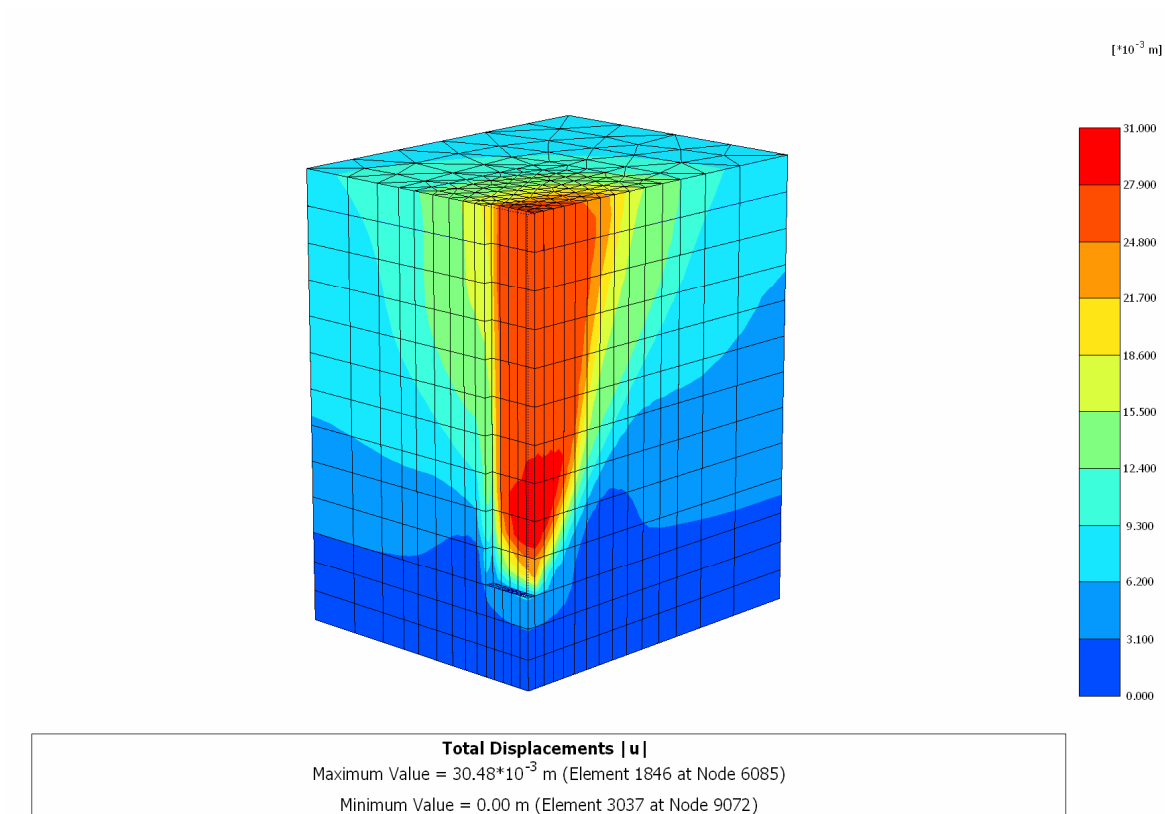
Rys. 4.3. Przemieszczenia przy utracie stateczności dla bloku o wymiarach  $6 \times 7 \times 12$  m (FLAC 3D)



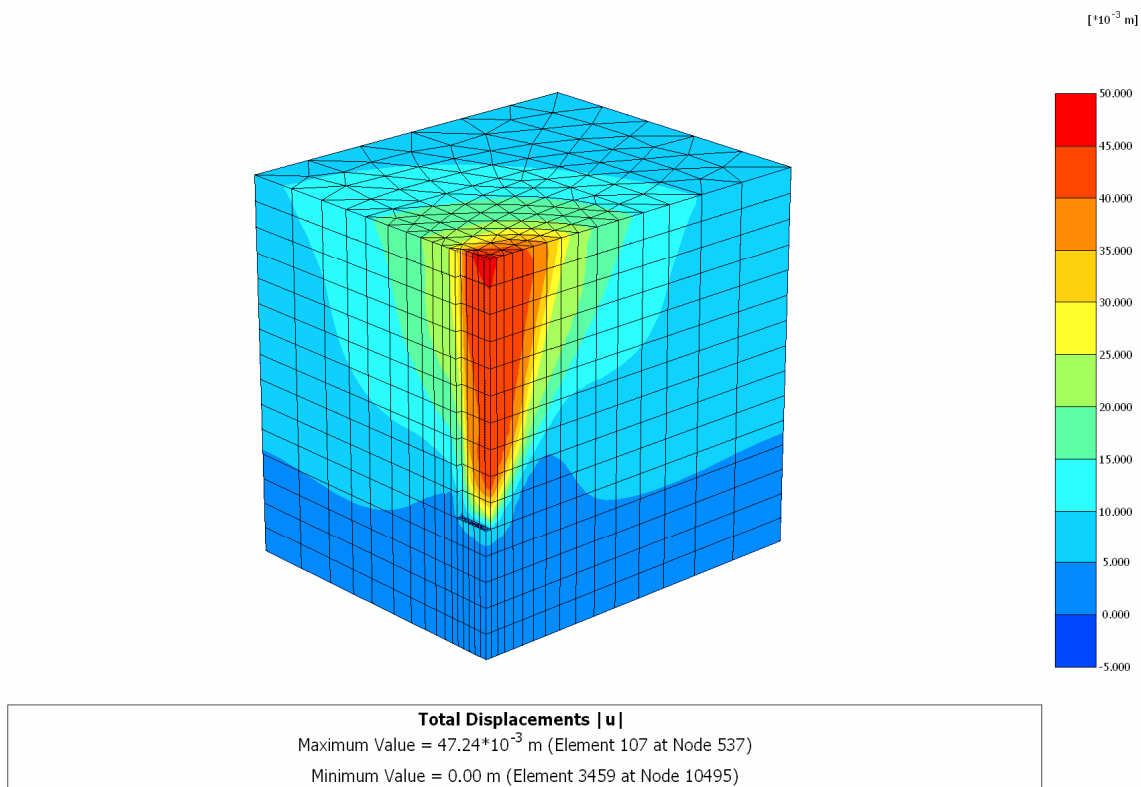
Rys. 4.4. Przemieszczenia przy utracie stateczności dla bloku o wymiarach 8×10×14m (FLAC 3D)



Rys. 4.5. Przemieszczenia przy utracie stateczności dla bloku o wymiarach 12×14×16m (FLAC 3D)

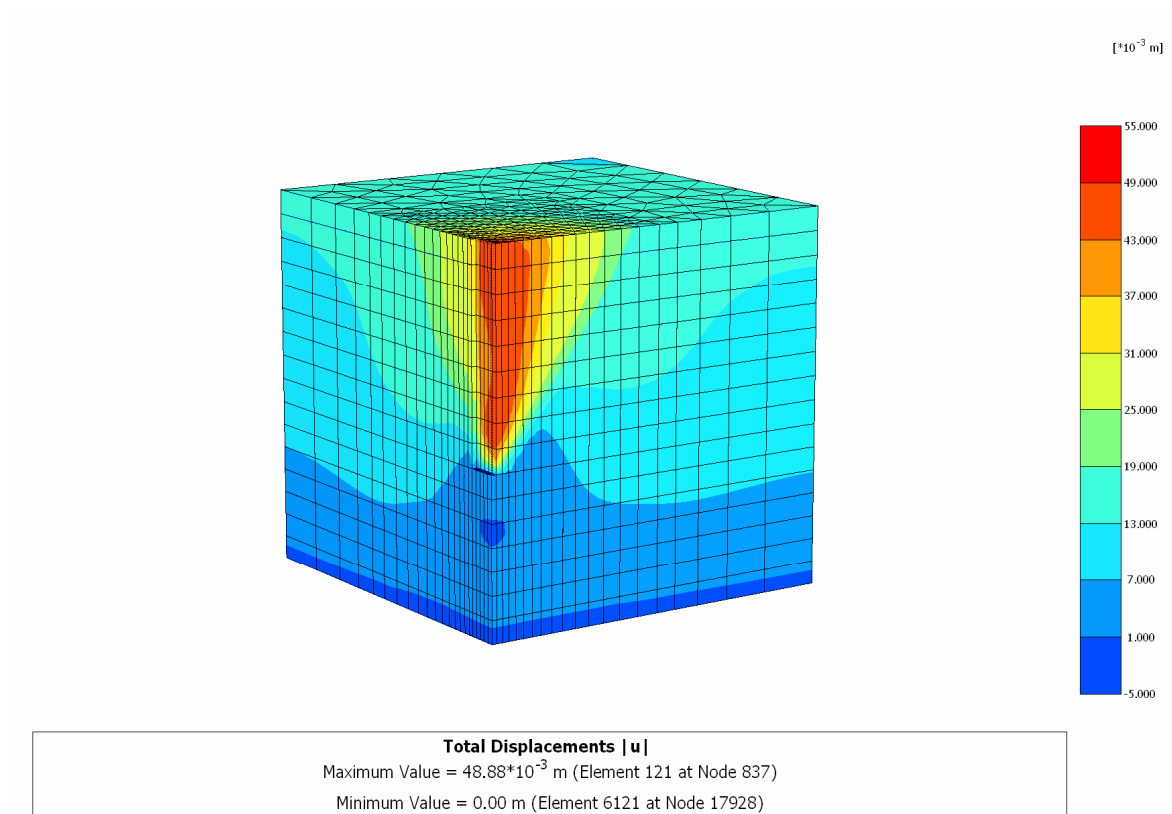


Rys. 4.6. Przemieszczenia przy utracie stateczności dla bloku o wymiarach  $6 \times 7 \times 12$  m (Plaxis 3D)

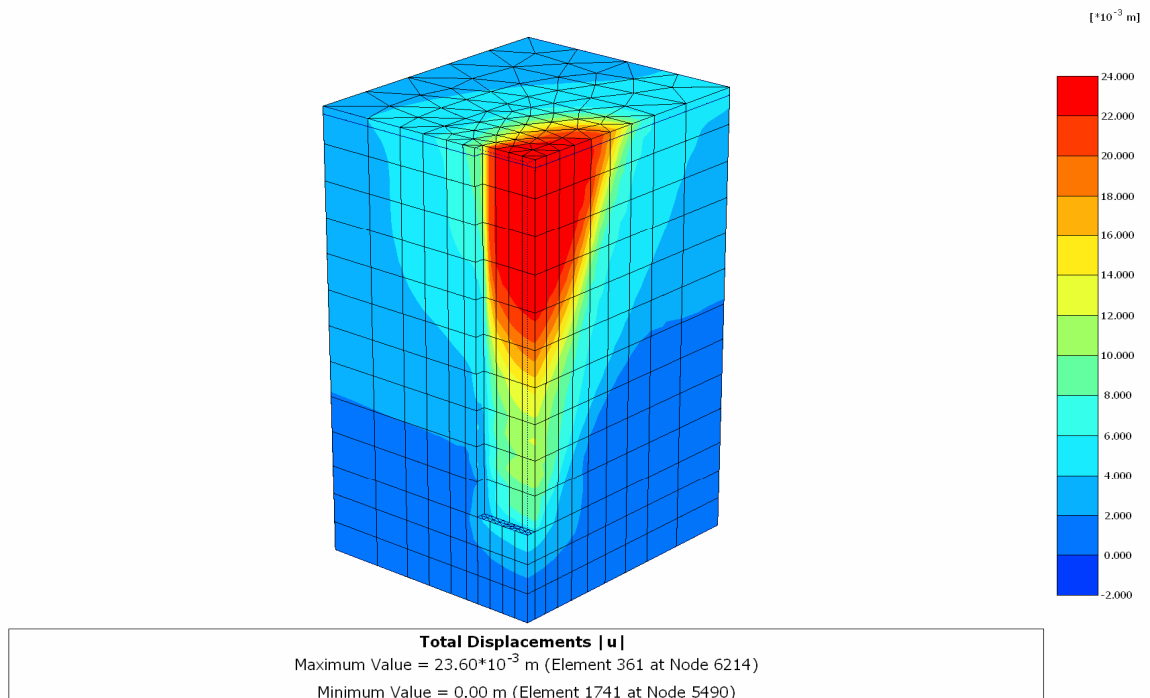


Rys. 4.7. Przemieszczenia przy utracie stateczności dla bloku o wymiarach  $8 \times 10 \times 14$  m (Plaxis 3D)





Rys. 4.8. Przemieszczenia przy utracie stateczności dla bloku o wymiarach 12×14×16m (Plaxis 3D)

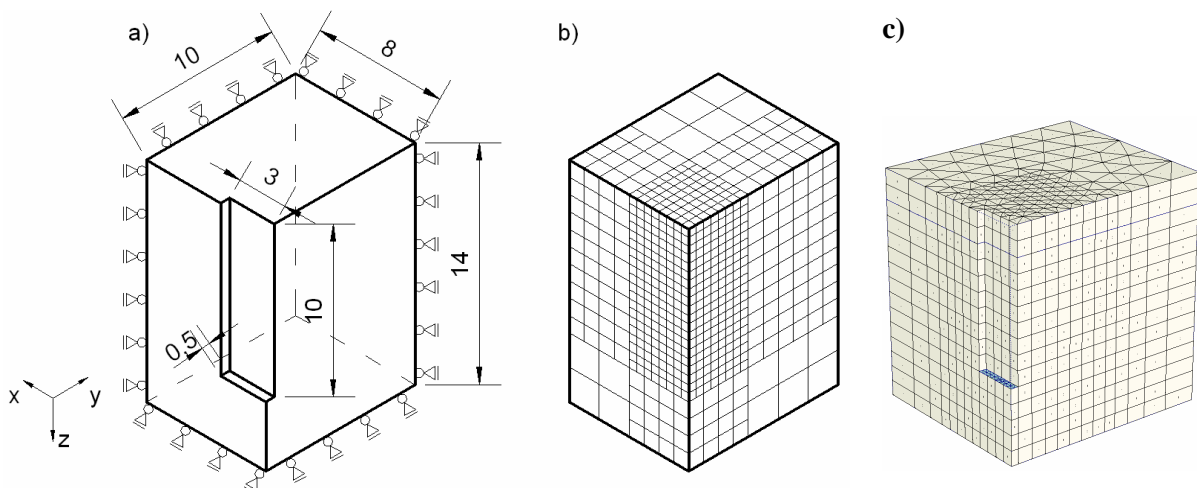


Rys. 4.9. Przemieszczenia wypadkowe dla szczeliny o głębokości 20m przy zwierciadle wody gruntowej  $h_w = 1$ m, podczas umownej utracie stateczności (Plaxis 3D)

Do obliczeń przyjęto pionową szczelinę o wymiarach 0,5×3×10m (rzeczywiste wymiary to 1x6x10m) w narożu zdefiniowanego obszaru gruntu. Jak widać na rys. 4.9,

dla szczelin o większych głębokościach podstawa bryły odprężonej nie sięga dna szczeliny. W takich przypadkach utrata stateczności szczeliny nastąpiłaby zatem na wcześniejszym etapie jej wykonywania. Głębokość szczeliny – po przekroczeniu „dużych” głębokości – nie wpływa już znacząco na jej bezpieczeństwo.

Następnie zbadano wrażliwość układu na gęstość siatki i wielkość jej oczka. Ze względu na różne metody obliczeniowe wykorzystywanych programów komputerowych rozpatrzono dwa sposoby dyskretyzacji siatki. W programie FLAC przyjęto kolejno oczka o wymiarach 1m, 0,5m oraz 0,125m. Podczas obliczeń zaobserwowano: znaczny wzrost długości czasu obliczeń przy podwojeniu zagęszczenia i wygładzenie wyników, ale zmniejszenie wymiaru oczka znacznie poniżej 0,5m powodowało błędy numeryczne. Ostatecznie przyjęto siatkę o wymiarze oczka 0,5m wraz z zwiększeniem rozmiaru oczek do 2m we wszystkich narożach, oprócz tego, w którym modelowana była szczelina, rys. 4.10.b). W programie Plaxis wykorzystano automatyczną generację siatek. Przeprowadzono też automatyczną generację dogęszczania siatek obszarach w szczególności istotnych dla modelowania zachowania się ośrodka. Przyjęto siatkę jak na rys. 4.10.c).



Rys. 4.10. Schemat statyczny: a) wymiary w metrach obszaru obliczeń i utwierdzenie brzozy, b) dyskretyzacja w metodzie różnic skończonych (FLAC 3D), c) dyskretyzacja w metodzie elementów skończonych (Plaxis 3D)

### Metodyka obliczeń

W obu programach, FLAC 3D oraz Plaxis 3D, proces głębinienia szczeliny modelowano poprzez kolejno usuwane warstwy gruntu o miąższości jednego metra. Parcie hydrostatyczne zawiesziny przyjęto jako rosnące z głębokością obciążenie zewnętrzne, wiotkie, przyłożone prostopadle do ścian oraz dna szczeliny. Nie uwzględniono sił ssania, powstających podczas podnoszenia czerpaka z urobkiem: według [37] siły te nie mają istotnego wpływu, jeśli długość czerpaka jest 2–3 krotnie mniejsza od długości szczeliny. Nie uwzględniono

generowania zmian ciśnienia porowego, zakładając wystarczająco dobre warunki drenażu, ani mieszania się cieczy i ich przepływu. Założono, że na ścianach i dnie szczeliny nie ma kontaktu hydraulicznego między zawiesiną, a wodą gruntową. Poziom zwierciadła zawiesiny jest równy z poziomem terenu. W obliczeniach pominięto efekt naskórkowy typu „filter cake” – zwiększający, choć w bardzo małym stopniu, lokalną wytrzymałość gruntu przy ścianie szczeliny, ale uwzględniono obecność tej cienkiej warstwy jako przegrodę uniemożliwiającą odpływ zawiesiny do gruntu. Przyjęte założenia szczegółowo przedyskutowano w rozdziale 3.

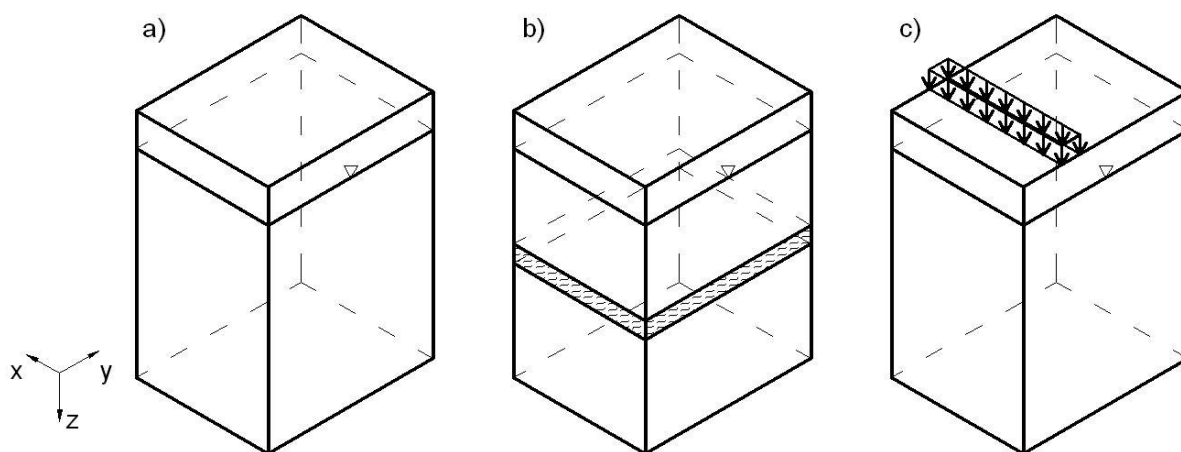
W programie FLAC 3D w przypadku obecności wody gruntowej, jej ciśnienie hydrostatyczne było odejmowane od parcia zawiesiny, czyli przykładano zredukowane obciążenie zewnętrzne na ściany i dno szczeliny w celu zrównoważenia efektywnych naprężeń w szkielecie gruntowym.

Kryterium pozwalającym na określenie umownej utraty stateczności był „nagły” przyrost przemieszczeń reprezentatywnych punktów na ścianie szczeliny. Punkty te wybrano w płaszczyźnie symetrii szczeliny, przechodzącej przez dłuższy bok. W miejscach tych spodziewano się największych przemieszczeń.

#### Schematy obliczeniowe

Do obliczeń przyjęto następujące schematy warunków gruntowo-wodnych:

- a) grunt jednorodny, z wodą gruntową ustabilizowaną na poziomie: 0,5m, 1m, 1,5m, 2m, 2,5m oraz 3m poniżej poziomu terenu, rys. 4.11.a,
- b) ośrodek z poziomym przewarstwieniem o grubości 1m, na głębokości 4m, 6m, 7m oraz 8m, z wodą gruntową na poziomie 2m poniżej poziomu terenu, rys. 4.11.b,
- c) grunt jednorodny, z wodą gruntową ustabilizowaną na poziomie 2m poniżej poziomu terenu z obciążeniem na powierzchni terenu w postaci ławy lub stopy, modelujące pracę maszyny roboczej, rys. 4.11.c,
- d) grunt jednorodny, z wodą gruntową ustabilizowaną na poziomie 2m poniżej poziomu terenu ze zwierciadłem zawiesiny w poziomie 0,5m, 1m oraz 1,5m poniżej poziomu terenu.



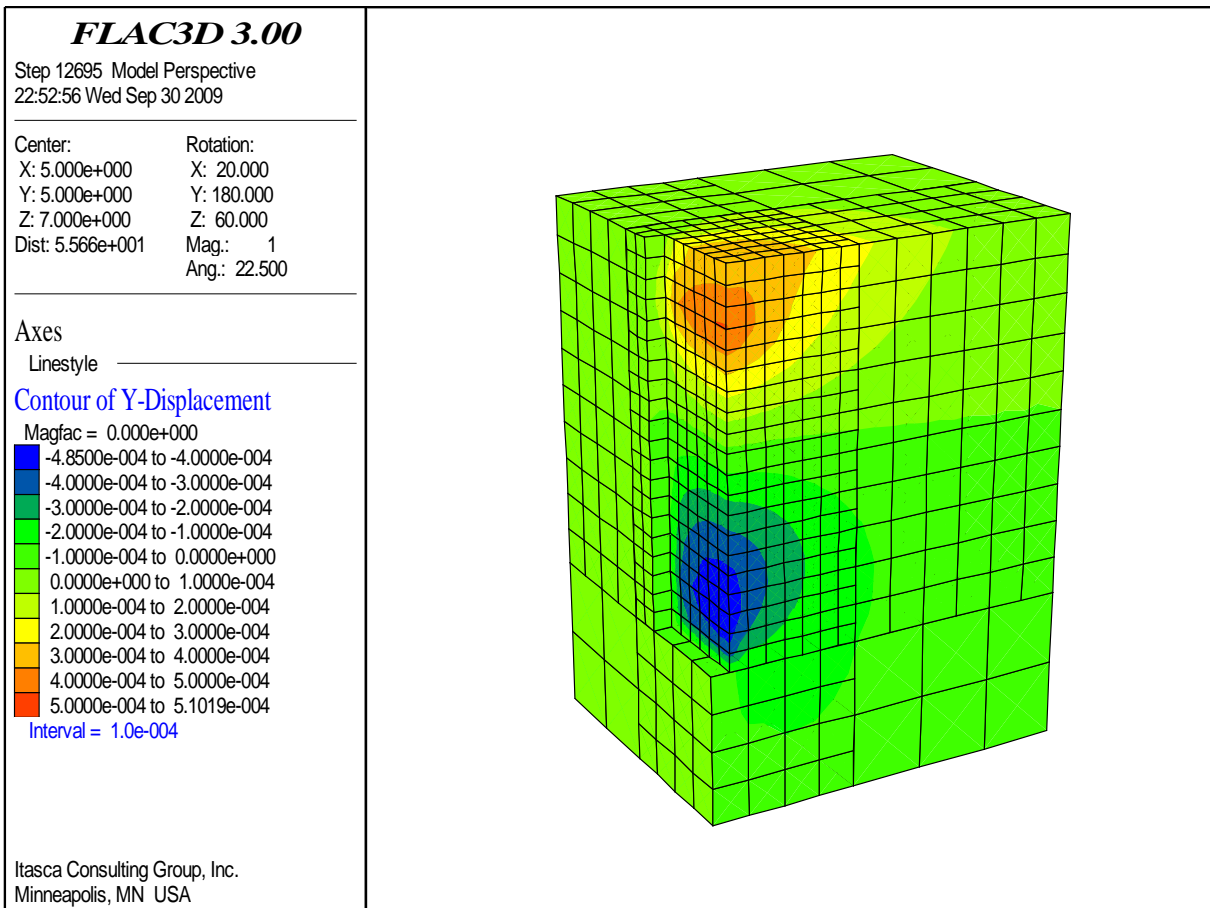
Rys. 4.11. Schematy warunków gruntowo-wodnych przyjęte do obliczeń

### Kinematyka odprężonej bryły gruntu

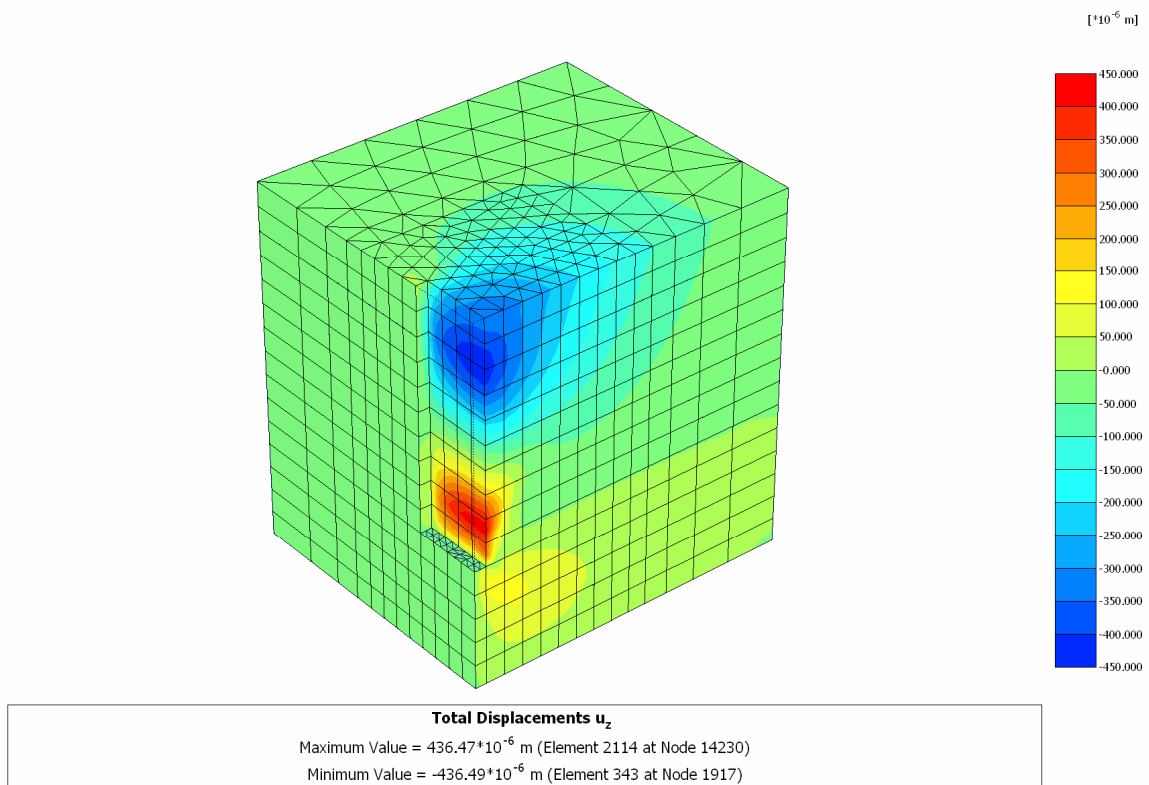
Obliczenia sprężysto-plastyczne nie wykazują wyraźnej bryły odłamu, tj. nieciągłości pola przemieszczeń, a zatem zamiast określenia bryły odłamu właściwsze jest mówienie o „odprężonej bryle gruntu”. Na rys. 4.12 i rys. 4.13 przedstawiono przemieszczenia w kierunku  $y$  (prostopadły do dłuższego boku szczeliny), po wykonaniu szczeliny o głębokości 10m; w górnej części następuje przemieszczanie się gruntu od szczeliny w stronę gruntu, a poniżej w kierunku odwrotnym, tj. do wnętrza szczeliny. Wpływa na to obecność zwierciadła wody gruntowej, która zmniejsza skuteczność rozporu szczeliny przez zawiesinę. Należy zwrócić uwagę, że stwierdzone wartości przemieszczeń są bardzo małe i mają charakter odprężeń ośrodka – w dużej mierze w zakresie sprężystym.

Na rys. 4.13 i rys. 4.15 prezentowane są przemieszczenia wypadkowe, po wykonaniu szczeliny o głębokości 10m. Widoczny jest wpływ warstwy słabszej, zlokalizowanej w dolnej części szczeliny: warstwa ta jest „wyciskana” do szczeliny. W jej rejonie przemieszczenia są największe, dominują przemieszczenia w kierunku do szczeliny (kierunek  $x$  i  $y$ ).

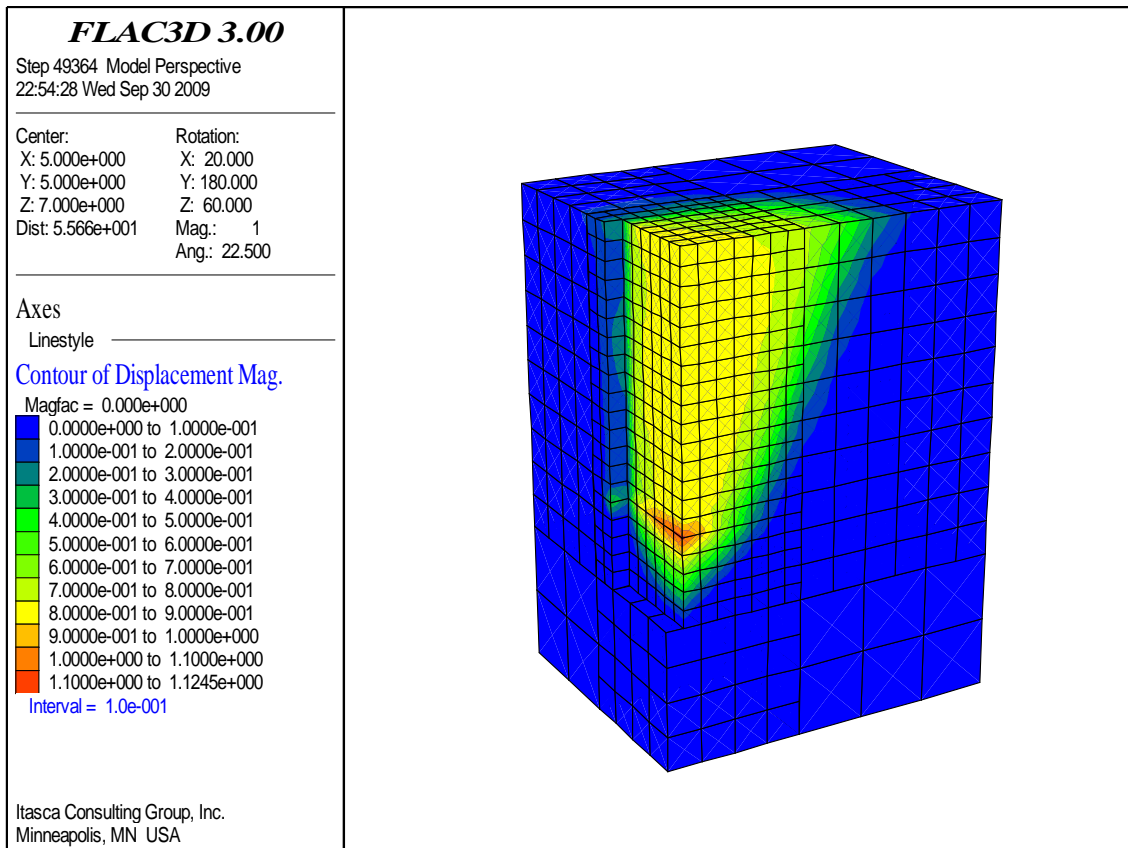
Podkreślenia wymaga duża zgodność wyników obliczeń otrzymanych za pomocą dwóch zupełnie odmiennych algorytmów numerycznych.



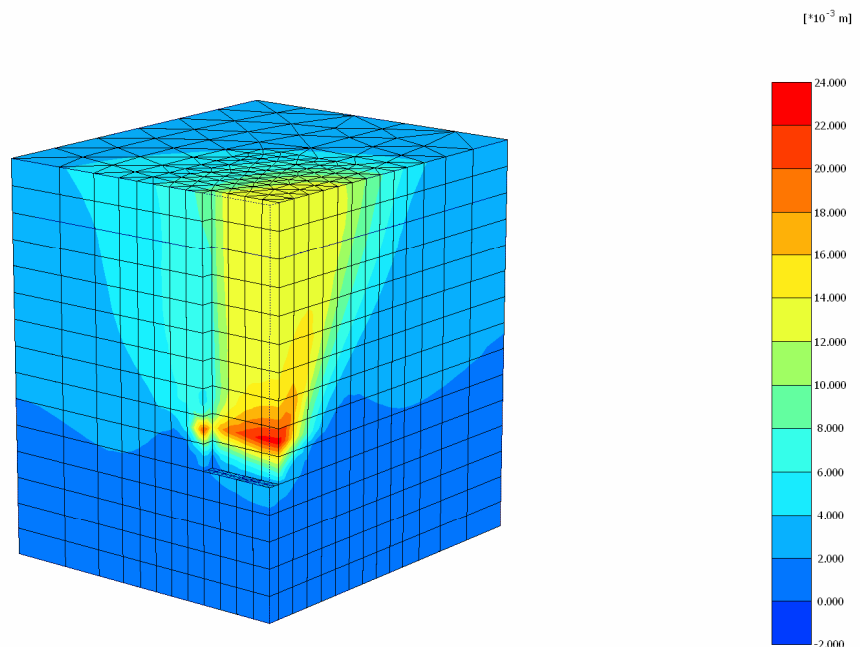
Rys. 4.12. Przemieszczenia w kierunku y po wykonaniu szczeliny [m] (FLAC 3D)



Rys. 4.13. Przemieszczenia w kierunku y po wykonaniu szczeliny [m] (Plaxis 3D)



Rys. 4.14. Przemieszczenia wypadkowe [m] przy umownej utracie stateczności w przypadku słabej warstwy gruntu o miąższości 1m na głębokości 7m (FLAC 3D)



**Total Displacements |u|**

Maximum Value = 23.07\*10<sup>-3</sup> m (Element 2114 at Node 6208)

Minimum Value = 0.00 m (Element 3543 at Node 10507)

Rys. 4.15. Przemieszczenia wypadkowe [m] przy umownej utracie stateczności w przypadku słabej warstwy gruntu o miąższości 1m na głębokości 7m (Plaxis 3D)

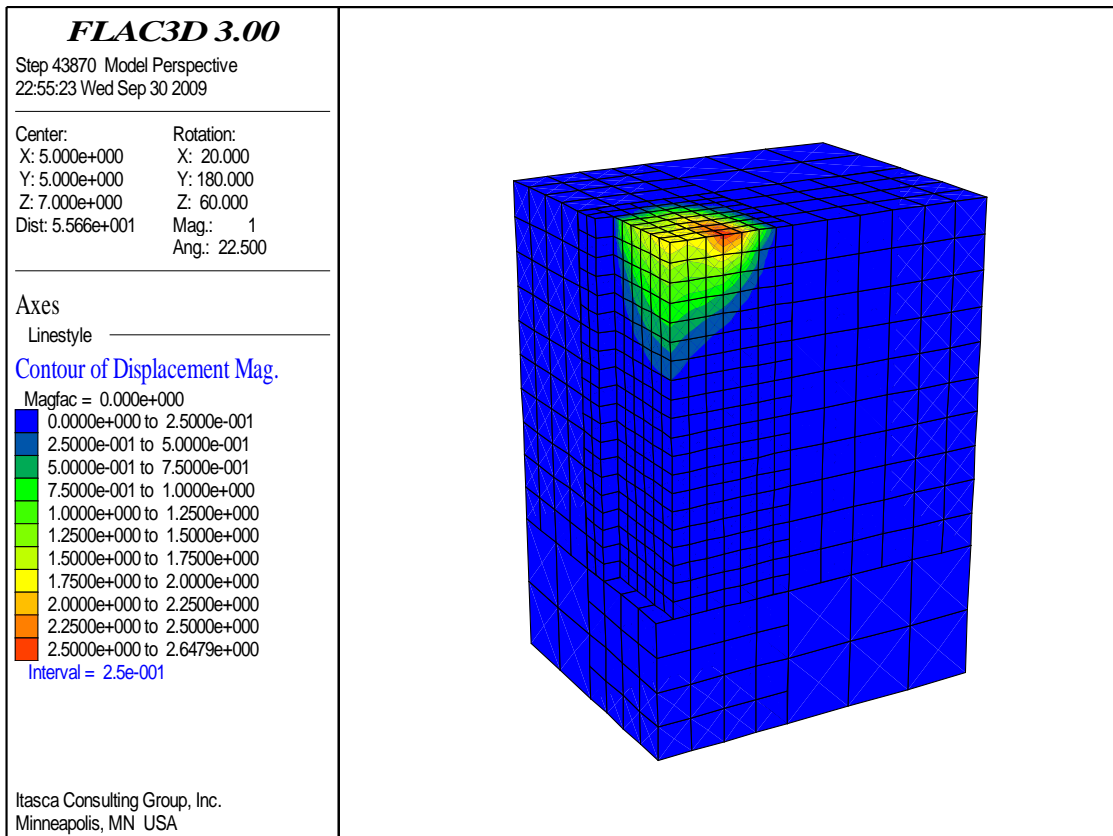
### Obciążenie przy szczelinie

Pionowe obciążenie równomiernie rozłożone w paśmie o szerokości 1m w odległości 1m od dłuższego boku szczeliny symuluje wpływ gąsienicy głębiarki wykonującej wykop. Wartość przyłożonego obciążenia to  $100\text{kN/m}^2$ . Ponieważ działa ono blisko szczeliny, odłamu, bardzo szybko staje się czynnikiem inicjującym utratę stateczności. Na rys. 4.16 i rys. 4.17 przedstawiony jest zasięg bryły odłamu. Widać, że wzrost głębokości poniżej 3m nie wpływa istotnie na bezpieczeństwo. Utrata stateczności następuje zatem na wcześniejszym etapie jej wykonywania.

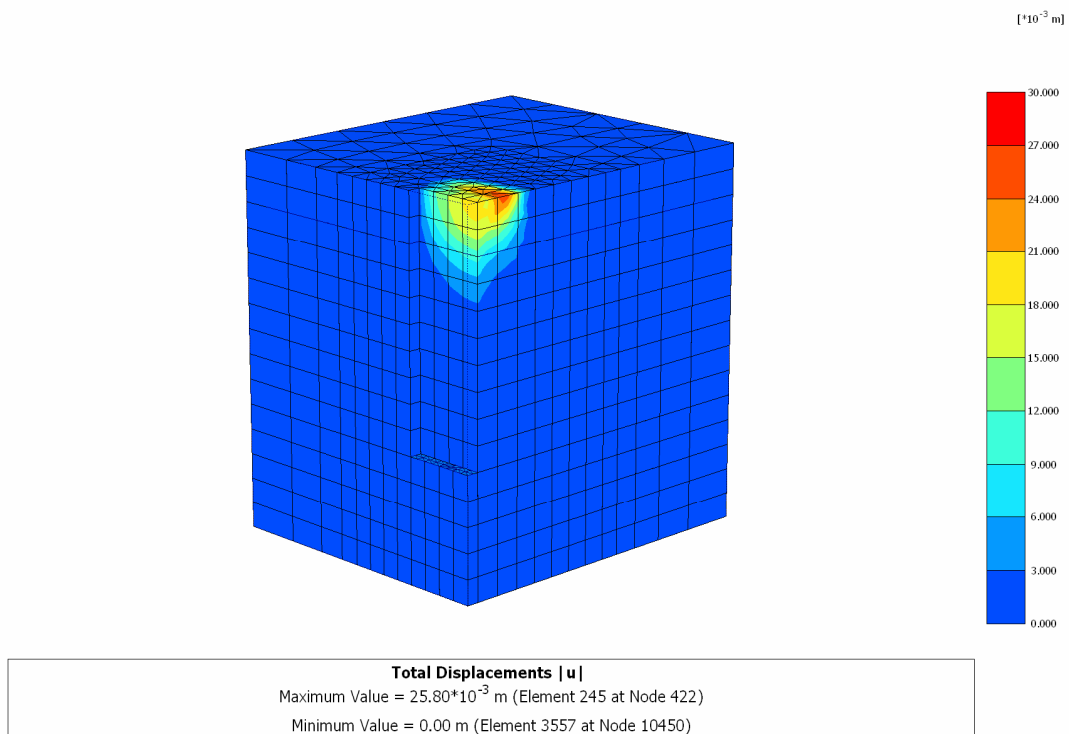
Obciążenie w postaci siły równomiernie rozłożonej na powierzchni o szerokości 1m i długości 1m – ćwiartka zadania, w odległości 1m od dłuższego boku szczeliny modeluje wpływ oparcia lekkiej konstrukcji. Wartość przyłożonego obciążenia wynosi  $50\text{kN/m}^2$ . Działa ono w zasięgu bryły odprężonej. Również w tym przypadku utrata stateczności następuje na wczesnym etapie jej wykonywania. Zasięg bryły odprężonej (rys. 4.18) ogranicza się do warstwy o miąższości 1m.

### Kształt odprężonej bryły gruntu

Analiza sprężysto–plastyczna jest dobrym narzędziem do weryfikacji założeń uczynionych w metodzie uproszczonej w rozdziale 3. Dotyczy to zwłaszcza założonego na rys. 3.4.a) kształtu bryły odłamu oraz kierunków jej przemieszczania się. Jak już wspomniano, wyraźnie oddzielonego – od „sztywnej” calizny – „sztywnego” klina odłamu (czy ogólniej bryły odłamu) wyodrębnić się nie da, jeśli operuje się modelem sprężysto–plastycznym, w którym liczba uplastycznionych „punktów” stale zmienia się w miarę obciążania gruntu lub zwiększania głębokości wykopu. Można jednak zauważyć strefy zwiększonych przemieszczeń, a zwłaszcza zwiększonych przyrostów przemieszczeń. Przyrosty powodowane są na skutek stopniowego zwiększania obciążenia, zwiększania głębokości wykopu lub (najczęściej) na skutek redukcji parametrów wytrzymałościowych  $\tan\phi$  oraz  $c$  ośrodka w trakcie procedury wyznaczania wskaźnika stateczności  $FS$  (odpowiednio FOS w programie FLAC,  $M_{sf}$  w programie Plaxis). Zagadnieniem wstępnym jest samo określenie „momentu utraty stateczności” ustalonych wcześniej „reperów” i nie jest to zagadnienie jednoznaczne, ponieważ proces przyrostu przemieszczeń zachodzi w sposób gładki. Podobna trudność występuje w praktyce przy określaniu nośności na podstawie badań doświadczalnych. W tego typu przypadkach można posiłkować się wykresami przemieszczeń i dwoma liniami stycznymi do wykresu, czyli sposobem graficznym, jak na rys. 4.19. W czasie tych obliczeń przyjęte moduły odkształcenia gruntu pozostają niezmiennione.

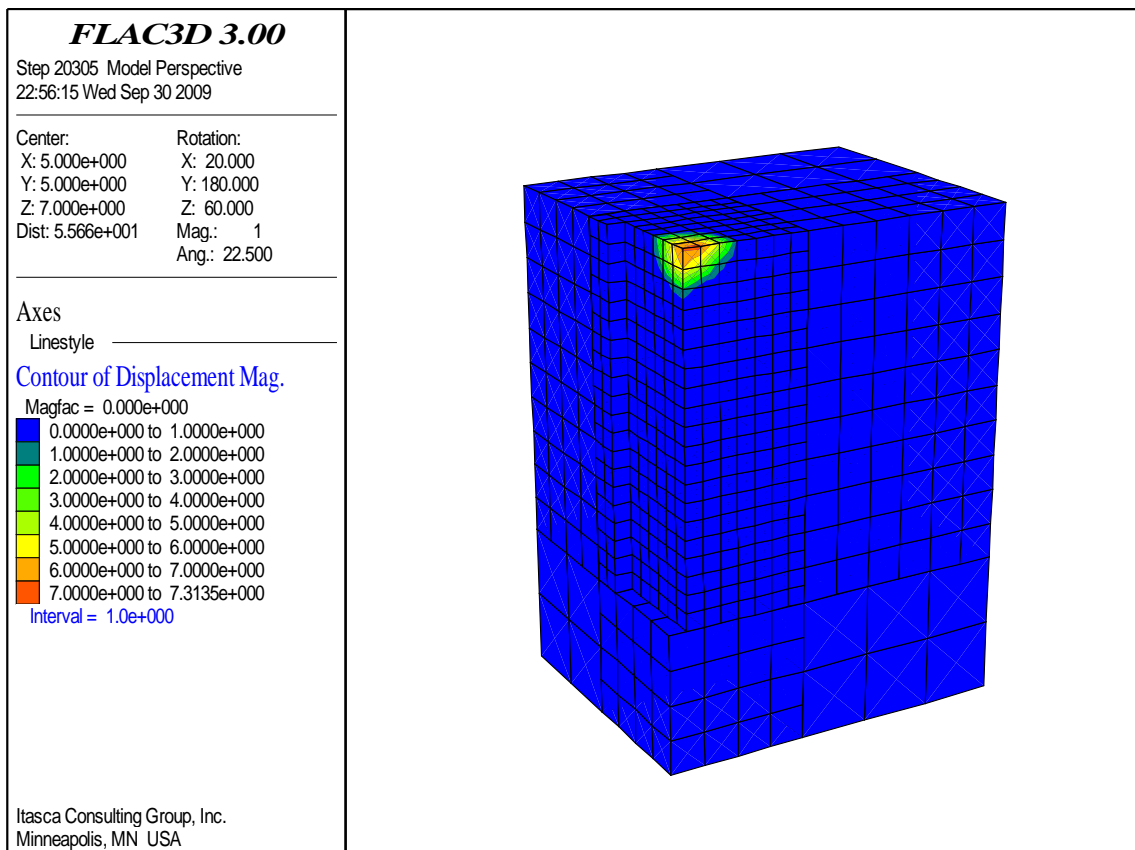


Rys. 4.16. Przemieszczenia wypadkowe [m] przy umownej utracie stateczności w przypadku obciążenia liniowego na naziomie (FLAC 3D)

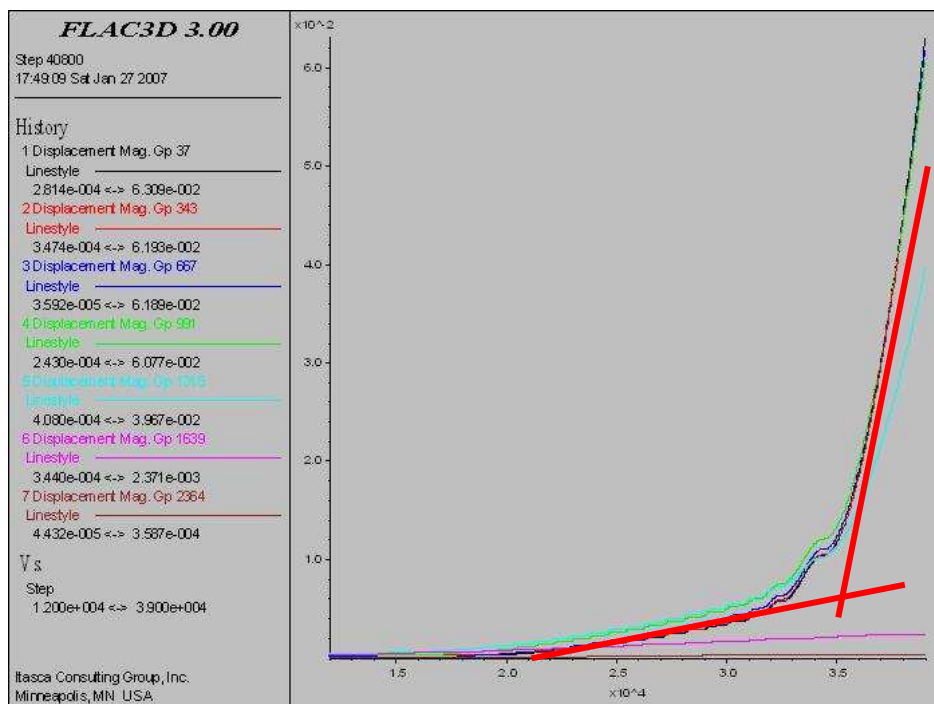


Rys. 4.17. Przemieszczenia wypadkowe [m] przy umownej utracie stateczności w przypadku obciążenia liniowego na naziomie (Plaxis 3D)





Rys. 4.18. Przeszaczenia wypadkowe [m] przy umownej utracie stateczności w przypadku skupionego obciążenia na naziemiu (FLAC 3D)



Rys. 4.19. Wzrost przeszaczeń punktów na osi ściany szczeliny na skutek redukcji parametrów wytrzymałościowych – graficzne określenie „momentu utraty stateczności” (FLAC 3D)

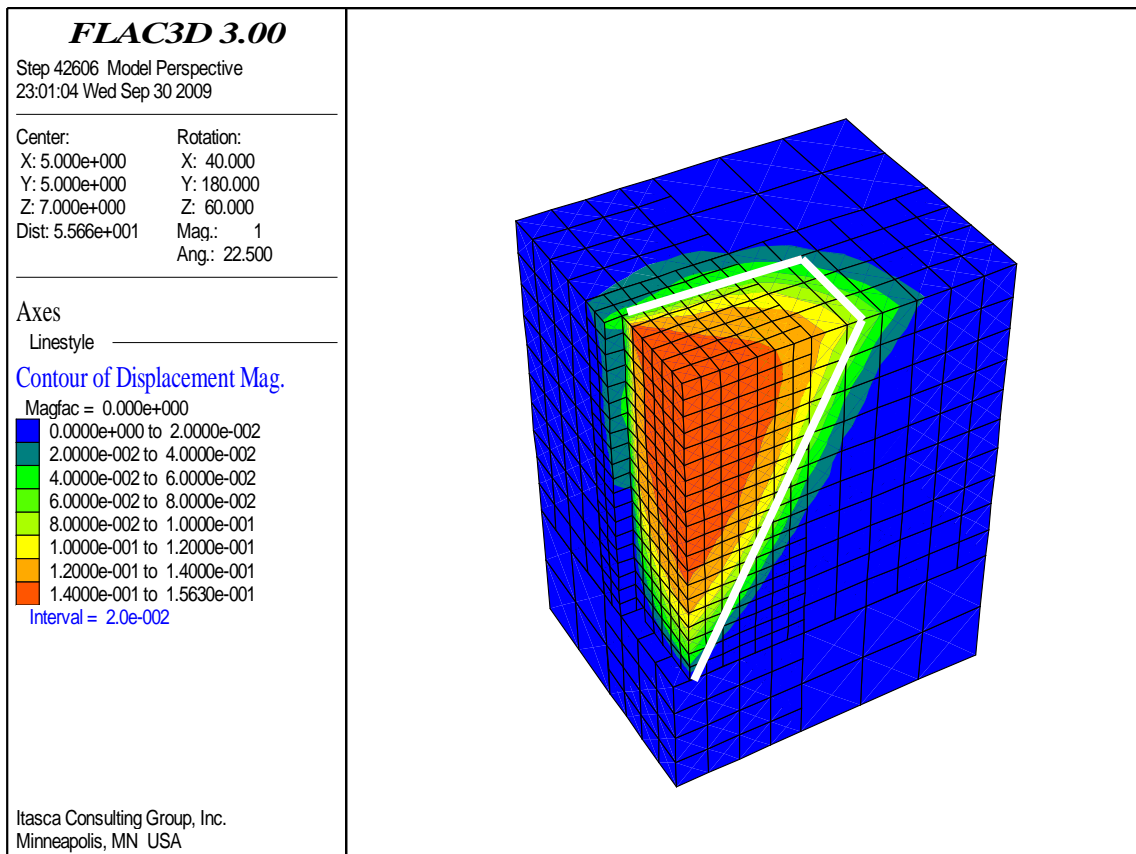
Dla celów automatyzacji obliczeń, wykreślanie uśrednionych stycznych można zastąpić przez analizę maksymalnej wartości drugiej pochodnej wykresu funkcji przemieszczenia (minimalna krzywizna) – na ogół również uśrednionej z większej liczby sąsiednich punktów, dla wytlumienia niestabilności obliczeń. Metoda ta jest bardzo konserwatywna w tym sensie, że dosyć wcześnie uznaje osiągnięcie utraty stateczności, podczas, gdy możliwe jest jeszcze dalsze obciążanie ośrodka lub osłabianie go poprzez dalszą redukcję wytrzymałości. Ten umowny sposób postępowania można usytuować gdzieś pomiędzy stanem nośności (pełne uplastycznienie wszystkich punktów), a stanem krytycznym (uplastycznienie tylko w kilku pojedynczych najbardziej wyężonych punktach).

Na rys. 4.20 (FLAC) oraz rys. 4.21 (Plaxis) można zaobserwować zadowalającą zgodność kształtu odprężonej bryły gruntu z hipotetycznym klinem odłamu przyjętym w uproszczonej metodzie obliczeniowej, rozdział 3. Zarys tej bryły określa w przybliżeniu zielony i niebiesko-szary obszar na rys. 4.20 i rys. 4.21. Nachylenie umownej płaszczyzny poślizgu  $\theta$  jest zbliżone do kąta  $\theta_{cr} = 63^\circ$ , który został wyznaczony na podstawie zaprezentowanej metody uproszczonej. Nie stwierdzono występowania ograniczenia kształtu bryły odprężonej do postaci walcowej. Bryła odprężona ma tym samym znacznie większy zasięg, niż w modelu Kowalewskiego i Piaskowskiego [58,59]. Nachylenie powierzchni bocznych klina jest bliskie  $80^\circ$ – $90^\circ$ , co odpowiada przyjętemu założeniu dotyczącemu kształtu klina odłamu (rys. 3.4.a), zdecydowanie odbiegając od założenia [90], że jest to kąt  $\pi/4 - \phi/2$ , tj. w tym przypadku mniej niż  $30^\circ$ .

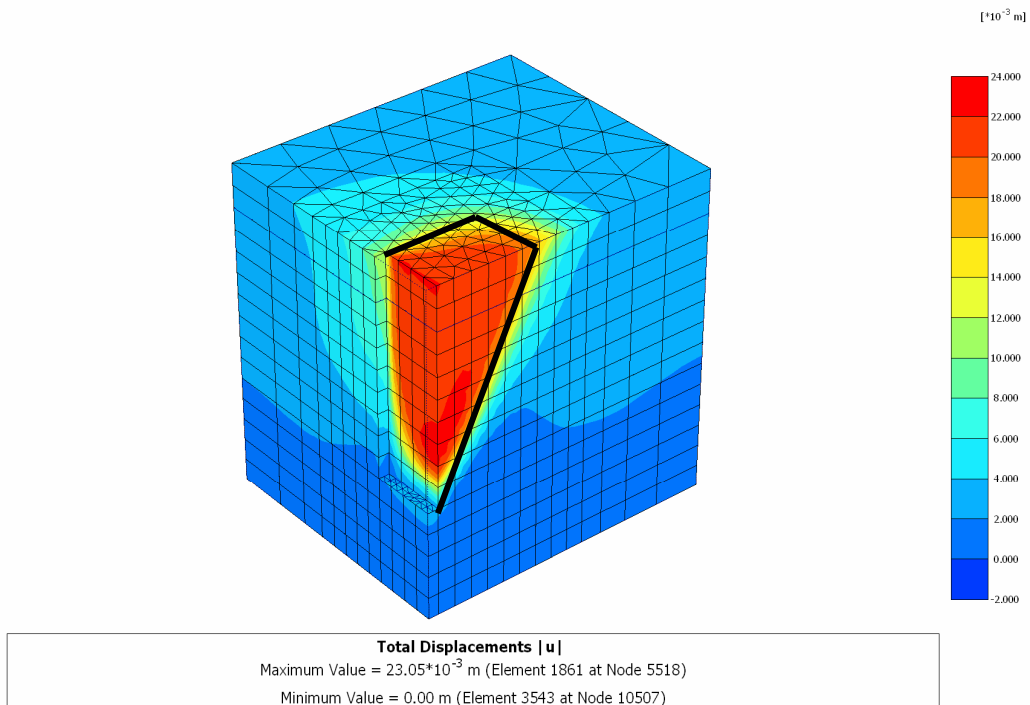
Przyjęcie w rozdziale 3 powierzchni poślizgu jako płaszczyzny jest uproszczeniem obliczeniowym, które nie powinno znacząco wpływać na otrzymane rozwiązanie.

Potwierdzenie analizy przeprowadzonej przez Nga [50] można znaleźć na rys. 4.22 i rys. 4.23. W obrębie bryły odłamu w górnej jej części poziome przemieszczenia gruntu stanowią mniej niż połowę całości poziomych przemieszczeń. Natomiast bliżej dna osiągają wartości największe. W pierwszej kolejności jest to związane z udziałem przesklepień w płaszczyźnie poziomej, a co za tym idzie małym odprężeniem gruntu w kierunku poziomym. W drugiej kolejności: również z pionowym przekazywaniem obciążenia, któremu towarzyszą pionowe przemieszczenia. W dolnej części szczeliny następuje koncentracja plastycznego płynięcia. Niebieski kolor na rys. 4.22 oraz czerwony na rys. 4.23 potwierdzają przedstawioną przez Nga [50] kinematykę odprężonej bryły gruntu.

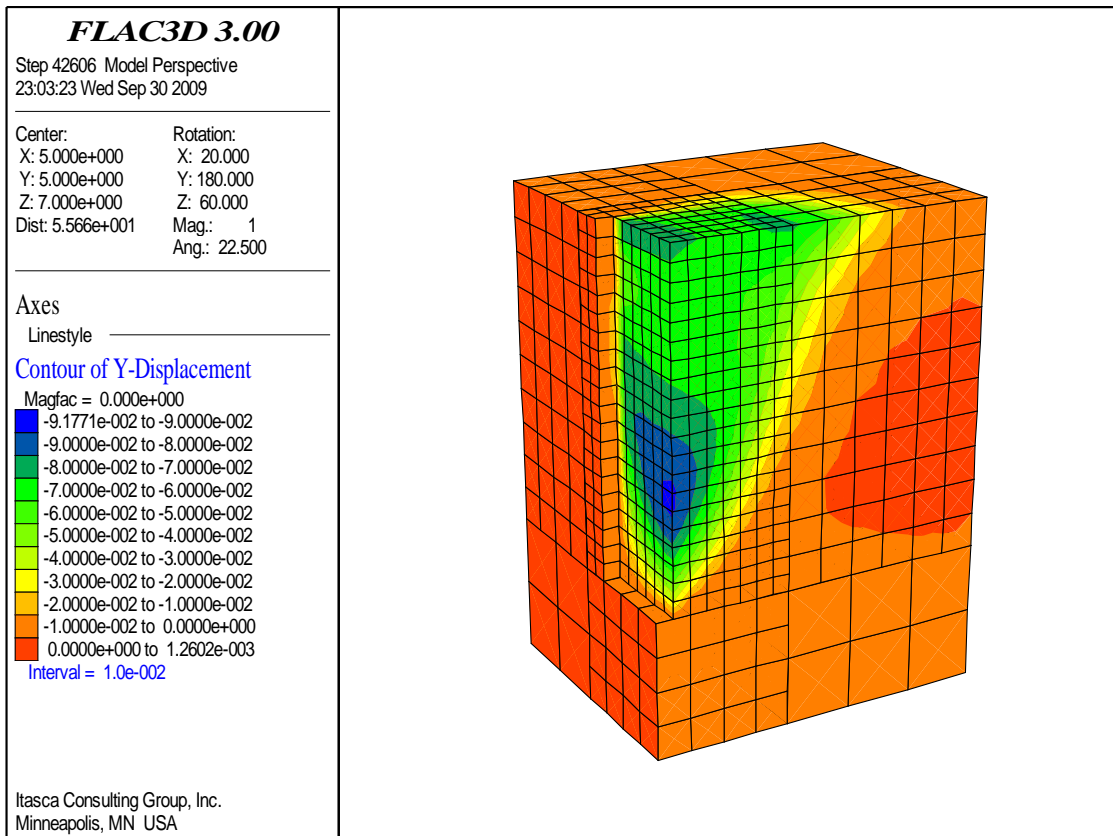
Jak widać na rys. 4.20 i rys. 4.21 przemieszczenia pod dnem szczeliny stanowią tylko ok. 10% wartości przemieszczeń jakich doznaje bryła odłamu. Nie obserwuje się wypierania gruntu spod dna. Potwierdza to przytoczone w punkcie 2.4. rozważania Hanjala [32], dotyczące stateczności dna.



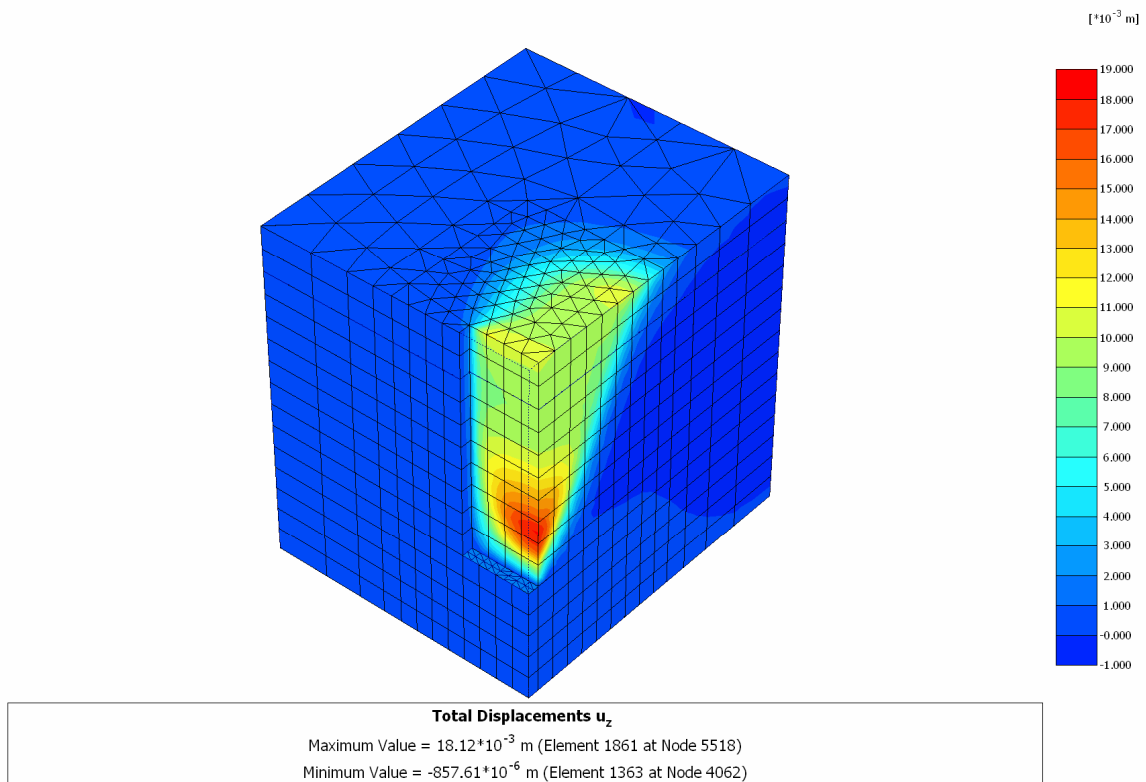
Rys. 4.20. Przemieszczenia wypadkowe [m] przy umownej utracie stateczności zwierciadło wody gruntowej  $h_w = 2\text{m}$  (FLAC 3D)



Rys. 4.21. Przemieszczenia wypadkowe [m] przy umownej utracie stateczności zwierciadło wody gruntowej  $h_w = 2\text{m}$  (Plaxis 3D)



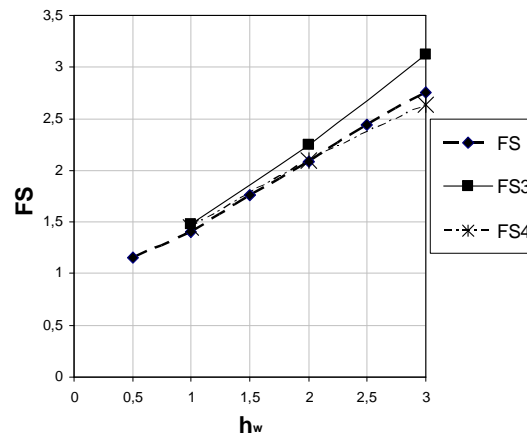
Rys. 4.22. Poziome przemieszczenia przy utracie stateczności dla zwierciadła wody gruntowej  $h_w = 2\text{m}$  (FLAC 3D)



Rys. 4.23. Poziome przemieszczenia przy utracie stateczności dla zwierciadła wody gruntowej  $h_w = 2\text{m}$  (Plaxis 3D)

Analiza wpływu poziomu zwierciadła wody gruntowej

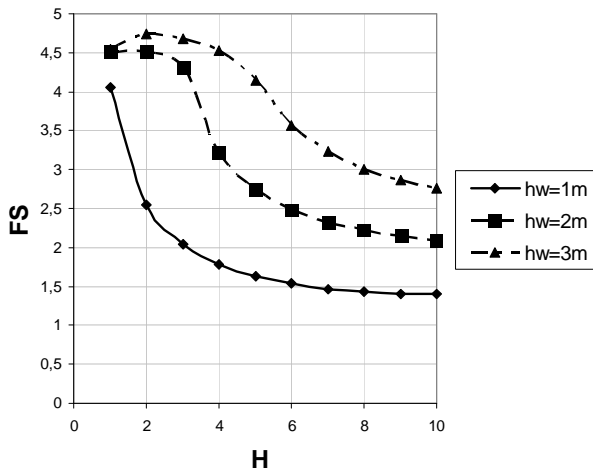
Przedstawione na rys. 4.24. wskaźniki bezpieczeństwa  $FS$  (3.10),  $FS_3$  (3.11) i  $FS_4$  (3.12), które zostały zdefiniowane w punkcie 3.3, wykazują dużą wrażliwość modelu na wahania poziomu zwierciadła wody gruntowej. Im wyższy jest ten poziom, tym mniejszy jest zapas bezpieczeństwa. Najbardziej miarodajnym i jednocześnie najbardziej ogólnym wskaźnikiem jest  $FS$ , por. wzór (3.10). Inne wskaźniki przedstawione zostały jako dodatkowe wartości, porównawcze. Wszystkie wskaźniki mają jedną cechę wspólną: im bliżej stanu granicznego, tym mniej różnią się od siebie i wspólnie zbliżają się do wartości 1. Jest to okoliczność korzystna, ponieważ duże i bardzo duże wartości wskaźników bezpieczeństwa są mniej istotne w zastosowaniach praktycznych.



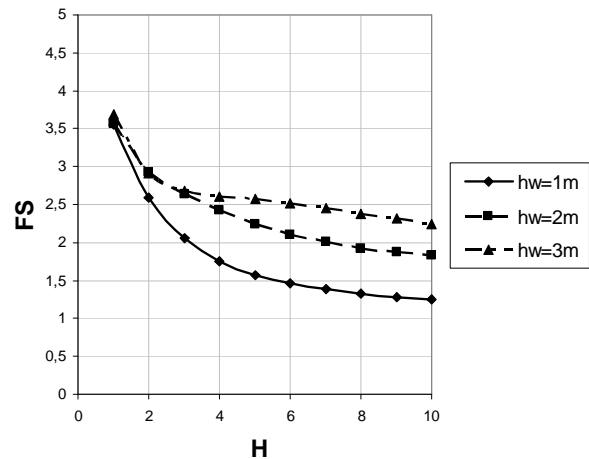
Rys. 4.24. Wskaźniki stateczności  $FS$ ,  $FS_3$  i  $FS_4$  dla reprezentatywnej szczeliny w zależności od poziomu zwierciadła wody gruntowej p.p.t. (FLAC 3D)

Na rys. 4.25 i rys. 4.26 przedstawiono wpływ zwiększania się głębokości szczeliny na wartość  $FS$ . Można zauważyć rozbieżność wskaźnika bezpieczeństwa: dla małych głębokości  $H$  wyniki otrzymane za pomocą FLAC 3D są większe od analogicznych wskaźników otrzymanych za pomocą programu Plaxis. Wraz ze wzrostem głębokości maleją wskaźniki bezpieczeństwa i następuje stabilizacja wartości  $FS$ , czyli stateczność nie pogarsza się istotnie z dalszym wzrostem głębokości szczeliny. Występuje wówczas dobra zgodność różnych metod obliczeniowych. Zmniejszenie się wartości  $FS$  przy wzroście  $H$  ma proste wyjaśnienie w przypadku obliczeń sprężysto–plastycznych, ponieważ wraz ze wzrostem głębokości szczeliny dochodzą nowe miejsca możliwego uplastycznienia – również powyżej dna szczeliny. Nie jest to oczywiste w przypadku metody uproszczonej, w której kliny odłamu sięgają zawsze dna szczeliny.

Wykresy na rys. 4.25 i rys. 4.26 korespondują z rys. 3.16, chociaż wartości  $FS$  są obecnie większe.



Rys. 4.25. Wskaźnik stateczności  $FS$  dla zmiennej głębokości szczeliny w zależności od poziomu zwierciadła wody gruntowej p.p.t. (FLAC 3D)



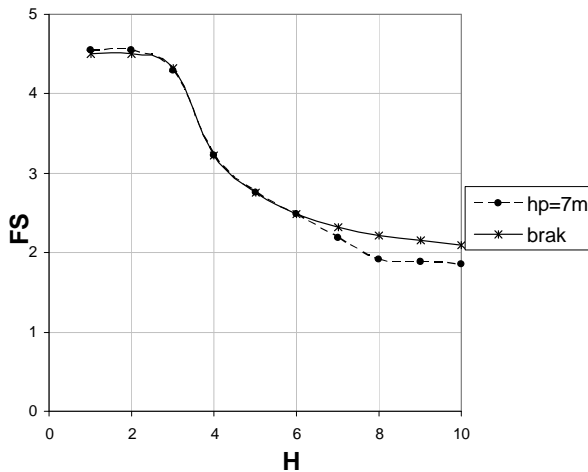
Rys. 4.26. Wskaźnik stateczności  $FS$  dla zmiennej głębokości szczeliny w zależności od poziomu zwierciadła wody gruntowej p.p.t. (Plaxis 3D)

Zjawiska o charakterze konsolidacji i rozpraszanie ciśnienia porowego nie są uwzględniane ze względu na ograniczenie się do gruntów dobrze przepuszczalnych i założony brak kontaktu hydraulicznego zawiesiny oraz wody gruntowej. Ze względu na charakter procesów technologicznych (odprężanie podłoża, a nie jego dociążanie) nie należy sądzić, aby ewentualne zmiany ciśnienia porowego mogły znacząco niekorzystnie wpływać na stateczność.

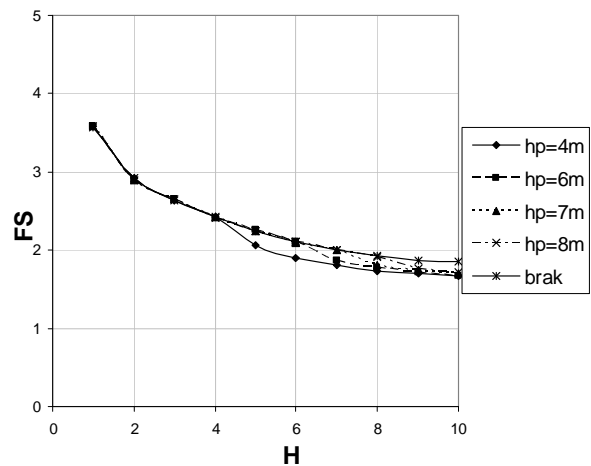
#### Analiza wpływu głębokości występowania przewarstwienia

Obliczenia wykazały, zgodnie z oczekiwaniem, że wpływ przewarstwienia nie ujawnia się, dopóki występuje ono poniżej dna szczeliny lub w strefie jej dna dla aktualnego poziomu głębinia. Przewarstwienie usytuowane powyżej dna, sądząc po otrzymanych wynikach, wpływa na stateczność szczeliny, ale w stopniu mniejszym od oczekiwanego. Jest to oczywiście wpływ niekorzystny, rys. 4.27 i rys. 4.28. Na tej podstawie można sądzić, że lokalne wypieranie słabszego gruntu z przewarstwienia w stronę szczeliny jest mało prawdopodobnym schematem zniszczenia, a pozostaje nim ścinanie bryły odłamu. Przewarstwienie, w stosunku do dużej głębokości szczeliny i dużej powierzchni ścinania w warstwach mocniejszych, odgrywa wówczas tylko rolę proporcjonalną do swojej grubości.

Powyższa konkluzja wymagałaby sprawdzenia w przypadku większego zróżnicowania wytrzymałości gruntów, większej grubości przewarstwienia, czy uwzględnienia możliwych zmian ciśnienia porowego.



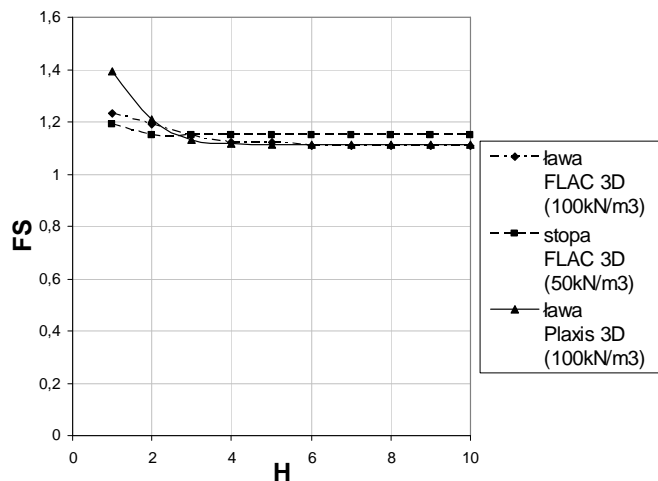
Rys. 4.27. Wskaźnik stateczności dla zmiennej głębokości szczeliny w zależności od głębokości występowania przewarstwienia (FLAC 3D)



Rys. 4.28. Wskaźnik stateczności dla zmiennej głębokości szczeliny w zależności od głębokości występowania przewarstwienia (Plaxis 3D)

#### Analiza wpływu obciążenia

Obliczenia wykonano za pomocą dwóch programów, osiągając zbliżone wyniki, rys. 4.29.



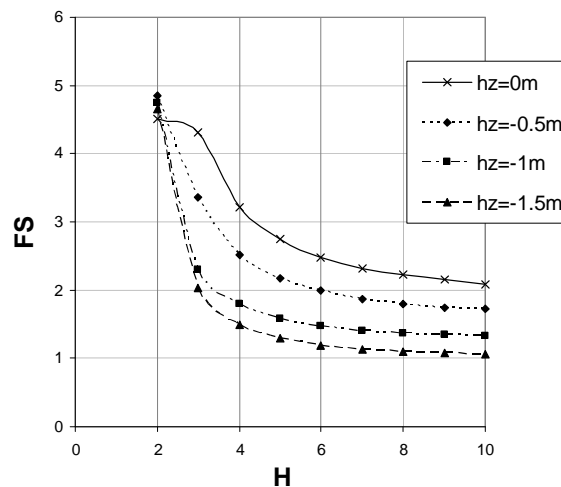
Rys. 4.29. Wskaźnik stateczności dla zmiennej głębokości szczeliny w zależności od sposobu przyłożenia obciążenia (FLAC 3D oraz Plaxis 3D)

Widać zgodność wpływu obciążenia w obliczeniach wykonanych za pomocą obu programów. Wartość wskaźnika bezpieczeństwa bardzo szybko stabilizuje się. Krytycznym dla utraty stateczności są początkowe etapy głębienia szczeliny. Potwierdza to też zasięg bryły odłamu (rys. 4.16, rys. 4.17 i rys. 4.18). Dla dużych głębokości i brył odłamu o dużym ciężarze, wpływ stałego obciążenia powierzchni staje się relatywnie mały

9w metodzie równowagi granicznej) lub praktycznie żaden – w obliczeniach sprężysto–plastycznych.

#### Analiza wpływu obniżenia zwierciadła zawiesiny

Utrzymywanie zwierciadła zawiesiny na wysokim poziomie jest podstawowym czynnikiem stabilizującym szczelinę, skuteczniejszym i prostszym od zmniejszania długości sekcji. Na placu budowy mogą wystąpić jednak wahania poziomu zawiesiny. Rys. 4.30 pokazuje, że prowadzą one do bardzo szybkiego pogorszenia bezpieczeństwa.

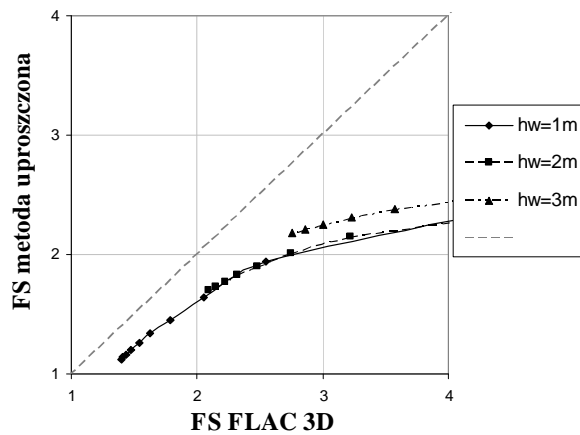


Rys. 4.30. Wskaźnik stateczności dla zmiennej głębokości szczeliny w zależności od poziomu zwierciadła zawiesiny (FLAC 3D)

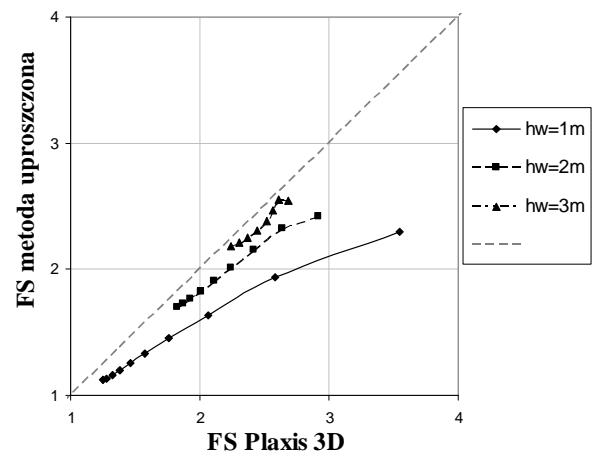
#### 4.5. Weryfikacja uproszczonego rozwiązania

Podstawowym pytaniem w niniejszej rozprawie jest dopuszczalność i bezpieczeństwo stosowania uproszczonego modelu statycznego przedstawionego w rozdziale 3, czyli porównanie go (kalibracja) ze znacznie dokładniejszymi metodami obliczeniowymi FLAC oraz Plaxis. Obliczenia wykazały, że metoda uproszczona jest bezpieczna, dając zawsze mniejsze wartości  $FS$  niż analiza sprężysto–plastyczna. Różnice wartości  $FS$  są małe w przypadku porównania z programem Plaxis i większe w przypadku porównania z programem FLAC.



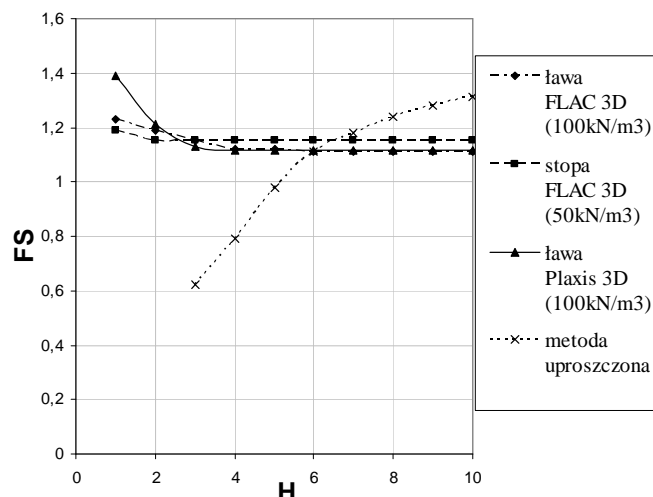


Rys. 4.31. Porównanie wskaźnika stateczności dla obliczeń numerycznych (FLAC 3D) oraz uproszczonej metody obliczeniowej



Rys. 4.32. Porównanie wskaźnika stateczności dla obliczeń numerycznych (Plaxis 3D) oraz uproszczonej metody obliczeniowej

Na rys. 4.33 przedstawiono porównanie wpływu obciążenia na wartość wskaźnika stateczności  $FS$  dla obliczeń numerycznych oraz metody uproszczonej. W metodzie uproszczonej udział obciążenia przy wzroście wartości sił na powierzchniach bocznych maleje, wartość  $FS$  rośnie wraz z głębokością szczeliny i nie stabilizuje się. W obliczeniach numerycznych ze względu na obecność obciążenia na naziemie zasięg bryły odłamu nie powiększa się wraz ze wzrostem głębokości. Założenia metody uproszczonej nie przewidują, by klin odłamu nie sięgał dna szczeliny.



Rys. 4.33. Wskaźnik stateczności dla zmiennej głębokości szczeliny w zależności od sposobu przyłożenia obciążenia (FLAC 3D, Plaxis 3D oraz obliczenia uproszczone)

## 5. Losowa analiza bezpieczeństwa szczeliny

### 5.1. Losowość danych

Oceny bezpieczeństwa można dokonać wprowadzając do obliczeń deterministycznych metody rachunku prawdopodobieństwa. Jest to jedna z metod oceny wrażliwości modelu na fluktuacje danych. Zakłada się, iż pewne parametry geotechniczne mogą ulegać losowym wahaniom, co wpływa na losowość nośności, zapasu bezpieczeństwa, przemieszczeń itp. Dzieje się tak np. z uwarstwieniem podłoża, wytrzymałością gruntów, wahaniami zwierciadła wody gruntowej, wartością i miejscem przyłożenia obciążenia. Zazwyczaj modelowanie ogranicza się do zmiennych losowych, ale czasem stosuje się też procesy stochastyczne lub pola losowe, uzmienniając wielkości również od czasu lub od położenia w przestrzeni [4,30,69,80,81]. W szczególności bada się wówczas funkcję autokorelacji, tj. korelacji tej samej cechy przy zmiennej odległości wyróżnionych punktów [8], albo korelacji wzajemnej – gdy opisywane cechy są różne. Za użyciem zmiennych losowych przemawia prostota modelowania i zazwyczaj uboga informacja dostępna na temat losowości. Dodatkowo, istotą wydzielen geologiczno-inżynierskich jest określenie warstw uznawanych za makrojednorodne, co odpowiada właśnie zmiennej losowej lub rodzinie kilku zmiennych losowych Z kolei pola losowe zakładają losową zmienność w każdym punkcie podłoża, co stwarza możliwość przestrzennego uśredniania parametrów i wykazuje mniejsze wariancje [3,30], bliższe warunkom realnej pracy podłoża i konstrukcji. Zwykle jednak nie istnieje, aż tak dokładne rozpoznanie losowości podłoża, aby modelować je jako pole losowe, tj. rodzinę zmiennych losowych zależnych od ciągłego parametru, jakim jest położenie przestrzenne.

Najprostsze zastosowania modeli losowych ograniczają się do tzw. analizy bezrozkładowej (distribution-free), wymagając znajomości statystycznych momentów tylko pierwszego i drugiego rzędu, czyli wartości oczekiwanej  $\mu = E\{X\}$  i wariancji  $\sigma^2 = \text{Var}\{X\}$  (równoważnie: odchylenia standardowego  $\sigma$  albo bezwymiarowego współczynnika zmienności  $v = \sigma/\mu$  dla  $\mu \neq 0$ ). Parametry  $\mu$  oraz  $\sigma$  powinny być estymowane metodami

statystyki, ale często wystarczające lub co najmniej pomocne są obszerne dane literaturowe na temat tej zmienności. Wartości współczynników zmienności dla podstawowych parametrów geotechnicznych podają różne źródła [5,54,67,69], por. tab. 5.1.

Tab. 5.1. Typowe wartości współczynnika zmienności [54]

Parametr podłoża	Współczynnik zmienności	Rekomendowany przez [54] współczynnik zmienności
Tangens kąta tarcia wewnętrznego, $\text{tg}\Phi'$	0,05–0,15	0,10
Spójność $c'$	0,30–0,50	0,40
Spójność $c_u$	0,20–0,40	0,30
Współczynnik ściśliwości $m_v$	0,20–0,70	0,40
Ciężar objętościowy	0,01–0,10	~0

Tab. 5.2. Współczynniki zmienności dla parametrów geotechnicznych [67]

Parametr geotechniczny $X$	Współczynnik zmienności $v$
Ciężar objętościowy $\gamma$	
– grunt niespoisty	0,01–0,09
– grunt spoisty	0,02–0,04
Wilgotność $w$	0,10–0,24
Wskaźnik porowatości $e$	0,15–0,22
Granica:	
– plastyczności $w_p$	0,06–0,16
– płynności $w_L$	0,09–0,28
Wskaźnik plastyczności $I_p$	0,18–0,4
Kąt tarcia wewnętrznego $\phi_u$	
– grunt niespoisty	0,05–0,15
– grunt spoisty	0,05–0,56
Kąt tarcia wewnętrznego $\phi'$	
– $\phi' < 30^\circ$	0,03–0,15
– $30^\circ \leq \phi' \leq 40^\circ$	0,10–0,22
Spójność $c_u$	
– $I_L = 0,00 \div 0,25$	0,10–0,51
– $I_L = 0,25 \div 0,50$	0,12–0,63
– $I_L \geq 0,50$	0,25–0,49
– dla $c_u < 50\text{kPa}$	0,26–0,82
– dla $50\text{ kPa} \leq c_u < 150\text{ kPa}$	0,19–0,66
– dla $150\text{ kPa} \leq c_u < 300\text{ kPa}$	0,19–0,53
– dla $c_u > 300\text{ kPa}$	0,13–0,41
Moduł odkształcenia $E$	0,15–0,85
Wytrzymałość na ściskanie jednoosiowe $R_c$	0,15–0,62
Współczynnik Poissona $\nu$	~0,15
Współczynnik filtracji $k$	0,50–3,00

J.Przewłócki [67] zestawiał współczynniki zmienności podstawowych parametrów geotechnicznych w sposób rozszerzony, w oparciu o dokonany obszerny przegląd literatury, tab. 5.2.

Badania korelacji wzajemnej między cechami gruntów zapoczątkowali Lumb i Alonso [5], a dużą rolę korelacji w ocenie bezpieczeństwa podkreślali m.in. [34]. Przedstawione niżej dane pochodzą z pracy [5]. Analogiczne tabele podaje np. Alonso, Krizek, Schulze, Kulhawy, Corotis, Griffith&Fenton [69]. Należy jednak podkreślić, że podane współczynniki korelacji są trudne do porównania ze względu na różne sposoby badania (niejednorodność oznaczania cech gruntów) i regionalizację, tj. specyfikę gruntów poddanych badaniu ze względu na rejon pobrania.

Tab. 5.3. Współczynniki korelacji wzajemnej [5]

Parametr	$\gamma$	$I_L$	$I_P$	c	$\phi$
$\gamma$	1	+0,560	-0,324	-0,076	-0,135
$I_L$		1	-0,492	-0,562	-0,089
$I_P$			1	+0,078	+0,301
c				1	-0,288
$\phi$					1

Pełniejsza analiza niezawodności na bazie rachunku prawdopodobieństwa wymaga znajomości rozkładów prawdopodobieństwa zmiennych losowych, [4,20,30,44,45,69,80,81].

O przyjęciu konkretnego kształtu rozkładu decydują trzy czynniki:

- statystyczna zgodność z empirycznym rozkładem (histogramem) danej cechy,
- prostota, przydatność i łatwość stosowania danego rozkładu,
- doświadczenie badaczy i doniesienia literaturowe.

Przy ubogim zestawie wyników pomiarów, testy statystyczne są mniej przydatne, ponieważ zwykle dla wielu różnych rozkładów nie ma podstaw do odrzucenia postawionej hipotezy o ich zgodności z wynikami. Rozkłady prawdopodobieństwa parametrów geotechnicznych są jednomodalne, stąd duża przydatność rozkładu normalnego, lognormalnego (dla większych współczynników zmienności oraz istotnej skośności), czy trójkątnego (ograniczony przedział wartości). Zestawienie rekomendowanych rozkładów prawdopodobieństwa zawierają m.in. praca [69]. W praktyce rozkład prawdopodobieństwa bywa najczęściej dobierany na podstawie 2÷4 pierwszych momentów statystycznych.

Istnienie korelacji między parametrami komplikuje pełny model probabilistyczny, ponieważ wymagany jest rozkład łączny wektora losowego, a nie jest on prostym iloczynem rozkładów brzegowych. Poza wielowymiarowym rozkładem normalnym lub lognormalnym,

inne rozkłady wielowymiarowe o skorelowanych współrzędnych są trudne w zastosowaniach praktycznych, a zazwyczaj nie są nawet zdefiniowane.

Modelowanie probabilistyczne komplikuje się również przy rosnącej liczbie zmiennych losowych, choć są to zmiany ilościowe, a nie jakościowe. Zalecana jest preselekcja parametrów pod kątem uwzględniania istotności ich losowości, podobnie jak wstępnie ogranicza się liczbę zmiennych przy kombinacjach obciążeń [6,63], czy liczbę składowych harmonicznym dowolnego drgania okresowego. O uznaniu danej cechy za zmienną losową decyduje przede wszystkim duża wartość jej współczynnika zmienności  $v$ , ale również wrażliwość modelu na fluktuacje tej cechy (np. odpowiednia pochodna cząstkowa). Istotny jest także sposób formułowania zagadnienia. Przykładowo, jeśli warunek graniczny formułuje się w przemieszczeniach i przy stosunkowo dużych zapasach bezpieczeństwa, wówczas dużą rolę odgrywają parametry odkształceniowe gruntów, jeśli natomiast analizuje się zagadnienia nośności, decydującą rolę odgrywają parametry wytrzymałościowe i ich losowość trzeba uwzględniać.

W zagadnieniach dotyczących stateczności szczeliny w gruncie za potencjalnie znaczące zmienne losowe należy uznać:

- poziom zwierciadła wody gruntowej,
- parametr wytrzymałości gruntu – kąt tarcia wewnętrznego lub jego tangens,
- parametr wytrzymałości gruntu – spójność,
- wartość pionowego obciążenia obok szczeliny,
- poziom zawiesiny w szczelinie,
- ciężar objętościowy zawiesiny,
- losowość położenia granic warstw,
- ciężar objętościowy gruntu otaczającego szczelinę,
- moduł Younga i współczynnik Poissona gruntów,
- lokalizację obciążenia obok szczeliny.

Na podstawie wykonanych obliczeń stateczności szczeliny, 4 pierwsze czynniki zidentyfikowano jako najbardziej istotne i podlegające największym losowym wahaniom.

## 5.2. Wskaźnik niezawodności wg Cornella $\beta_C$

Najstarszą miarą bezpieczeństwa jest globalny współczynnik bezpieczeństwa  $F = R_{sr}/S_{sr}$ , oparty na średniej wytrzymałości  $R_{sr}$  oraz średnim oddziaływaniu (obciążeniu)  $S_{sr}$ . Wymagane wartości tego współczynnika są zwykle bardzo duże, rzędu 3÷5 i więcej, zawierając bardziej lub mniej niejawnie losowość parametrów, wiarygodność modelu, zakładany okres użytkowania budowli, konsekwencje zniszczenia itp. [4,80,81].

Jeśli zdefiniować zapas bezpieczeństwa  $M$  jako różnicę losowej wytrzymałości  $R$  i losowego obciążenia  $S$ , tj.  $M = R - S$ , wówczas wartości losowego  $M$  muszą być głównie dodatnie (umowny stan bezpieczny), a rzadko lub bardzo rzadko ujemne (umowny stan awaryjny). Najprostszą miarą bezpieczeństwa w ujęciu losowym jest wartość oczekiwana zapasu bezpieczeństwa  $E\{M\} = E\{R\} - E\{S\}$ , która powinna mieć „stosunkowo dużą” wartość dodatnią. Jak dużą – określa się w sposób bezwymiarowy, jako wielokrotność odchylenia standardowego zmiennej  $M$ . Tak określony iloraz  $\beta_C$  nazywa się wskaźnikiem niezawodności Cornella:

$$\beta_C = \frac{E\{M\}}{\sqrt{\text{Var}\{M\}}} = \frac{E\{R\} - E\{S\}}{\sqrt{\text{Var}\{R\} + \text{Var}\{S\} - 2 \cdot \text{Cov}\{R, S\}}} \quad (5.1)$$

W praktyce obliczenie  $\beta_C$  nie jest proste, ponieważ to nie zmienne  $R$ ,  $S$  są bezpośrednio parametrami modelu probabilistycznego, ale wyrażają się one w sposób uwikłany za pomocą innych zmiennych losowych  $R = R(X_1, \dots, X_n)$ ,  $S = S(X_1, \dots, X_n)$  – zazwyczaj wzajemnie skorelowanych.

Chociaż warunek stanu granicznego  $E\{M\} = 0$  oznacza prawie to samo co  $F = 1$ , to jednak są to zupełnie różne miary bezpieczeństwa, z których wskaźnik Cornella  $\beta_C$  lepiej nadaje się do dalszych uogólnień [4,30,80,81]. Uogólnienie to polega np. na zastąpieniu różnicy  $R - S$  dowolną funkcją stanu granicznego  $g(X_1, \dots, X_n)$ , na ogół nieliniową:

$$\beta_C = \frac{E\{g(X_1, \dots, X_n)\}}{\sqrt{\text{Var}\{g(X_1, \dots, X_n)\}}} \quad (5.2)$$

Tak jak poprzednio  $M$ , warunek  $g(X_1, \dots, X_n) < 0$  oznacza niepożądane przekroczenie umownego stanu granicznego<sup>1</sup>. W projektowaniu konkretnej konstrukcji sprawdza się zwykle kilka warunków stanu granicznego z różnymi funkcjami  $g$  i przyjmuje najmniejszą wartość wskaźnika  $\beta_C$ .

<sup>1</sup> powszechnie stosowane tutaj terminy „zniszczenie”, „katastrofa” lub „stan awaryjny” są zbyt dosłowne; warunek graniczny  $g(X_1, \dots, X_n) = 0$  może być również stanem granicznym użyteczności.

### 5.3. Momentowe wyznaczanie wskaźnika $\beta_C$

Obliczenia  $E\{g(X_1, \dots, X_n)\}$  oraz  $\text{Var}\{g(X_1, \dots, X_n)\}$  można dokonać, jeśli funkcje  $g$  są wielomianami wielu zmiennych, szczególnie zmiennych niezależnych. Po uporządkowaniu wyrazów, zagadnienie sprowadza się do obliczenia momentów zwykłych  $E\{(X_i)^k\}$  oraz mieszanych  $E\{(X_i)^k \cdot (X_j)^l\}$ , gdy  $i \neq j$ . Jeśli wykorzystać niezależność zmiennych  $X_i, X_j$ , wówczas momenty mieszane również sprowadzają się do momentów zwykłych, ponieważ  $E\{(X_i)^k \cdot (X_j)^l\} = E\{(X_i)^k\} \cdot E\{(X_j)^l\}$ .

Wyznaczenie momentów zwykłych  $E\{(X_i)^k\}$  wymaga znajomości rozkładu prawdopodobieństwa zmiennej losowej  $X_i$ . W sytuacji, gdy ten rozkład zależy np. tylko od dwóch parametrów liczbowych, to również momenty wyższych rzędów zależą tylko od tych dwóch parametrów. W praktyce często korzysta się w tym miejscu z rozkładu normalnego. Jeśli zmienna gaussowska ma  $E\{Z\} = 0$  oraz  $\text{Var}\{Z\} = 1$ , to:

$$E\{Z^k\} = E\{Z^{2m-1}\} = 0, \text{ tj. dla nieparzystego } k \text{ (czyli } k = 2m-1, m = 1, 2, \dots)$$

$$E\{Z^k\} = E\{Z^{2m}\} = 1 \cdot 3 \cdot \dots \cdot (2m-1), \text{ tj. dla parzystego } k \text{ (czyli } k = 2m, m = 1, 2, \dots).$$

Doprowadzenie funkcji  $g$  do postaci wielomianu wielu zmiennych wymaga pewnej ostrożności, ponieważ liczba składników w rozwinięciu Taylora szybko rośnie i w praktyce trudno wyjść poza funkcje liniowe. Jeśli znana jest postać funkcyjna, to korzystniejsza jest aproksymacja lokalna – przybliżanie wielomianem jednej zmiennej dla wyodrębnionych składników lub czynników w funkcji  $g$ . Obrazuje to następujący przykład.

#### Przykład 5.1

Dla następujących stałych danych (oznaczenia i założenia jak w rozdziale 3):

$$L = 6\text{m}$$

$$H = 10\text{m}$$

$$\gamma = 18,5\text{kN/m}^3$$

$$\gamma' = 9,0\text{kN/m}^3$$

$$H_s = 10\text{m} - \text{poziom zawiesziny w szczelinie (taki sam, jak poziom terenu, } h_w = 0\text{m)}$$

$$\gamma_s = 10,5\text{kN/m}^3$$

otrzymuje się zapas bezpieczeństwa  $M$  wyrażony przez siły działające na ścianie szczeliny:

$$M = P_s - P_h - P_w \quad (5.3)$$

gdzie:

$P_s$  – hydrostatyczne parcie (nielosowe) zawiesiny w szczelinie,  $P_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H_s^2 \cdot L$ , [kN]

$P_w$  – parcie wody gruntowej,  $P_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (H - h_w)^2 \cdot L$ , [kN],  $h_w \leq H$ .

$P_h$  – parcie efektywne szkieletu gruntowego wyrażone wzorem

$$P_h = \operatorname{tg}(\theta - \phi) \cdot \left[ \frac{1}{2} \cdot \operatorname{ctg} \theta \cdot L \cdot (H^2 \cdot \gamma - (H - h_w)^2 \cdot (\gamma - \gamma')) + Q \right] - \\ - \frac{1}{3} \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \cdot \operatorname{tg} \phi \cdot \operatorname{ctg} \theta \cdot [\cos \theta + \sin \theta \cdot \operatorname{tg}(\theta - \phi)] \cdot \quad [\text{kN}], \text{ por. (3.17).} \\ \cdot [\gamma \cdot h_w^2 \cdot (3H - 2h_w) + (H - h_w)^2 \cdot [3 \cdot \gamma \cdot h_w + \gamma' \cdot (H - h_w)]]$$

Ponieważ  $E_M = E\{M\} = P_s - E\{P_h\} - E\{P_w\}$  oraz:

$$V_M = \operatorname{Var}\{M\} = E\{M^2\} - E\{M\}^2 = E\{(P_s - P_h - P_w)^2\} - E\{(P_s - P_h - P_w)\}^2 = \\ = E\{P_s^2 + P_h^2 + P_w^2 - 2 \cdot P_s \cdot P_h + 2 \cdot P_h \cdot P_w - 2 \cdot P_s \cdot P_w\} - \\ - (E\{P_s\}^2 + E\{P_h\}^2 + E\{P_w\}^2 - 2 \cdot E\{P_s\} \cdot E\{P_h\} + 2 \cdot E\{P_h\} \cdot E\{P_w\} - 2 \cdot E\{P_s\} \cdot E\{P_w\}) = \\ = P_s^2 + E\{P_h^2\} + E\{P_w^2\} - 2 \cdot P_s \cdot E\{P_h\} + 2 \cdot E\{P_h \cdot P_w\} - 2 \cdot P_s \cdot E\{P_w\} - \\ - P_s^2 - E\{P_h\}^2 - E\{P_w\}^2 + 2 \cdot P_s \cdot E\{P_h\} - 2 \cdot E\{P_h\} \cdot E\{P_w\} + 2 \cdot P_s \cdot E\{P_w\} = \\ = E\{P_h^2\} - E\{P_h\}^2 + E\{P_w^2\} - E\{P_w\}^2 + 2 \cdot (E\{P_h \cdot P_w\} - E\{P_h\} \cdot E\{P_w\})$$

a zatem

$$\beta_c = \frac{E_M}{\sqrt{V_M}} = \frac{P_s - E\{P_h\} - E\{P_w\}}{\sqrt{E\{P_h^2\} - E\{P_h\}^2 + E\{P_w^2\} - E\{P_w\}^2 + 2 \cdot (E\{P_h \cdot P_w\} - E\{P_h\} \cdot E\{P_w\})}}$$

W analizowanym przykładzie liczbowym:

$$P_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H_s^2 \cdot L = 0,5 \cdot 10,5 \cdot 10^2 \cdot 6 = 3150 \text{ kN} / m^3$$

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (H - h_w)^2 \cdot L = 0,5 \cdot 10 \cdot (10 - h_w)^2 \cdot 6 = 3000 - 600 \cdot h_w + 30 \cdot h_w^2$$

$$P_h = (2700 + 570h_w - 28,5h_w^2) \cdot \operatorname{ctg} \theta \cdot \operatorname{tg}(\theta - \phi) + Q \cdot \operatorname{tg}(\theta - \phi) + \\ + (34,17h_w^3 - 655h_w^2 + 2850h_w + 9000) \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \cdot \operatorname{tg} \phi \cdot \operatorname{ctg} \theta \cdot \cos \theta \cdot [\operatorname{tg} \theta \cdot \operatorname{tg}(\theta - \phi) + 1]$$

Zmiennymi losowymi są:

- kąt tarcia wewnętrznego  $\phi$ ,
- poziom zwierciadła wody gruntowej  $h_w$ ,
- obciążenie  $Q$  (dotyczy maszyn roboczych i nasypów, nie dotyczy ew. fundamentów przy szczelinie),



- klina odłamu  $\theta_{cr}$ , zależny od  $\phi$ .

W celu zastosowania metody momentów konieczne jest przybliżenie tych wyrażeń za pomocą wielomianów, o ile nie są one już w postaci wielomianowej.

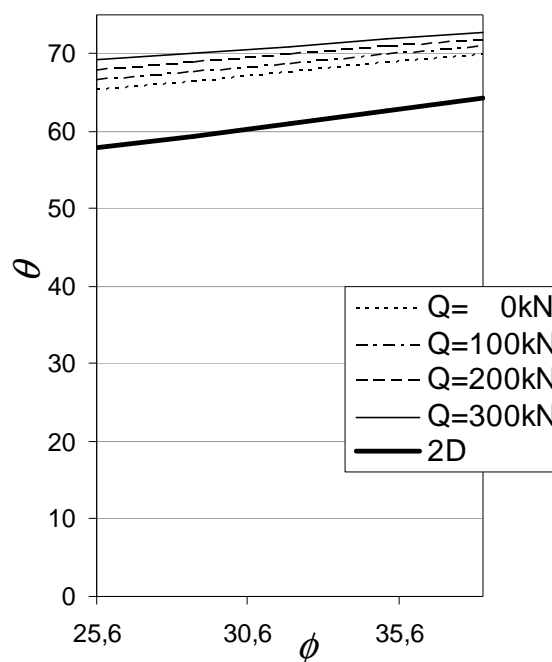
Obliczenia wykazały, że kąt klina odłamu  $\theta_{cr}$  jest bardzo mocno skorelowany z kątem  $\phi$  i zależy również od obciążenia  $Q$ . Ta zależność od  $Q$  jest jednak mniej istotna, rys.5.1.

W zagadnieniu dwuwymiarowym kąty  $\theta_{cr}$  oraz  $\phi$  są powiązane funkcją liniową  $\theta = \pi/4 + \phi/2$  (znane rozwiązanie Coulomba), niezależnie od obciążenia  $Q$ . A zatem w przypadku dwuwymiarowym korelacja pomiędzy  $\theta_{cr}$  oraz  $\phi$  jest pełna i współczynnik korelacji wynosi +1. W zagadnieniu przestrzennym zależność  $\theta$  od  $\phi$  jest bardzo zbliżona do liniowej, a kąt  $\theta_{cr}$  jest większy, niż w zagadnieniu dwuwymiarowym, rys. 5.1. Spośród kilku przeanalizowanych funkcji wybrano aproksymację liniową:

$$\theta_{cr} = 0,28 \cdot \phi + 61,85$$

zakładając zgodność aproksymacji z wykresem na rys. 5.1 w przyjętych punktach kolokacji:  $E\{\phi\} = 32^\circ$  i  $E\{\phi\} - \sigma_\phi = 32 - 3,2 = 28,8^\circ$ . Wzór ten przyjęto dla wartości  $Q = 300\text{kN}$  (wartość oczekiwana losowego obciążenia w dalszych obliczeniach).

Zastosowana aproksymacja pozwala na wyeliminowanie pomocniczej zmiennej losowej  $\theta$  z podanego wcześniej wzoru na parcie graniczne gruntu  $P_h$ .



Rys. 5.1. Zależność kąta nachylenia płaszczyzny ścięcia  $\theta_{cr}$  od kąta tarcia wewnętrznego  $\phi$

Pozostałe przybliżenia wielomianowe składników i czynników w  $P_h$  przyjęto następująco:

$$ctg(61,85 + 0,28 \cdot \phi) \cdot tg(61,85 - 0,72 \cdot \phi) \approx 0,0002 \cdot \phi^2 - 0,02 \cdot \phi + 0,85$$

zakładając zgodność aproksymacji w trzech punktach kolokacji:

$$E\{\phi\} = 32^\circ, E\{\phi\} - \sigma_\phi = 32 - 3,2 = 28,8^\circ \text{ i } E\{\phi\} + \sigma_\phi = 32 + 3,2 = 35,2^\circ$$

$$tg(61,85 - 0,28 \cdot \phi) \approx -0,02 \cdot \phi + 1,49$$

zakładając zgodność aproksymacji w punktach kolokacji

$$E\{\phi\} = 32^\circ \text{ i } E\{\phi\} - \sigma_\phi = 32 - 3,2 = 28,8$$

$$tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \cdot tg\phi \cdot ctg(61,85 + 0,28 \cdot \phi) \cdot \cos(61,85 + 0,28 \cdot \phi) \cdot \\ \cdot [tg(61,85 + 0,28 \cdot \phi) \cdot tg(61,85 - 0,72 \cdot \phi) + 1] \approx -0,0030 \cdot \phi + 0,16$$

zakładając zgodność aproksymacji w punktach kolokacji

$$E\{\phi\} = 32^\circ \text{ i } E\{\phi\} - \sigma_\phi = 32 - 3,2 = 28,8^\circ$$

Po zastosowaniu powyższych aproksymacji otrzymuje się wyrażenie na efektywne parcie szkieletu gruntowego  $P_h$  w postaci wielomianowej:

$$P_h \approx 0,0095 \cdot h_w^3 \cdot \phi - 0,5231 \cdot h_w^3 - 0,0057 \cdot h_w^2 \cdot \phi^2 + 0,4474 \cdot h_w^2 \cdot \phi - 8,568 \cdot h_w^2 + 0,114 \cdot h_w \cdot \phi^2 - \\ - 11,799 \cdot h_w \cdot \phi + 328,301 \cdot h_w + 0,54 \cdot \phi^2 - 60,39 \cdot \phi - 0,0214 \cdot Q \cdot \phi - 1,4923 \cdot Q + 1802,91$$

Do obliczeń wzięto trzy niezależne zmienne losowe:

- poziom wody gruntowej, z wartością oczekiwaną  $E\{h_w\} = 3\text{m}$  i odchyleniem standardowym  $\sigma_h = 1\text{m}$ ,
- kąt tarcia wewnętrznego  $\phi$ , z wartością oczekiwaną  $E\{\phi\} = 32^\circ$  i odchyleniem standardowym  $\sigma_\phi = 3,2^\circ$ ,
- obciążenie obok szczeliny  $Q$ , z wartością oczekiwaną  $E\{Q\} = 300\text{kN}$  i odchyleniem standardowym  $\sigma_Q = 30\text{kN}$ .

Założono, że grunt jest materiałem bez spójności.

Trzy analizowane zmienne losowe zostały zestandaryzowane, czyli wyrażone we współrzędnych bezwymiarowych:

$$Z_1 = \frac{h_w - E\{h_w\}}{\sigma_{h_w}}, Z_2 = \frac{\phi - E\{\phi\}}{\sigma_\phi}, Z_4 = \frac{Q - E\{Q\}}{\sigma_Q}$$

i wówczas

$$P_s = 3150 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$$P_w = 30Z_1^2 - 420 \cdot Z_1 + 1470$$

$$P_h = 0,0304 \cdot Z_1^3 \cdot Z_2 - 0,2191 \cdot Z_1^3 - 0,0584 \cdot Z_1^2 \cdot Z_2^2 + 0,5381 \cdot Z_1^2 \cdot Z_2 - 2,059 \cdot Z_1^2 + 0,8171 \cdot Z_1 \cdot Z_2^2 - 12,00 \cdot Z_1 \cdot Z_2 + 8,51 \cdot Z_2^2 + 61,03 \cdot Z_1 - 143,23 \cdot Z_2 - 2,0544 \cdot Z_2 \cdot Z_4 + 21,22 \cdot Z_4 + 861,35$$

Dla niezależnych zmiennych losowych  $Z_i$  o rozkładzie gaussowskim  $N(0;1)$  otrzymuje się:

$$E\{(P_w)\} = P_w = 30 \cdot 1 - 420 \cdot 0 + 1470 = 1500$$

$$E\{(P_w^2)\} = 900 \cdot Z_1^4 - 25200 \cdot Z_1^3 + 264600 \cdot Z_1^2 - 1234800 \cdot Z_1 + 2160900 = 900 \cdot 3 - 25200 \cdot 0 + 264600 \cdot 1 - 1234800 \cdot 0 + 2160900 = 2428200$$

$$E\{(P_h)\} = -2,06 \cdot 1 - 0,584 \cdot 1 \cdot 1 + 8,51 \cdot 1 + 861,35 = 867,74$$

$$E\{(P_h^2)\} = 0,0009 \cdot Z_1^6 \cdot Z_2^2 + 0,048 \cdot Z_1^6 + 0,0034 \cdot Z_1^4 \cdot Z_2^4 - 0,558 \cdot Z_1^4 \cdot Z_2^2 - 22,51 \cdot Z_1^4 - 0,3253 \cdot Z_1^2 \cdot Z_2^4 - 45,92 \cdot Z_1^2 \cdot Z_2^2 + 178,67 \cdot Z_1^2 + 72,3583 \cdot Z_2^4 + 35168,13 \cdot Z_2^2 + 4,22 \cdot Z_2^2 \cdot Z_4^2 + 586,85 \cdot Z_4^2 + 741927,87 = 0,0009 \cdot 15 \cdot 1 + 0,048 \cdot 15 + 0,0034 \cdot 3 \cdot 3 - 0,558 \cdot 3 \cdot 1 - 22,51 \cdot 3 - 0,3253 \cdot 1 \cdot 3 - 45,92 \cdot 1 \cdot 1 + 178,67 \cdot Z_1^2 + 72,3583 \cdot 3 + 35168,13 \cdot 1 + 4,22 \cdot 1 \cdot 1 + 586,85 \cdot 1 + 741927,87 = 777967,48$$

$$E\{(P_h \cdot P_w)\} = -1,751 \cdot Z_1^4 \cdot Z_2^2 + 30,28 \cdot Z_1^4 - 173,81 \cdot Z_1^2 \cdot Z_2^2 - 2819,8 \cdot Z_1^2 + 12504,361 \cdot Z_2^2 + 126618,8 = -1,751 \cdot 3 \cdot 1 + 30,28 \cdot 3 - 173,81 \cdot 1 \cdot 1 - 2819,8 \cdot 1 + 12504,361 \cdot 1 + 126618,8 = 154956,31$$

Uciążliwe wymnażanie wielomianów, porządkowanie wyrazów i obliczanie momentów zwykłych można łatwo zalgorytmizować – np. za pomocą obliczeń symbolicznych w pakiecie Maple<sup>®</sup>, [7].

Końcowy wynik:

$$\beta_c = \frac{3150 - 867,74 - 1500}{\sqrt{777967,48 - 867,74^2 + 2428200 - 1500^2 + 2 \cdot (154956,31 - 867,74 \cdot 1500)}} = 1,55.$$

Wyznaczona wartość  $\beta_c$  jest stosunkowo mała. Może być przyjęta dla konstrukcji tymczasowej (tab. 5.4), jaką jest wykonywana szczelina, przy uwzględnieniu wpływu obciążenia maszyną (głębiarką). Przyjęte obciążenie na naziomie nie może stanowić obciążeń przekazywanych przez fundamenty obiektu sąsiadującego. Wartość wskaźnika bezpieczeństwa jest porównywalna z proponowanymi wartościami progowymi dla małych skutków zniszczenia oraz umiarkowanych względnych kosztów zapewnienia bezpieczeństwa  $\beta = 1,3$  wg ISO 2394 [64].

Na stosunkowo niską wartość  $\beta_C$  wpływ mają również ukryte zapasy nośności. Zaproponowany w zadaniu model obliczeniowy nie obejmuje np. wpływu murków prowadzących, chociaż ich wpływ ma zasięg lokalny, przejawia się tylko w obrębie warstw przypowierzchniowych. Model nie obejmuje również wpływu ciśnienia spływowego oraz „efektu naskórkowego” zwiększającego trochę wytrzymałość gruntu. Przedstawiona metoda obliczeniowa ma również zapasy bezpieczeństwa w porównaniu z metodami numerycznymi, rozdz. 4.

Na otrzymany wynik ma także wpływ przyjęta do obliczeń stosunkowo mała wartość kąta tarcia wewnętrznego, czyli grunt, którego wytrzymałość nie jest bardzo duża.

#### 5.4. Wskaźnik niezawodności wg Hasofera i Linda $\beta_{HL}$

Warunek stanu granicznego  $g(X_1, \dots, X_n) = 0$  dzieli  $n$ -wymiarową przestrzeń na trzy zbiory:

- powierzchnię  $LS$  – zestawy parametrów  $(X_1, \dots, X_n)$  umownie nazywane granicznymi, gdzie  $g(X_1, \dots, X_n) = 0$ ,
- obszar  $D_s$  – zestawy parametrów  $(X_1, \dots, X_n)$  umownie nazywane bezpiecznymi, gdzie  $g(X_1, \dots, X_n) > 0$ ,
- obszar  $D_f$  – zestawy parametrów  $(X_1, \dots, X_n)$  umownie nazywane niedopuszczalnymi, gdzie  $g(X_1, \dots, X_n) \leq 0$ .

W szczególności, powierzchnię stanu granicznego  $LS$  zalicza się do stanów niedopuszczalnych. Jeśli wektor losowy  $\underline{X} = (X_1, \dots, X_n)$  ma wartość oczekiwaną  $E\{\underline{X}\} = (E\{X_1\}, \dots, E\{X_n\})$  i macierz kowariancji  $\mathbf{C}_{\underline{X}}$ , a wektor losowy  $\underline{Z}$  wyraża się wzorem

$$\underline{Z} = (\underline{X} - E\{\underline{X}\}) \cdot \mathbf{A} \quad (5.4)$$

to można tak dobrać macierz kwadratową  $\mathbf{A}$ , żeby macierz kowariancji wektora  $\underline{Z}$  była macierzą jednostkową  $\mathbf{1}$ . Wektor  $\underline{Z}$  ma wówczas zerową wartość oczekiwaną, jednostkowe odchylenia standardowe oraz nieskorelowane współrzędne [4,80,81].

Macierzy  $\mathbf{A}$  poszukuje się za pomocą równania macierzowego:

$$E\{\underline{Z}^T \cdot \underline{Z}\} = \mathbf{A}^T \cdot \mathbf{C}_{\underline{X}} \cdot \mathbf{A} = \mathbf{1} \quad (5.5)$$

Ponieważ  $\underline{X} = E\{\underline{X}\} + \underline{Z} \cdot \mathbf{A}^{-1}$ , więc warunek stanu granicznego  $g(\underline{X}) = 0$  zapisuje się w przestrzeni zmiennych  $\underline{Z}$  innym wzorem:

$$g(E\{\underline{X}\} + \underline{Z} \cdot A^{-1}) = h(\underline{Z}) = 0 \quad (5.6)$$

Wskaźnikiem niezawodności wg Hasofera i Linda [4,80,81] jest odległość punktu  $\underline{0} = (0, \dots, 0)$  od powierzchni granicznej  $LS$  w przestrzeni zmiennych standaryzowanych  $\underline{Z}$ , czyli:

$$\beta_{HL} = \min_{z \in \{h(z)=0\}} \sqrt{z \cdot z^T} > 0 \quad (5.7)$$

Każdy z punktów  $\underline{z}_d$ , w którym to minimum jest osiągnięte, nazywa się punktem obliczeniowym w przestrzeni zmiennych  $\underline{Z}$ , a jego przeciwobraz  $\underline{x}_d = E\{\underline{X}\} + \underline{z}_d \cdot A^{-1}$  jest punktem obliczeniowym w przestrzeni zmiennych fizycznych  $\underline{X}$ , lub krótko punktem obliczeniowym.

Jeśli zmienna wektorowa  $\underline{Z}$  ma rozkład normalny (lub rozkład jednomodalny zbliżony kształtem do normalnego), to punkt obliczeniowy  $\underline{z}_d$  jest najbardziej prawdopodobnym zestawem parametrów, przy których nastąpi osiągnięcie stanu granicznego.

Gdy warunek stanu granicznego  $g(\underline{x})$  jest liniową funkcją wszystkich zmiennych  $\underline{x}$  (hiperpłaszczyzną), wtedy jego obraz  $h(\underline{z})$  jest również pewną funkcją liniową  $h(\underline{z}) = a_0 + \sum a_i \cdot z_i$  zmiennych  $\underline{z}$  i zachodzi

$$\beta_{HL} = \frac{a_0}{\sqrt{a_1^2 + \dots + a_n^2}} \quad (5.8)$$

Dla rozkładów normalnych wektora  $\underline{X}$  i liniowego warunku  $LS$  wskaźniki  $\beta_{HL}$  oraz  $\beta_C$  pokrywają się, natomiast prawdopodobieństwo przekroczenia stanu granicznego oblicza się jako  $p_f = \Phi(-\beta_{HL})$ , np. [4,69], gdzie  $\Phi$  oznacza dystrybuantę standardowego gaussowskiego.

Obie metody należą do tzw. metod bezrozkładowych (distribution-free), korzystając tylko z dwóch pierwszych momentów zmiennych losowych. Uważa się, że stopień ich dokładności jest adekwatny do jakości zazwyczaj posiadanej informacji na temat losowości i że metody te są odpowiednie dla celów projektowych [4].

Metoda zaproponowana przez Hasofera i Linda wyróżnia się prostym sensem fizycznym, a przy tym jest zgodna (w szczególnym przypadku) z metodą Cornella, ale ma ona też kilka wad:

- punktów obliczeniowych może być kilka i wyznaczone są w ten sposób bardzo różniące się zestawy parametrów obliczeniowych, pomimo tego samego bezpieczeństwa mierzonego przez  $\beta_{HL}$ ,

- przy tych samych  $\beta_{HL}$ , bezpieczeństwo może być jednak zróżnicowane – w zależności od nieuwzględnianych rozkładów prawdopodobieństwa zmiennych losowych,

– teoretycznie mogą wystąpić minima lokalne, skutkujące ograniczonym zaufaniem do numerycznie znalezionej wartości  $\beta_{HL}$ .

Zastrzeżenia te dotyczą jednak niemal wyłącznie bardzo dużej liczby zmiennych losowych i nieregularnych funkcji  $LS$ , co w typowych zagadnieniach projektowych nie występuje.

Postulowane w literaturze wartości  $\beta$  są zróżnicowane, generalnie na poziomie 2÷3, tab. 5.4. Zależą one od rodzaju konstrukcji, konsekwencji zniszczenia i wiarygodności modelu obliczeniowego (funkcji stanu granicznego).

Tab. 5.4. Proponowane wartości progowe  $\beta$  [64]

Względne koszty zapewnienia bezpieczeństwa	Skutki zniszczenia			
	małe	odczuwalne	umiarkowane	wielkie
Wysokie	0	1,5	2,3	3,1
Umiarkowane	1,3	2,3	3,1	3,8
Niskie	2,3	3,1	3,8	4,3

Orientacyjnie [64]:

- A: w stanach granicznych użyteczności można stosować  $\beta = 0$  w przypadku stanów odwracalnych i  $\beta = 1,5$  w przypadkach stanów nieodwracalnych,  
 B: w stanach granicznych zmęczenia można stosować  $\beta = 2,3$  do  $3,1$  zależnie od możliwych inspekcji,  
 C: w stanach granicznych nośności można stosować klasy bezpieczeństwa, w których  $\beta = 3,1$  albo  $3,8$  albo  $4,3$ .

Trochę inaczej sprawę progowych wartości współczynnika niezawodności przedstawił [80,81], tab. 5.5.

Tab. 5.5. Progowe wartości prawdopodobieństw  $p_f$  i towarzyszące im wartości współczynników bezpieczeństwa  $\beta$  [80,81]

Konsekwencje zniszczenia	Typ zniszczenia					
	I		II		III	
Mało istotne	$10^{-3}$	3,09	$10^{-4}$	3,71	$10^{-5}$	4,26
Istotne	$10^{-4}$	3,71	$10^{-5}$	4,26	$10^{-6}$	4,75
Bardzo istotne	$10^{-5}$	4,26	$10^{-6}$	4,75	$10^{-7}$	5,20

I – plastyczne zniszczenie z zapasem wytrzymałości przy wzmocnieniu odkształceniowym

II – plastyczne zniszczenie bez zapasu wytrzymałości

III – kruche zniszczenie i niestabilność

Model Hasofera i Linda oraz przedstawione w tabelach wartości wskaźnika niezawodności  $\beta$  nie są kompletne, w tym sensie, że nie określają jakości i wiarygodności

samego modelu, tj. warunku stanu granicznego, a jedynie skutki zmienności jego parametrów. W tej sytuacji należałoby wstępnie skorygować:

- warunek stanu granicznego (subiektywne poprawki na czynniki nieuwzględniane w modelu),
- lub progowe wartości wskaźnika  $\beta$ .

Przedstawione wyżej współczynniki  $\beta$  dotyczą trwałych sytuacji projektowych liczonych na co najmniej 50 lat, tymczasem wykop związany z wykonaniem szczeliny jest stanem przejściowym (bardzo krótkotrwałym) i właściwsze są wartości  $\beta$  typowe dla stanu granicznego użyteczności, np. dwukrotnie mniejsze.

W analizowanych zagadnieniach stateczności szczeliny do korzystnych nieuwzględnianych czynników należą głównie (rozd. 4):

- filtracja zawiesiny i ciśnienie spływowe skierowane od szczeliny w stronę gruntu,
- wytrzymałość zawiesiny,
- wytrzymałość osadów bentonitowych na powierzchni ścian,
- zwiększona wytrzymałość gruntu w strefie penetracji zawiesiny,
- zaniżanie wartości kąta tarcia wewnętrznego, wyznaczanego na podstawie ścinania w 2D.

Metody oparte na wskaźniku niezawodności  $\beta$  należą do grupy metod półprobabilistycznych, tj. stosują aparat rachunku prawdopodobieństwa, ale tylko w ograniczonym zakresie. Pełniejszy model probabilistyczny przyjmuje jako miarę bezpieczeństwa prawdopodobieństwo „awarii” (przekroczenia stanu granicznego)  $p_f = P\{g(X_1, \dots, X_n) \leq 0\}$ . Jeszcze bardziej złożone modele probabilistyczne uzależniają  $p_f$  od czasu lub kosztów [Murzewski].

Modele stosujące  $p_f$  nie są stosowane w niniejszej pracy, za wyjątkiem omówionego już przypadku szczególnego  $p_f = \Phi(-\beta_{HL})$ .

### 5.5. Numeryczne wyznaczanie wskaźnika $\beta_{HL}$

Istnieje kilka komercyjnych programów komputerowych do analizy bezpieczeństwa za pomocą wskaźnika Hasofera i Linda, [69]. Jak zauważył Phoon [57], podstawowe wyniki w tym zakresie można jednak otrzymać prostszymi środkami – za pomocą ogólnodostępnych arkuszy kalkulacyjnych, np. z zastosowaniem narzędzia *Solver* w pakiecie MS Excel<sup>®</sup>.

Zagadnienie wyznaczania wskaźnika Hasofera i Linda jest numerycznym poszukiwaniem minimum funkcji wielu zmiennych, ale pod warunkiem, że analizowane punkty spełniają przekształcony warunek graniczny  $h(\underline{z}) = 0$ . Minimum warunkowe można sprowadzić do minimum bezwarunkowego za pomocą mnożnika Lagrange'a  $\lambda$ .

Metodę postępowania obrazuje następujący przykład.

### Przykład 5.2

Stałe dane i zmienne losowe – jak w rozdziale 5.3, przykładzie 5.1.

Przyjęto funkcję Lagrange'a w postaci:

$$f(Z_1, Z_2, Z_4; \lambda) = \sqrt{Z_1^2 + Z_2^2 + Z_4^2} + \lambda \cdot (P_s - P_h - P_w) \quad (5.9)$$

gdzie:  $P_s, P_h, P_w$  – siły wyrażone w zmiennych bezwymiarowych  $Z_1, Z_2, Z_4$ .

Pomocniczy parametr  $\lambda$  podwyższa wymiar zadania, ale nie powoduje to znaczącego wydłużenia czasu obliczeń.

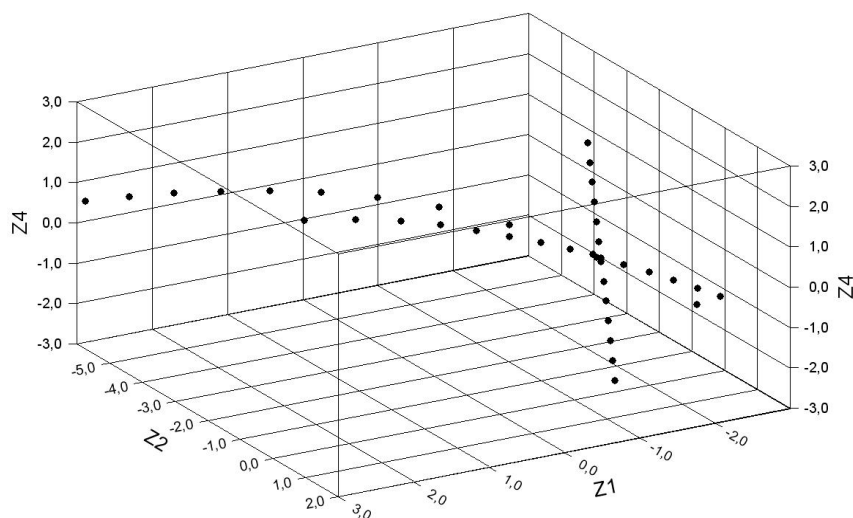
Wyznaczono minimalną wartość funkcji  $f(Z_1, Z_2, Z_4; \lambda)$  za pomocą narzędzia *Solver* w pakiecie MS Excel®:

$$\beta_{HL} = 1,606$$

Wyznaczono również współrzędne punktu obliczeniowego

$$(Z_1^d, Z_2^d, Z_4^d) = (-1,544; -0,429; 0,095)$$

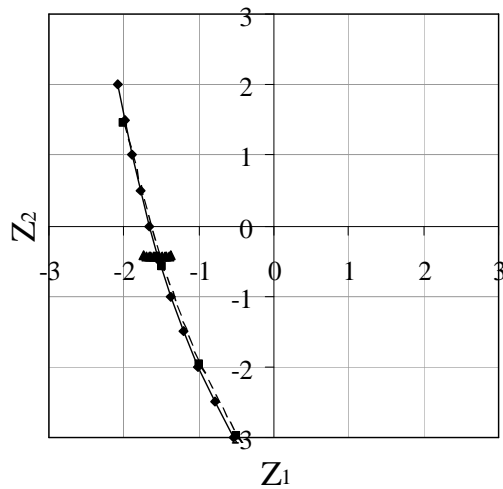
W tym przypadku istnieje jawna postać funkcji warunku granicznego, którym jest równowaga graniczna sił wypadkowych.



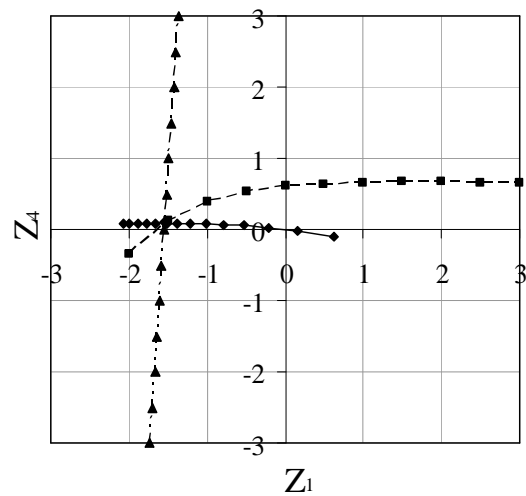
Rys. 5.2. Wykres 3D punktów leżących na powierzchni granicznej



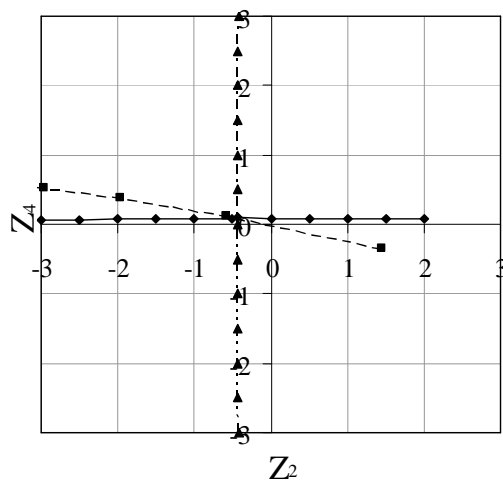
a)



b)



c)



Rys. 5.3. Rzuty punktów leżących na powierzchni granicznej w płaszczyznach:  
a)  $Z_1Z_2$ , b)  $Z_1Z_4$ , c)  $Z_2Z_4$

Na rys. 5.2. przedstawiono wybrane punkty leżące na powierzchni granicznej. Zostały one dobrane w sposób następujący. Założono stałą wartość jednej ze zmiennych bezwymiarowych, a następnie wyznaczono pozostałe, tak by znajdowały się na powierzchni granicznej. Wybór punktów jest subiektywny i nie pozwala na wpisanie powierzchni granicznej, ponieważ lokalizacja punktów nie jest reprezentatywna. Na podstawie aksonometrii i trzech rzutów można jedynie podejrzewać, iż trójwymiarowa powierzchnia graniczna jest w przybliżeniu walcem krzywoliniowym. Tworząca walca jest w przybliżeniu linią pionową.

W tym przypadku zupełnie dobry obraz daje zredukowany wykres płaski, ponieważ można zaobserwować na nim mały wpływ losowych zmian obciążenia. Punkty na wykresach (rys. 5.2 i rys. 5.3) lokalizują się w dwóch obszarach. Punkty  $Z_1$  i  $Z_2$  poziomo, natomiast  $Z_4$  w kierunku pionowym. Znaczna zmiana wartości zmiennych  $Z_1$  i  $Z_2$  pociąga za sobą małą

zmianę wartości zmiennej  $Z_4$ , rys. 5.3.b) i rys. 5.3.c). Natomiast znaczna zmiana wartości zmiennej  $Z_4$  pociąga za sobą małą zmianę wartości zmiennych  $Z_1$  i  $Z_2$ .

Z tego powodu w następnym przykładzie pominięto losowość zmian obciążenia.

### Przykład 5.3

Stałe dane – jak w rozdziale 5.3, przykładzie 5.1.

Algorytm postępowania – jak wyżej, na bazie równowagi granicznej sił. Pominięto losowość wartości obciążenia ( $Q = \text{const} = 300\text{kN}$ ). Wyznaczono minimalną wartość funkcji  $f(Z_1, Z_2; \lambda)$ . Wynosi ona:

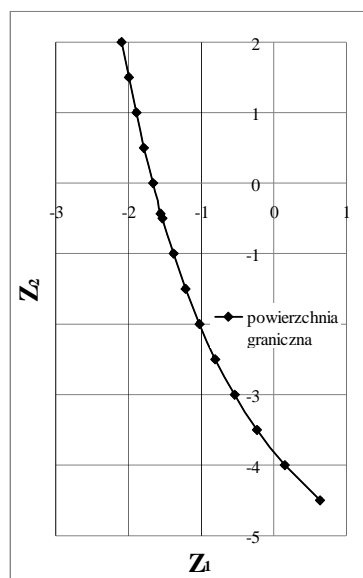
$$\beta_{HL} = 1,609$$

A współrzędne punktu obliczeniowego:

$$(Z_1^d, Z_2^d) = (-1,550; -0,429)$$

Na rys. 5.4 przedstawiono zależność dwóch zmiennych  $Z_1$  i  $Z_2$ . Można zaobserwować, iż powierzchnia graniczna nie posiada minimów lokalnych. Na tej podstawie wnioskowano, iż podobny kształt ma powierzchnia graniczna w przypadku, gdy wprowadzona jest losowa zmienność  $Q$ . Zmienność ta ma nieznaczny wpływ na wartość  $\beta_{HL}$ .

Zbieżność wyników obu przykładów – metody momentowej i poszukiwania punktu obliczeniowego – jest duża, chociaż metoda momentowa zakłada, że wyższe momenty oblicza się jak dla rozkładu gaussowskiego, a w metodzie Hasofera i Linda nie korzysta się z rozkładów w żadnym stopniu.



Rys. 5.4. Współczynnik Hasofera i Linda ( $\beta_{HL} = 1,61$ );  
punkt projektowy D  $(-1,55; -0,43)$

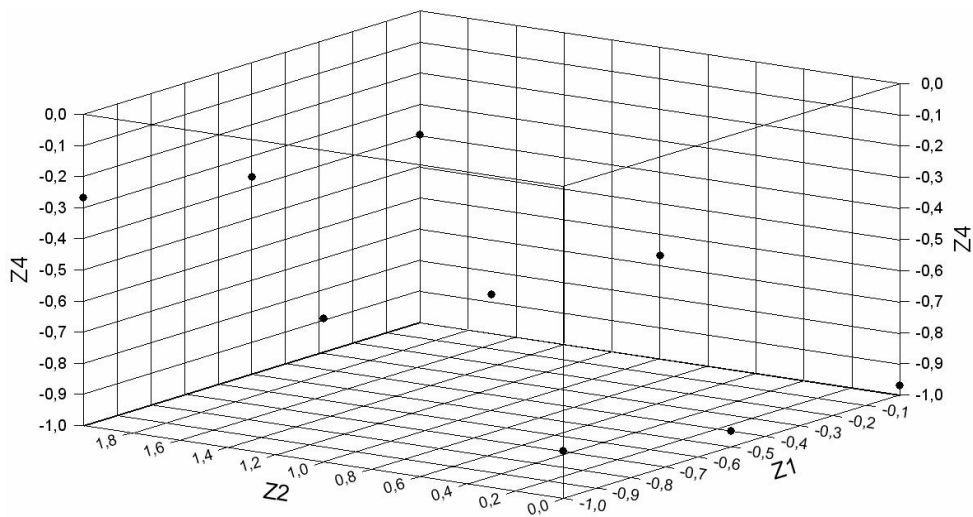
Zaletą metody Hasofer'a i Lind'a dla 2–3 zmiennych jest możliwość wizualizacji powierzchni granicznej, w szczególności ocena jej krzywizn i ewentualnej możliwości wystąpienia minimów lokalnych, czy niejednoznacznych rozwiązań. Można też łatwo odczytać współrzędne punktu obliczeniowego, w którym to minimum odległości jest osiągnięte. Obie metody skutecznie uogólnia się na zagadnienia o większej liczbie zmiennych, przy prostej algorytmizacji obliczeń, jednak pod warunkiem, że jawnie znana jest postać funkcyjna warunku granicznego.

Podstawą dotychczas omówionych metod probabilistycznej analizy bezpieczeństwa była jawna postać funkcji stanu granicznego  $g(\underline{x}) = 0$ , a konkretnie rozwinięty warunek  $M = P_s - P_h - P_w = 0$  w (5.3). Sytuacja bardzo komplikuje się w przypadku niejawnej funkcji stanu granicznego. Zaawansowane obliczenia sprężysto–plastyczne (rozdz. 4.4) sprowadzają się do wyznaczania przemieszczeń w wybranych punktach ośrodka lub analizowanej konstrukcji i nie dają jawnej funkcji zależnej od (losowych) parametrów. Nieznaną funkcję  $g(\underline{x}) = 0$ , oraz odpowiednio  $h(\underline{z}) = 0$ , można określać tylko w przybliżeniu poprzez „bardzo duży” dyskretny zbiór punktów dla różnych kombinacji parametrów, albo w postaci ciągłej aproksymacji za pomocą wyznaczonych współczynników rozwinięcia wielomianowego, np.

$$g(\underline{x}) \approx a_o + \sum_i a_i \cdot x_i + \sum_k \sum_l a_{kl} \cdot x_k \cdot x_l + \dots \quad (5.10)$$

Ta druga metoda należy do grupy metod Response Surface, a jej wadą jest szybko rosnąca liczba współczynników do wyznaczenia – w miarę wzrostu liczby rozpatrywanych zmiennych oraz zwiększania wymaganej dokładności przybliżenia. Podstawowe znaczenie ma wówczas odpowiedni wybór punktów do aproksymacji czyli tzw. planowanie eksperymentu. Trudności w aproksymacji zbioru punktów za pomocą zależności typu (5.10) obrazują już rys. 5.2 oraz rys. 5.3, pomimo że liczba punktów jest tam stosunkowo duża.

Pracochłonne obliczenia sprężysto–plastyczne dostarczają zwykle mniejszej liczby punktów, rys.5.5 – dla danych analogicznych jak poprzednio. Skuteczność metody Response Surface jest wówczas mała. Można jednak stosować tę metodę lokalnie, dla różnych czynników lub składników, jak w metodzie momentów w rozdziale 5.3. Innym rozwiązaniem może być też np. analiza tej powierzchni za pomocą sieci neuronowych [69].

Rys. 5.5. Punkty graniczne wyznaczone dla  $u_{lim} = 25\text{mm}$  (Plaxis 3D)

### 5.6. Kalibracja częściowych współczynników bezpieczeństwa

Wyznaczony punkt obliczeniowy  $\underline{z}_d$  można zapisać we współrzędnych kulistych, biorąc odległość  $\beta_{HL} > 0$  jako promień oraz cosinusy kierunkowe  $\alpha_i$ , czyli  $\underline{z}_d = \beta_{HL} \cdot \underline{\alpha} = \beta_{HL} \cdot (\alpha_1, \dots, \alpha_n)$ , gdzie  $\sum(\alpha_i)^2 = 1$ ,  $\sum(z_{id})^2 = \beta_{HL}^2$ . W książce [Baker...] opisano algorytm iteracyjnego wyznaczenia parametrów  $\beta_{HL}$  oraz  $\alpha_i$ , natomiast autorzy [9,10] stosowali procedurę *minimize* z pakietu Maple<sup>®</sup>, a Phoon [57] zastosował w tym miejscu program *Solver* z pakiet MS Excel<sup>®</sup>.

Dla nieskorelowanych zmiennych losowych parametry  $\alpha_i = z_{id}/\beta_{HL}$  mają ważną interpretację niezawodnościową: określają względny wpływ zmiennej  $X_i$  na bezpieczeństwo. Współczynniki kierunkowe  $\alpha_i$  są więc głównym elementem analizy wrażliwości w oparciu o warunek stanu granicznego.

Przepisy normowe, w tym Eurocode [54] oraz ISO 2394 [64], wymagają sprawdzenia warunku stanu granicznego  $g(X_1, \dots, X_n) > 0$  dla kilku zestawów parametrów, przyjętych jako tzw. wartości obliczeniowe, czyli dla  $(x_{1d}, \dots, x_{nd}) = (x_{1k}, \dots, x_{nk}) \otimes (\gamma_1, \dots, \gamma_n)$ , gdzie  $\gamma_i > 1$  są tzw. częściowymi współczynnikami bezpieczeństwa. Symbol  $\otimes$  oznacza odpowiednio pomnożenie wartości charakterystycznej (reprezentatywnej)  $x_{ik}$  przez  $\gamma_i$  albo podzielenie tej wartości  $x_{ik}$  przez  $\gamma_i$  – w zależności od tego, który przypadek jest po stronie bezpiecznej. Analogicznie,  $x_{ik}$  jest zazwyczaj kwantylem 5% albo 95% losowego parametru  $X_i$ . Określenie kwantyla wymaga jednak znajomości rozkładu prawdopodobieństwa, co wykracza poza założenia bezrozkładowej metody Hasofera i Linda. Dlatego w praktyce zaleca się

przyjmowanie zależności przybliżonej, zwanej wzorem Schneidera [54],  $x_{ik} = \mu_i \cdot (1 \pm 0,5 \cdot v_i)$ , gdzie  $\mu_i$  jest wartością oczekiwaną, a  $v_i$  jest współczynnikiem zmienności.

Ponieważ  $\underline{x}_d = E\{\underline{X}\} + \underline{z}_d \cdot \mathbf{A}^{-1} = (\mu_i) + \underline{z}_d \cdot \mathbf{A}^{-1}$  oraz równocześnie  $\underline{x}_d = \underline{x}_k \otimes \underline{\gamma} = (\mu_i \cdot (1 \pm 0,5 \cdot v_i)) \otimes \underline{\gamma}$ , więc na podstawie tych równań istnieje możliwość wyznaczenia wartości współczynników  $\underline{\gamma} = (\gamma_i)$ . Procedura ta, zwana kalibracją częściowych współczynników bezpieczeństwa, jest szczególnie prosta, jeśli zmienne losowe  $X_i$  są nieskorelowane. W tym przypadku macierz kowariancji  $\mathbf{C}_{\underline{X}}$  jest macierzą diagonalną,  $\mathbf{C}_{\underline{X}} = [\text{Var}\{X_i\}] = [\sigma_i^2]$ . Macierz  $\mathbf{A}$  jest również diagonalna,  $\mathbf{A} = [1/\sigma_i]$ ,  $\mathbf{A}^{-1} = [\sigma_i]$ . Stąd otrzymuje się równanie:  $\mu_i \cdot (1 + \beta_{HL} \cdot \alpha_i \cdot v_i) = x_{di} = \mu_i \cdot (1 \pm 0,5 \cdot v_i) \otimes \gamma_i$  i dalej:

$$\gamma_i = (1 + \beta_{HL} \cdot \alpha_i \cdot v_i) / (1 + 0,5 \cdot v_i), \text{ jeśli duże wartości parametru } X_i \text{ są niekorzystne,}$$

$$\gamma_i = (1 - 0,5 \cdot v_i) / (1 + \beta_{HL} \cdot \alpha_i \cdot v_i), \text{ jeśli małe wartości parametru } X_i \text{ są niekorzystne.}$$

Przyjmując orientacyjnie:  $\beta_{HL} \sim 2 \div 3$ ,  $\alpha_i \sim \pm 0,5 \div 0,7$  oraz  $v_i \sim 0,1 \div 0,2$

można szacować, że  $\gamma_i \sim 1,1 \div 1,5$  (średnio ok. 1,3). Rzeczywiście, takie wartości przyjmuje się w zaleceniach normowych [6,54,63].

Dodatnia korelacja pomiędzy parametrami wytrzymałościowymi  $X_i$  na ogół zwiększa wartości współczynników  $\gamma_i$  a korelacja ujemna je zmniejsza. Widać to najlepiej w definicji wskaźnika  $\beta_C$ , jeśli funkcja  $g$  jest liniowa ( $a_i > 0$ ), ponieważ:

$$\text{Var}\{a_1 \cdot X_1 + a_2 \cdot X_2\} = (a_1)^2 \cdot \text{Var}\{X_1\} + 2 \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot \text{Cov}\{X_1, X_2\} + (a_2)^2 \cdot \text{Var}\{X_2\}.$$

Jak wykazał [7], kalibracja w przypadku dużej ujemnej korelacji pomiędzy parametrami losowymi może prowadzić do zaskakujących wyników: zgodnie z oczekiwaniem częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla kąta tarcia wewnętrznego jest większy od jedności, ale równocześnie dla spójności bywa on mniejszy od jedności. W rzeczywistości, korelacja pomiędzy kątem tarcia wewnętrznego, a spójnością jest ujemna, ale o małej wartości bezwzględnej (tab. 5.3.), co tym bardziej uzasadnia obliczeniowe założenie o niezależności tych zmiennych losowych.

Podany niżej przykład numeryczny kalibracji pochodzi z pracy [11].

#### Przykład 5.4

Stałe dane – jak w rozdziale 5.3, przykładzie 5.1.

W przypadku gruntu niespoistego i braku obciążenia powierzchni terenu przy szczelinie przeanalizowano dwie niezależne zmienne losowe:

- poziom wody gruntowej, z wartością oczekiwaną  $E\{h_w\} = 3\text{m}$  i odchyleniem standardowym  $\sigma_h = 1\text{m}$  (współczynnik zmienności  $v_h = 0,33$ );

$$Z_1 = \frac{h_w - E\{h_w\}}{\sigma_{h_w}}$$

– tangens kąta tarcia wewnętrznego  $\phi$ , z wartością oczekiwaną  $E\{\tan\phi\} = 0,62$

i odchyleniem standardowym  $\sigma_{\tan\phi} = 0,062$ , współczynnik zmienności  $v_{\tan\phi} = 0,10$ .

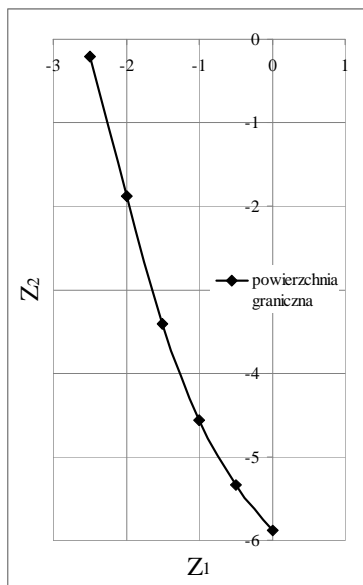
$$Z_2 = \frac{\phi - E\{\tan\phi\}}{\sigma_{\phi}}$$

Analizę sprężysto–plastyczną przeprowadzono w dwóch programach numerycznych FLAC 3D oraz Plaxis 3D. Do obliczeń przyjęto przemieszczeniowy warunek graniczny  $g(X_1, X_2) = u(X_1, X_2) - u_{\text{lim}} = 0$  czyli  $g(h_w, \tan\phi) = u(h_w, \tan\phi) - u_{\text{lim}} = 0$  z wartością  $u_{\text{lim}} = 2,5\text{cm}$  dla punktu położonego na ścianie dłuższego boku szczeliny, w miejscu przecięcia się z osią symetrii.

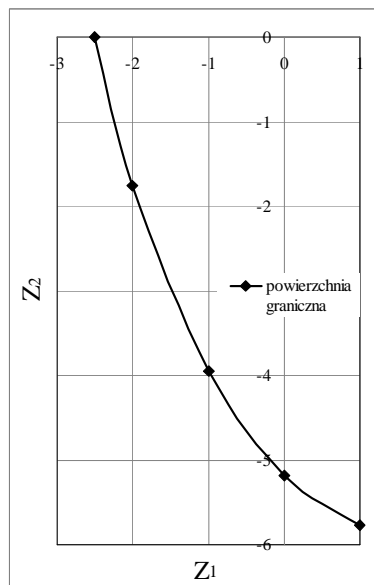
W przypadku obliczeń wykonanych w programie FLAC 3D kształt wyznaczonej powierzchni granicznej przedstawiono na rys. 5.6. Wyznaczono punkt obliczeniowy  $D(-2,36; -0,66)$  oraz wskaźnik niezawodności Hasofera i Linda  $\beta_{HL} \cong 2,45$ . Współczynniki kierunkowe wynoszą odpowiednio:  $\alpha_1 = -2,36/2,45 = -0,96$  oraz  $\alpha_2 = -0,66/2,45 = -0,27$ . Częściowe współczynniki bezpieczeństwa, oszacowane jak wyżej na bazie wzoru Schneidera, mają wartości:

$$\gamma_1 = (1 - 0,5 \cdot 0,33) / (1 - 2,36 \cdot 0,33) = 3,917$$

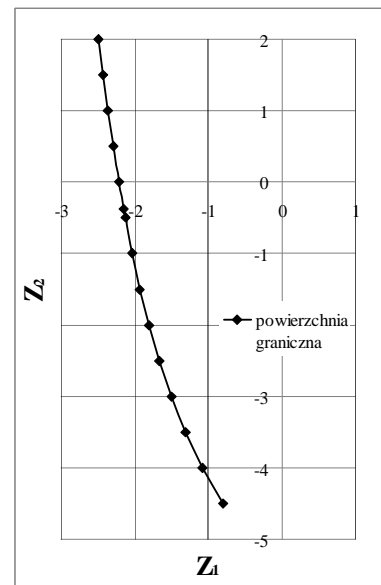
$$\gamma_2 = (1 - 0,5 \cdot 0,10) / (1 - 0,66 \cdot 0,10) = 1,017.$$



Rys. 5.6. Współczynnik Hasofera–Linda  $\beta_{HL} = 2,45$  oraz  $D(-2,36; -0,66)$  (FLAC 3D)



Rys. 5.7. Współczynnik Hasofera–Linda  $\beta_{HL} = 2,40$  oraz  $D(-2,32; -0,65)$  (Plaxis 3D)



Rys. 5.8. Współczynnik Hasofera i Linda  $\beta_{HL} = 2,18$  oraz  $D(-2,15; -0,38)$  (obliczenia uproszczone)

W przypadku obliczeń wykonanych w programie Plaxis 3D kształt wyznaczonej powierzchni granicznej przedstawiono na rys. 5.7. Wyznaczono punkt obliczeniowy  $D(-2,32; -0,65)$  oraz wskaźnik niezawodności Hasofera i Linda  $\beta_{HL} \cong 2,40$ . Współczynniki kierunkowe wynoszą:  $\alpha_1 = -2,32/2,40 = -0,96$  oraz  $\alpha_2 = -0,65/2,40 = -0,27$ .

Częściowe współczynniki bezpieczeństwa, oszacowane jak wyżej na bazie wzoru Schneidera, wynoszą odpowiednio:

$$\gamma_1 = (1-0,5 \cdot 0,33)/(1-2,32 \cdot 0,33) = 3,643$$

$$\gamma_2 = (1-0,5 \cdot 0,10)/(1-0,65 \cdot 0,10) = 1,016.$$

Jeżeli dla losowego położenia zwierciadła wody gruntowej przyjmiemy wartość odchylenia standardowego o połowę mniejszą, tj.  $\sigma_{hw} = 0,5m$  oraz odpowiednio współczynnik zmienności  $v_{hw} = 0,167$ , wówczas otrzymamy podane niżej wartości współczynników bezpieczeństwa.

Dla przypadku obliczeń wykonanych za pomocą programu FLAC 3D:

$$\gamma_1 = (1-0,5 \cdot 0,167)/(1-2,36 \cdot 0,167) = 1,513$$

Dla przypadku obliczeń wykonanych za pomocą programu Plaxis 3D:

$$\gamma_1 = (1-0,5 \cdot 0,167)/(1-2,32 \cdot 0,167) = 1,496$$

Na podstawie obliczeń uproszczonych wyznaczona została powierzchnia zniszczenia, por. rozdz. 4.4, rys. 5.8. Wyznaczono punkt obliczeniowy  $D(-2,15; -0,38)$  oraz wskaźnik niezawodności Hasofera i Linda  $\beta_{HL} \cong 2,18$ . Współczynnik kierunkowy wynosi:  $\alpha_1 = -2,15/2,18 = -0,99$  oraz  $\alpha_2 = -0,38/2,18 = -0,17$ . Częściowe współczynniki bezpieczeństwa, oszacowane jak wyżej na bazie wzoru Schneidera, wynoszą odpowiednio:

$$\gamma_1 = (1-0,5 \cdot 0,33)/(1-2,15 \cdot 0,33) = 2,874$$

$$\gamma_2 = (1-0,5 \cdot 0,10)/(1-0,38 \cdot 0,10) = 0,988.$$

Jeżeli tym razem też przyjmiemy do obliczeń wartość odchylenia standardowego o połowę mniejszą –  $\sigma_{hw} = 0,5$  oraz odpowiednio współczynnik zmienności  $v_{hw} = 0,167$ , wówczas otrzymamy następujące wartości współczynników bezpieczeństwa:

$$\gamma_1 = (1-0,5 \cdot 0,167)/(1-2,15 \cdot 0,167) = 1,428.$$

Jak widać, wskaźniki niezawodności  $\beta_{HL}$  mają zbliżone wartości w przypadku obliczeń wykonanych w różnych programach numerycznych. Potwierdza się również teza, iż wartość wskaźników bezpieczeństwa wyznaczonych metodą uproszczoną jest mniejsza od wartości wskaźników wyznaczonych metodami numerycznymi, por. rozdz. 4.4. Wyznaczone wartości  $\beta_{HL}$  mogą być przyjęte dla tymczasowej konstrukcji, jaką jest szczelina (tab. 5.4.). Wartości wskaźników bezpieczeństwa są większe od proponowanych wartości

progowych dla mniej znaczących skutków zniszczenia oraz umiarkowanych względnych kosztów zapewnienia bezpieczeństwa ( $\beta = 1,3$ ) wg ISO 2394 [64].

Powyższe wartości wskaźników niezawodności  $\beta_{HL}$ , równe kolejno 2,45, 2,40 oraz 2,18, są zbliżone do wartości wskaźników  $FS$  otrzymanych na drodze redukcji parametrów wytrzymałości gruntu: w programie FLAC ( $FS = 2,86$ ), w programie Plaxis ( $FS = 2,27$ ) oraz z obliczeń uproszczonej metody równowagi granicznej ( $FS = 2,18$ ). Trzeba jednak podkreślić, że metodyka określania tych wskaźników jest całkowicie odmienna.

Daje się zauważyć dominująca wrażliwość modelu na fluktuacje pierwszego z parametrów, czyli położenia zwierciadła wody gruntowej. Dla realnych wartości współczynnika zmienności położenia zwierciadła wody gruntowej, współczynnik bezpieczeństwa  $\gamma_1$  przyjmuje wartości z przedziału 1,5÷3,5. Oznacza to, że dla zachowania bezpieczeństwa należy podzielić wartość charakterystyczną rzędnej zwierciadła wody gruntowej (liczoną od poziomu terenu i równocześnie od poziomu zawiesiny w szczelinie) przez taki właśnie współczynnik.

Dla współczynnika zmienności  $v_1 = 0,167$ , współczynnik bezpieczeństwa  $\gamma_1$  przyjmuje wartości ok. 1,5. Przy wartości oczekiwanej położenia wody gruntowej na poziomie 3m i dla odchylenia standardowego  $\sigma_{hw} = 0,5m$  można spodziewać się fluktuacji poziomu zwierciadła wody gruntowej równej trzem odchyleniom standardowym, tj. w granicach od 1,5 do 4,5m ( $\pm 3 \times \sigma_{hw} = \pm 1,5m$ ). W tym przypadku obliczeniowy poziom zwierciadła wody gruntowej należałoby przyjąć równy  $3,0 \times (1 - 0,5 \times 0,167) / 1,5 = 1,8$ , czyli 1,2m powyżej wartości oczekiwanej. W przeanalizowanym przykładzie – dotyczącym wprowadzie tylko gruntów niespoistych – nie potwierdza się zatem potoczna opinia, że utrzymywanie zawiesiny o 1m powyżej zwierciadła wody gruntowej zapewnia wystarczające bezpieczeństwo. Losowe wahania poziomu wody gruntowej (lub ogólniej ciśnienia porowego) powodują, że tę różnicę poziomów należałoby raczej szacować na 2m.

Wynik w postaci częściowych współczynników bezpieczeństwa  $\gamma_i$  może być wskazówką dla projektantów w kierunku stosowania dodatkowych rozwiązań ochronnych (murki prowadzące wyprowadzone ponad poziom terenu, większa gęstość zawiesiny, obniżanie zwierciadła wody gruntowej, krótsze sekcje szczeliny).



## 6. Podsumowanie i wnioski końcowe

1. W rozprawie rozwiązano oryginalne zagadnienie badawcze, jakim jest wielokryterialna ocena stateczności pionowej szczeliny w gruncie, w szczególności z uwzględnieniem losowości parametrów geotechnicznych i losowych miar bezpieczeństwa.

2. Najbardziej realistyczne od strony fizycznej jest modelowanie szczeliny za pomocą analizy sprężysto–plastycznej, ponieważ naśladuje ono cały proces wykonywania szczeliny i opiera się wyznaczeniu przemieszczeń. Ważną zaletą dysponowania oszacowaniem przemieszczeń jest bezpośrednia ocena wpływu na zabudowę przyległą do szczeliny. Trudnością jest jednak brak jawnej postaci funkcji przemieszczeń w zależności od parametrów geotechnicznych, a zastosowanie aproksymacji typu Response Surface okazało się mało wiarygodne z powodu małej liczby punktów aproksymacji.

Najwygodniejsze dla celów praktycznych jest zastosowanie uproszczonej równowagi granicznej z jawną funkcją warunku granicznego. W tym przypadku można dokonać oceny stateczności, spełniającej wymogi Eurokodów i międzynarodowych norm z zakresu niezawodności konstrukcji, dysponując jedynie powszechnie dostępnymi arkuszami kalkulacyjnymi. W przeanalizowanych przykładach wykazano dobrą zgodność obu metod, chociaż systematycznie metoda uproszczona cechowała się mniejszymi wartościami współczynników bezpieczeństwa (oszacowanie po stronie bezpiecznej).

3. Przedstawiona uproszczona metoda obliczeniowa równowagi granicznej wprowadza tarcie na powierzchniach bocznych klina odłamu, co jest najprostszym sposobem modelowania przestrzennej pracy bryły gruntu odprężonej przy szczelinie. Jest bezpośrednio widoczne, że zwiększanie długości szczeliny powoduje zbieżność do zadania płaskiego, ponieważ procentowy wpływ sił na powierzchniach bocznych maleje do zera. Bardziej zaawansowane modele sprężysto–plastyczne potwierdziły dopuszczalność założeń modelu uproszczonego, w szczególności można zaakceptować bardzo prosty kształt klina odłamu. Ten model ma ograniczenia w przypadku uwarstwienia podłoża oraz obciążeń skupionych lokalnie na poziomie terenu. Nie pozwala też na wyznaczenie wartości przemieszczeń na ścianie szczeliny i obok niej.

4. Spośród kilku tradycyjnych wskaźników stateczności szczegółowej analizie poddano dwa:  $FS_1$  – jako iloraz poziomych sił od rozporu zawiesiny oraz całkowitego parcia gruntu i wody,  $FS$  – jako iloraz faktycznej wytrzymałości gruntu i zredukowanej wytrzymałości powodującej utratę stateczności. Zastosowanie wskaźnika  $FS$  wydaje się być korzystniejsze, ponieważ taki sposób postępowania jest bardziej uniwersalny i może być również wykorzystywany w obliczeniach sprężysto–plastycznych. Wartości  $FS$  są jednak większe od wartości  $FS_1$ , co rodzi pytanie, czy wartości  $FS_1$  nie są zaniżone lub czy nie ma potrzeby ustalenia wartości progowych dla  $FS_1$  na niższym poziomie. W zakresie realnych wartości (dla szczelin o długościach od 2–6m) nie są to różnice duże. Zważywszy na tymczasowy charakter robót i ich krótki czas trwania można byłoby zaproponować progowe wartości 1,5 dla  $FS$  oraz 1,3 dla  $FS_1$ , w przypadku gdy zwierciadło wody gruntowej jest na poziomie 3m p.p.t.. Wartości te zmieniać się będą zależnie od poziomu zwierciadła wody gruntowej.

5. Otrzymane wyniki wskazują, że stwierdzany praktycznie efekt redukcji parcia gruntu na zawiesinę – w stosunku do rozwiązania Coulomba w 2D – raczej w małym stopniu wynika z mechanizmów odprężeniowych typu „poziome sklepienie ciśnień”. A zatem zmniejszone parcia gruntu na szczelinę są związane bardziej z przesklepieniami w płaszczyźnie pionowej i tarciami silosowym. Uzyskano potwierdzenie analizy przeprowadzonej przez Nga dla płaskich „plasterków” obliczeniowych. Widoczne jest, jednak że zaproponowane przez Nga rozwiązanie dwuetapowe z użyciem modeli 2D jest dość skomplikowane, wykorzystuje sztuczny podział na analizę ruchu poziomego i pionowego, który jest subiektywny. W takim przypadku lepiej jest zastosować pełne modelowanie z użyciem specjalistycznych programów 3D, które pozwalają na prawidłową ocenę pola deformacji, kinematyki zniszczenia i wymaganego parcia zawiesiny.

6. Trójwymiarowe symulacje numeryczne z wykorzystaniem modeli sprężysto–plastycznych pozwoliły określić kinematykę przemieszczeń gruntu wokół szczeliny w trakcie wykonywania szczeliny oraz przy umownej utracie stateczności. Na etapie modelowania drażenia szczeliny stwierdzono, iż w górnej części szczeliny występują przemieszczania od szczeliny w stronę gruntu, a w dolnej części w kierunku odwrotnym, tj. do wnętrza szczeliny. Wpływa na to obecność zwierciadła wody gruntowej, która znacząco zmniejsza skuteczność rozporu szczeliny przez zawiesinę. Stwierdzone wartości przemieszczeń są bardzo małe i mają charakter odprężeń ośrodka, w dużej mierze w zakresie sprężystym. Podczas umownej utraty stateczności dominują przemieszczenia pionowe, w płaszczyźnie poziomej towarzyszy przeniesienie naprężenia na krawędzie szczeliny, zgodnie z mechanizmem przesklepień. Jest to zgodne z danymi literaturowymi, w tym z obserwacjami

*in situ*. Symulacje wykonane w obu programach numerycznych FLAC 3D oraz Plaxis 3D dają zbieżne wyniki, pomimo zupełnie różnych algorytmów obliczeniowych (metoda różnic skończonych i odpowiednio metoda elementów skończonych). Można zatem sądzić, że błąd numeryczny nie zakłóca w sposób znaczący wyników i wniosków.

7. Podczas umownej utraty stateczności mamy raczej do czynienia z bryłą odprężoną, niż przemieszczającym się klinem odłamu. Przyjęto, iż umowna utrata stateczności nastąpi w momencie, gdy któryś z punktów leżących na osi dłuższego boku (na ścianie szczeliny) dozna w trakcie redukcji wytrzymałości gruntu przemieszczeń rzędu 25mm. Warunek ten jest subiektywny, gdyż na drodze obliczeń sprężysto–plastycznych nie jest możliwe wyznaczenie klina odłamu, bądź też wyraźnych powierzchni poślizgu. Przyjęcie wartości większych nie powodowało jednakże dużych zmian, co świadczy o umownym zapoczątkowaniu fazy plastycznego płynięcia w dużych obszarach ośrodka.

8. Przeprowadzona analiza potwierdza, iż odprężona bryła gruntu zlokalizowana jest w górnej części szczeliny. Wskazuje na to jej zasięg przy zwiększającej się głębokości szczeliny oraz stabilizacja wartości wskaźników stateczności przy wzroście głębokości szczeliny. Zwiększanie głębokości szczeliny nie wpływa istotnie na bezpieczeństwo, poza drugorzędnymi trudnościami wykonawczymi. Trzeba podkreślić, że zasięg bryły odłamu w postaci klina jest zgodny ze strefami wyznaczonymi na drodze obliczeń numerycznych i przyjmuje on wartości wyraźnie większe niż podane przez Piaskowskiego.

9. Analiza wpływu słabego przewarstwienia potwierdziła, że wpływ przewarstwienia nie ujawnia się, dopóki występuje ono poniżej dna szczeliny lub w strefie jej dna (dla aktualnego poziomu głębenia). Przewarstwienie usytuowane powyżej dna wpływa na stateczność szczeliny, ale w stopniu mniejszym od oczekiwanego. Jest to oczywiście wpływ niekorzystny. Na tej podstawie można sądzić, że lokalne plastyczne wyciskanie słabszego gruntu z przewarstwienia w stronę szczeliny jest mało prawdopodobnym schematem zniszczenia, a pozostaje nim ścinanie bryły odłamu. Przewarstwienie, w stosunku do dużej głębokości szczeliny i dużej powierzchni ścinania w warstwach mocniejszych, odgrywa wówczas tylko rolę proporcjonalną do swojej grubości. Zaproponowana przez Piaskowskiego i Kowalewskiego koncepcja przyjęcia wagi w postaci miąższości przewarstwienia okazała się trafna. Powyższa konkluzja wymagałaby sprawdzenia w przypadku większego zróżnicowania wytrzymałości gruntów, większej grubości przewarstwienia, czy uwzględnienia możliwych zmian ciśnienia porowego.

10. Zasięg wpływu obciążenia obok szczeliny (od maszyny głębiącej) jest ograniczony do głębokości szczeliny rzędu dwukrotnie większej od odległości osi

przyłożenia obciążenia. Przez co wpływ ten jest istotny na wczesnym etapie wykonania szczeliny.

11. Wprowadzenie miar bezpieczeństwa zgodnych z Eurokodami wymaga – choćby uproszczonego – podejścia probabilistycznego. Rozpatrywano dziesięć zmiennych losowych, ale na podstawie przeprowadzonych obliczeń zidentyfikowano cztery zmienne losowe o potencjalnie największym znaczeniu. Są to: poziom zwierciadła wody gruntowej, parametr wytrzymałości gruntu – kąt tarcia wewnętrznego lub jego tangens, parametr wytrzymałości gruntu – spójność oraz w mniejszym stopniu wartość pionowego obciążenia obok szczeliny.

12. Zdecydowanie najbardziej niekorzystnym czynnikiem wpływającym na stateczność szczeliny jest wysoki poziom wody gruntowej i jego wahania. W realnych sytuacjach należałoby stosować duże częściowe współczynniki bezpieczeństwa (rzędu 2 i więcej), tj. przyjmować do obliczeń ponad dwukrotnie mniejszą głębokość położenia zwierciadła wody gruntowej (od poziomu terenu i poziomu zawiesiny w szczelinie) niż wartość średnia.

13. Zastosowanie metody Response Surface nie spełniło oczekiwań, ponieważ punkty do aproksymacji układają się bardzo niekorzystnie i wynik nie może być wiarygodny.

Opracowano jednak własną lokalną wersję tej metody, sprowadzającą się do aproksymacji za pomocą funkcji liniowej lub paraboli złożonych zależności od kąta tarcia wewnętrznego, co po wymnożeniu pozwala obliczyć momenty złożonych funkcji i z dużą dokładnością określić wskaźnik niezawodności Cornella. W przypadku konstrukcji tymczasowej jaką jest szczelina wartość współczynnika Cornella należy przyjmować zgodnie z wartościami normowymi [...] na poziomie 1,3.

14. Klasyczną analizę bezpieczeństwa w opisie Hasofera i Linda przeprowadzono dla dwóch zmiennych losowych, gdy powierzchnia graniczna jest łatwo widoczna. Na tej podstawie wyznaczono współczynniki  $\beta$  Hasofera–Linda, współczynniki kierunkowe i częściowe współczynniki bezpieczeństwa. Współczynniki częściowe wyznaczone dla zwierciadła wody gruntowej na poziomie 3m p.p.t. z odchyleniem standardowym 0,5m wskazują zgodność z prezentowanymi w EC7. Jedynie stany wyjątkowe, czyli duże odchylenia rzędu 1m wskazywałyby, że przyjęta wartość współczynnika bezpieczeństwa 1,5 jest za mała i powinna wynosić co najmniej 2. W przypadku konstrukcji tymczasowej jaką jest szczelina wartość współczynnika Hasofera–Linda należy przyjmować zgodnie z wartościami normowymi [...] na poziomie 1,3.

## 7. Zestawienie literatury

1. Arboleda C.A., Abraham D.M.: Fatalities in trenching operations – Analysis using models of accident causation. *Journal of Construction Engineering and Management*. 2004. Vol. 130. nr 2. s. 273–280
2. Bagińska I.: Kinematyczna analiza stateczności skarp masywów gruntowych. Praca doktorska. Wrocław. Czerwiec 2007
3. Bauer J., Kozubal J., Puła W., Wyjadłowski M.: Analiza przemieszczeń poprzecznie obciążonego pała w trójwymiarowym ośrodku liniowo–sprężystym o cechach losowych. *Górnictwo i Geoinżynieria*. 2009. Rok 33. z. 1. s. 65–74
4. Beacher G.B., Christian J.T.: *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. John Wiley & Sons Ltd. 2003
5. Biernatowski K.: Statistical characteristics of geological Engineering environment. *Geomathematics and Geostatistics Analysis Applied to Space and Time Depend Data*, in *Science de la Terre*. 1988. Vol. 27. s. 181–194
6. Bond A., Harris A.: *Decoding Eurocode 7*. Taylor & Francis. London and New York. 2008
7. Blanc J.: Calibration of partial safety coefficients for a shallow foundation. M.Sc. Thesis. Wrocław. 2008
8. Brząkała W.: Losowość parametrów podłoża gruntowego. *Archiwum Inżynierii Lądowej*. 1981. t. 27, z. 4, s. 599–606.
9. Brząkała W.: Safety analysis in nonlinear geotechnical design. Non-linear soil mechanics. *Proceedings of the IVth Russian Conference with Foreign Participation. Rossijskij Nacionalnyj Komitet Meždunarodnogo Obscestva po Mechanike Gruntov i Fundamentostroeniju, St.–Petersburg, 23–25 June 1993*. Vol. 1. s. 173–178
10. Brząkała W., Blanc J.: Dyskusja i kalibracja hipotezy Meyerhofa. *Górnictwo i Geoinżynieria*. 2009. Rok 33. z. 1. s.75–83
11. Brząkała W., Gorska K.: On safety of slurry-wall trenches. *Studia Geotechnica et Mechanica*. 2008. Vol. XXX. nr 1–2. s. 199–206
12. Brząkała W., Gorska K.: On stability analysis of slurry-wall trenches. *Plaxis Bulletin*. 2008. Vol. 24. s. 10–15

13. Brząkała W., Gorska K.: Problemy stateczności pionowej szczeliny w gruncie. XXIX Zimowa Szkoła Mechaniki Górniczej i Geoinżynierii. Krynica Górna, marzec 2006, s. 319–328
14. Brząkała W., Gorska K.: Przestrzenna analiza stateczności pionowej szczeliny w gruncie. XXX Zimowa Szkoła Mechaniki Górniczej i Geoinżynierii. Szklarska Poręba, marzec 2007. s. 95–102
15. Brząkała W., Gorska K.: Uproszczona analiza stateczności pionowej szczeliny w gruncie. *Górnictwo i Geoinżynieria*. 2008. Rok 32. z. 2. s. 59–66
16. Cardoso A.S., Fernandes M.M.: Characteristic values of ground parameters and probability of failure in design according to Eurocode 7. *Geotechnique*. 2001. Vol. 51. nr 6. s. 519–531
17. Dembicki E.: *Parcie, odpór i nośność gruntu*. Arkady. Warszawa 1979
18. De Moor E.K.: An analysis of bored pile/diaphragm wall installation effects. *Geotechnique*. 1994. Vol. 44. nr. 2. s. 341–347
19. DIN 4126 Ort beton–Schlitzwände. Konstruktion und Ausführung.
20. Duncan J.M.: Factor of safety and reliability in geotechnical Engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2000. Vol. 126. Nr 4. s. 307–316
21. Elson W.K.: An experimental investigation of the stability of slurry trenches. *Geotechnique*. 1968. Vol. 18. s. 37–49
22. Filz G.M., Adams T., Davidson R.R.: Stability of long trenches in sand supported by bentonite–water slurry. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2006. Vol. 130. nr 9. s. 915–921
23. Discussion and Closure to Stability of long trenches in sand supported by bentonite–water slurry. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2004. Vol. 130. nr 9. s. 915–921
24. FLAC Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions. User's guide. Itasca Consulting Group, Inc. Version 3.0. 2003
25. Fox P.J.: Analytical solutions for stability of slurry trench. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2004. Vol. 132. nr 6. s. 666–667
26. Gałczyński S.: *Podstawy budownictwa podziemnego*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław. 2001
27. Gill S.A.: Application of slurry walls in civil Engineering. *Journal of Construction Division*. 1980. Vol. 106. nr 2. s. 155–167
28. Gorska K.: Wrażliwość parametryczna modelu układu szczelina–zawieszina w analizie stateczności pionowej szczeliny w gruncie. *Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej. Budownictwo*. 2008. z. 113. s. 89–98
29. Gourvenec S.M., Powrie W.: Three–dimensional finite–element analysis of diaphragm wall installation. *Geotechnique*. 1999. Vol. 49. s. 801–823

30. Griffiths D.V., Fenton G.A.: Risk assessment in geotechnical Engineering. Wiley&Sons, Inc.. 2008
31. Grzegorzewicz K.: Obudowa ścian głębokich wykopów. Seminarium głębokie wykopy na terenach wielkomiejskich – projektowanie, technologia, bezpieczeństwo przyległej zabudowy. Warszawa. listopad 2002. s. 45–69
32. Hajnal I., Marton J., Regele Z.: Construction of diaphragm walls. Akademiai Kiado. Budapest. 1984
33. Handy R.L. The arch in soil arching. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Division. 1985. Vol. 111. nr 3. s. 302–317
34. Holz R.D., Krizek R.J.: Statistical evaluation of soil test data. Proceedings of the First International Conference on Applications of Statistics and Probability to Soil and Structural Engineering. Hon Kong. 1971. s. 244–266
35. Hoła B.: Modelowanie jakościowe i ilościowe wypadkowości w budownictwie. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej. Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej. Monografie. 2007. nr 37
36. Huder J.: Stability of bentonite slurry trenches. Proceedings of the V European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Madrid. 1972. Vol. 1. s. 517–522
37. Instrukcja ITB 230/1980 Wytyczne projektowania i wykonywania fundamentów szczelinowych.
38. Instrukcja ITB 367/2002 Ochrona zabudowy w sąsiedztwie głębokich wykopów
39. Jarominiak A.: Lekkie konstrukcje oporowe. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności. Warszawa 2000
40. Kłosiński B.: Projektowanie obudów głębokich wykopów. Seminarium głębokie wykopy na terenach wielkomiejskich – projektowanie, technologia, bezpieczeństwo przyległej zabudowy. Warszawa, listopad 2002. s. 21–44
41. Lais H.: Specjalna budowa podziemna. Podręcznik wykonania budowy. Część 5. Ściany szczelinowe. Bilfinfer+Bergner. 1985
42. Long M.: Database for retaining wall and ground movements due to deep excavations. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2001. Vol. 127. nr 3. s. 203–224
43. Morgenstern N.R., Amir-Tahmassebi J.: The stability of a slurry trench in cohesionless soils. Geotechnique. 1965. Vol. 15. nr 4. s. 387–395
44. Murzewski J.: Bezpieczeństwo konstrukcji budowlanych. Arkady. Warszawa 1970
45. Murzewski J.: Niezawodność konstrukcji inżynierskich. Arkady. Warszawa 1989
46. Nash J.K.T.: Stability of trenches filled with fluid. Journal of the Construction Division. 1974. Vol. 100. nr CO4. s. 533–542
47. Nash J.K.T., Jones G.K.: The Support of Trenches Using Fluid Mud. Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice. London. 1963. s. 177–180

48. Ng C.W.W., Lings M.L.: Effects of modelling soil nonlinearity and wall installation on back-analysis of deep excavation in stiff clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 1995. Vol. 121. nr 10. s. 687–695
49. Ng C.W.W., Lings M.L., Simpson B., Nash D.F.T.: An approximate analysis of the three-dimensional effects of diaphragm wall installation. *Geotechnique*. 1995. Vol. 45. s. 497–507
50. Ng C.W.W., Yan R.W.M.: Stress transfer and deformation mechanism around diaphragm wall panel. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 1998. Vol. 124. nr 7. s. 638–648
51. Ng C.W.W., Yan R.W.M.: Three-dimensional modelling of a diaphragm wall construction sequence. *Geotechnique*. 1999. Vol. 49. nr 6. s. 825–834
52. Oblozinsky P., Ugai K., Katagiri M., Saitoh K., Ishii T., Masuda T., Kuwabara K.: A design method for slurry trench wall stability in sandy ground based on the elasto-plastic FEM. *Computers and Geotechnics*. 2008. nr 28. s. 145–159
53. O'Rourke, T.D., Clough, G.W.: Construction induced movements of insitu walls. *Proc. Design and Performance of Earth Retaining Structures*. ACSE. New York. 1990. s. 439–470
54. Orr T.L.L., Farrell E.R.: *Geotechnical Design to Eurocode 7*. Springer-Verlag. London 1999
55. Paik K.H., Salgado R.: Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effects. *Geotechnique*. 2003. Vol. 53. s. 643–653
56. Pęski S., Dawidowski S.: Problemy realizacji głębokich wykopów i zmian stosunków wodnych na przykładzie budynku TP SA. *Seminarium głębokie wykopy na terenach wielkomiejskich – projektowanie, technologia, bezpieczeństwo przyległej zabudowy*. Warszawa, listopad 2002. s. 115–123
57. Phoon K.K.: *Reliability-based design in geotechnical engineering*. Taylor & Francis. London and New York. 2008
58. Piaskowski A.: O stateczności ścian wykopów wąskoprzestrzennych wypełnionych zawiesiną tiksotropową. *Inżynieria i Budownictwo*. 1975. Vol. 10. s. 404–411
59. Piaskowski A., Kowalewski Z.: Application of thixotropic clay suspensions for stability of vertical sides of deep trenches without strutting. *Proceedings of VI-th International Conference on Soil Mechanics and foundation Engineering*. Montreal. 1965. Vol. 2. s. 526–529
60. *Plaxis 3D Foundation User's manual*. Version 2. Plaxis bv.. 2007
61. PN-B-03264 *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie*.
62. PN-EN 1538 *Wykonawstwo specjalistycznych robot geotechnicznych – Ściany szczelinowe*.



63. PN-EN 1997-1 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne.
64. PN-ISO 2394 Ogólne zasady niezawodności konstrukcji budowlanych.
65. Poh T.Y., Wong I.H.: Effects of construction of diaphragm wall panels on adjacent ground: field trial. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 1998. Vol. 124. nr 8. s. 749–756
66. Prater E.G.: Die Gewölbewirkung der Schlitzwände. *Bauingenieur*. Vol. 48. s. 125–131
67. Przewłócki J.: Problemy stochastycznej mechaniki gruntów ocena niezawodności. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2006
68. Puller M. J.: Slurry trench stability: theoretical and practical aspects. *Ground Engineering*. 1974. Vol. 7. nr 5. s. 34–46
69. Puła W.: Zastosowanie teorii niezawodności konstrukcji do oceny bezpieczeństwa fundamentów. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej. Wrocław 2004
70. Rybak Cz., Rybak J.: Badania podłoża gruntowego w świetle potrzeb projektowania geotechnicznego. *Geologos*. 2007. Vol. 11. s. 557–564
71. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 6 lutego 2003 r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy podczas wykonywania robót budowlanych (Dz. U. Nr 47 poz. 401), rozdz. 10, §147
72. Schafer R., Triantafyllidis T.: Modelling of earth and water pressure development during diaphragm wall construction in soft clay. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2004. nr 28. s. 1305–1326
73. Schafer R., Triantafyllidis T.: The influence of the construction process on the deformation behaviour of diaphragm walls in soft clayey ground. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2006. nr 30. s. 563–576
74. Schneebeil G.: La stabilité des tranchées profondes forées en présence de boue. *La Houille Blanche*. 1964. nr 7. s. 815–820
75. Siemińska-Lewandowska A.: Projektowanie ścian głębokich wykopów – teoria i praktyka. *Geoinżynieria drogi mosty tunele*. 2006. Vol. 9. nr 2. s. 16–22
76. Siemińska-Lewandowska A., Grzegorzewicz K., Kłosiński B.: Problemy budowy głębokich podziemi budynków użyteczności publicznej. XLIX Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB „Krynica 2003”. Warszawa–Krynica. wrzesień 2003. t. 1. s. 151–170
77. Szulborski K.: Konstrukcyjne i realizacyjne przyczyny katastrofy obudowy wykopu budynku Europlex w Warszawie, Materiały KNT „Doświadczenia i wnioski wynikające z katastrofy budowlanej przy ul. Puławskiej w Warszawie”. 1998.
78. Szulborski K.: Najtrudniejsza realizacja ściany szczelinowej. *Kalejdoskop Budowlany*. 2002. Vol. 2. s. 30–32

79. Szulborski K., Michalak H.: Uwarunkowania realizacji budynków z kilkukondygnacyjną częścią podziemną w strefach zabudowy zwartej, XLIX Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB „Krynica 2003”. Warszawa–Krynica. wrzesień 2003. t.1. s. 205–222
80. Thoft–Christensen P., Baker M.J.: Structural Reliability Theory and Its Applications. Springer–Verlag. Berlin. 1982
81. Thoft–Christensen P., Murotsu Y.: Application of Structural Systems Reliability Theory. Springer–Verlag. Berlin. 1986
82. Tien H.J.: A literature study of the arching effect. M.Sc. Thesis. National Taiwan University. 1996
83. Tsai J.S.: Stability of weak sublayers in a slurry supported trench. Canadian Geotechnical Journal. 1997. Vol. 34. Nr 2. s. 189–196
84. Tsai J.S., Chang C.C.: Three–dimensional stability analysis for slurry–filled trench wall in cohesionless soil. Canadian Geotechnical Journal. 1996. Vol. 33. nr 5. s. 789–808
85. Tsai J.S., Chang C.C., Jou L.D.: Lateral extrusion analysis of sandwiched weak soil in slurry trench. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 1998. Vol. 124. nr 11. s. 1082–1090
86. Tsai J.S., Jou L.D., Hsieh H.S.: A full–scale stability experiment on a diaphragm wall trench. Canadian Geotechnical Journal. 2000. Vol. 37. nr 2. s. 379–392
87. Veder C.: Excavation of trenches in the presence of bentonite suspension for the construction of impermeable and load–bearing diaphragms. Proceedings of Symposium on Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice. London. 1963. s. 181–188
88. Wang Y.Z.: Distribution of earth pressure on a retaining wall. Geotechnique . 2000. Vol. 50. Nr 1. s. 83–88
89. Warunki techniczne wykonywania ścian szczelinowych. IBDiM. Warszawa. 2003
90. Washbourne J. The tree dimensional stability analysis of diaphragm wall excavation. Ground Engineering. 1984. Vol. 17. nr 4. s. 24–29
91. Wiłun Z.: Zarys Geotechniki. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności. Warszawa 1976
92. Wojnarowicz M., Marchand A., Dembicki E.: Problematyka budowy parkingów silosowych we Francji. Inżynieria Morska i Geotechnika. 2005 vol. 4. s. 335–339
93. Wysokiński L.: Geotechniczne przyczyny katastrofy obudowy wykopu przy ul. Chocimskiej w Warszawie, Materiały KNT, „Doświadczenia i wnioski wynikające z katastrofy budowlanej przy ul. Puławskiej w Warszawie”. 1998
94. Wysokiński L., Kotlicki W., Motak E.: Zagadnienia geotechniczne przy realizacji inwestycji w gęstej zabudowie. V Konferencja Naukowo–Techniczna Warsztat

Pracy Rzecznawcy Budowlanego. Kielce–Ameliówka. kwiecień 1999. s. 335–349

95. Xanthakos P.P.: Slurry wall as structural system. 2nd Edition McGraw–Hill, New York 1979
96. <http://belzecpl.webpark.pl/belzec.html>
97. <http://www.flickr.com/photos/chanc/2943178664>
98. <http://www.dabi.com.pl>
99. <http://www.soletanche.pl>

## 8. Spis rysunków

Rys. 2.1. Zasięg stref oddziaływania wykopu $S_I$ i $S_{wg}$ [38, 53] .....	16
Rys. 2.2. Budowa siedziby operatora systemu przemysłowego (PSE) w Bielawie k/Konstancina, budynki B i C [99].....	19
Rys. 2.3. Budynek Biurowy z garażem podziemnym Crown Square przy ul. Przyokopowej w Warszawie [99].....	19
Rys. 2.4. Kuala Lumpur City Center w Malezji [97].....	19
Rys. 2.5. Rzut fundamentów pod jedną z wież Kuala Lumpur City Center w Malezji [99] ..	21
Rys. 2.6. Osadnik zgorzeliny w Hucie Katowice COS3 [99] .....	21
Rys. 2.7. Koparka kubełkowa pozwalająca na samodzielne wykonanie przesłon wodoszczelnych [98] .....	21
Rys. 2.8. Mauzoleum – Miejsce Pamięci w Bełżcu [96] .....	22
Rys. 2.9. Etapy wykonania szczeliny [99] .....	25
Rys. 2.10. Zasięg strefy penetracji wg Filz [22] .....	25
Rys. 2.11. Elementy krańcowe [99].....	25
Rys. 3.1. Wartość parcia świeżego betonu w szczelinie wg Hanjala [32].....	31
Rys. 3.2. Przyjmowane obliczeniowe kształty brył odłamu .....	32
Rys. 3.3. a) Kształt klina odłamu; b) wielobok działających sił, [32] .....	33
Rys. 3.4. a) Kształt klina odłamu; b) wielobok sił w poprzecznej płaszczyźnie symetrii bryły odłamu [66] .....	33
Rys. 3.5. Kształt klina odłamu; różne przypadki spękań i poziomów wody gruntowej [25] .	34
Rys. 3.6. Kształt brył odłamu wraz z działającymi na nie siłami [90].....	35
Rys. 3.7. Bryła odłamu wg Piaskowskiego [58] .....	35
Rys. 3.8. Schemat przekrojów brył odłamu [58] .....	37
Rys. 3.9. Element na ścianie wykopu rozpatrywany przez Schneebeliego [74].....	38
Rys. 3.10. Element na ścianie wykopu rozpatrywany przez Hudera [36] .....	38
Rys. 3.11. Bryła odłamu wg Tsai i Changa [84,86].....	39
Rys. 3.12. Widok z góry brył odłamu (w poziomie terenu).....	45

Rys. 3.13. Przekrój pionowy przez płaszczyznę symetrii przechodzącą przez dłuższy bok ..	45
Rys. 3.14. Zależność wskaźników stateczności $FS$ i $FS_I$ od długości szczeliny $L$ [m] .....	48
Rys. 3.15. Zależność wartości wskaźnika stateczności $FS$ i $FS_I$ od długości szczeliny $L$ [m] w różnych przypadkach poziomu zwierciadła wody gruntowej $h_w$ [m].....	49
Rys. 3.16. Zależność wartości wskaźnika stateczności $FS$ i $FS_I$ od głębokości szczeliny $H$ [m].....	49
Rys. 3.17. Zależność wartości wskaźnika stateczności $FS$ od długości szczeliny $L$ [m] w różnych przypadkach obciążenia $Q$ [kN] .....	50
Rys. 3.18. Zależność kąta nachylenia najbardziej niekorzystnej płaszczyzny poślizgu $\theta_{cr}$ [°] dla $FS$ oraz $\theta_{cr1}$ [°] dla $FS_I$ od długości szczeliny $L$ [m] .....	50
Rys. 3.19 Zależność kąta nachylenia najbardziej niekorzystnej płaszczyzny poślizgu $\theta$ [°] od głębokości szczeliny $H$ [m] .....	51
Rys. 3.20. Zależność kąta nachylenia najbardziej niekorzystnej płaszczyzny poślizgu $\theta_{cr}$ [°] od długości szczeliny $L$ [m] dla różnych przypadków obciążenia na naziemiu $Q$ [kN] .....	51
Rys. 3.21. Zależność wskaźnika stateczności od wartości kąta $\theta_{cr}$ dla różnych głębokości poziomów zwierciadła wody gruntowej $h_w$ .....	52
Rys. 3.22. Zestawienie wartości $FS$ oraz $FS_I$ .....	52
Rys. 4.1. Schemat obliczeniowy – przekrój poziomy dla $\frac{1}{4}$ szczeliny; od środka szczeliny działa stabilizujące ciśnienie $\sigma_c$ (dolny lewy narożnik) .....	58
Rys. 4.2 Przesklepienie w otoczeniu szczeliny na głębokości 7,5m – naprężenia poziome $\sigma_y$ od środka szczeliny działa stabilizujące ciśnienie $\sigma_c$ (dolny lewy narożnik).....	60
Rys. 4.3. Przemieszczenia przy utracie stateczności dla bloku o wymiarach 6×7×12m (FLAC 3D) .....	62
Rys. 4.4. Przemieszczenia przy utracie stateczności dla bloku o wymiarach 8×10×14m (FLAC 3D) .....	63
Rys. 4.5. Przemieszczenia przy utracie stateczności dla bloku o wymiarach 12×14×16m (FLAC 3D) .....	63
Rys. 4.6. Przemieszczenia przy utracie stateczności dla bloku o wymiarach 6×7×12m (Plaxis 3D).....	64
Rys. 4.7. Przemieszczenia przy utracie stateczności dla bloku o wymiarach 8×10×14m (Plaxis 3D).....	64
Rys. 4.8. Przemieszczenia przy utracie stateczności dla bloku o wymiarach 12×14×16m (Plaxis 3D).....	65
Rys. 4.9. Przemieszczenia wypadkowe dla szczeliny o głębokości 20m przy zwierciadle wody gruntowej $h_w = 1$ m, podczas umownej utraty stateczności (Plaxis 3D) .....	65

Rys. 4.10. Schemat statyczny: a) wymiary w metrach obszaru obliczeń i utwierdzenie brzegu, b) dyskretyzacja w metodzie różnic skończonych (FLAC 3D), c) dyskretyzacja w metodzie elementów skończonych (Plaxis 3D).....	66
Rys. 4.11. Schematy warunków gruntowo–wodnych przyjęte do obliczeń .....	68
Rys. 4.12. Przemieszczenia w kierunku $y$ po wykonaniu szczeliny [m] (FLAC 3D).....	69
Rys. 4.13. Przemieszczenia w kierunku $y$ po wykonaniu szczeliny [m] (Plaxis 3D) .....	69
Rys. 4.14. Przemieszczenia wypadkowe [m] przy umownej utracie stateczności w przypadku słabej warstwy gruntu o miąższości 1m na głębokości 7m (FLAC 3D) .....	70
Rys. 4.15. Przemieszczenia wypadkowe [m] przy umownej utracie stateczności w przypadku słabej warstwy gruntu o miąższości 1m na głębokości 7m (Plaxis 3D).....	70
Rys. 4.16. Przemieszczenia wypadkowe [m] przy umownej utracie stateczności w przypadku obciążenia liniowego na naziomie (FLAC 3D) .....	72
Rys. 4.17. Przemieszczenia wypadkowe [m] przy umownej utracie stateczności w przypadku obciążenia liniowego na naziomie (Plaxis 3D).....	72
Rys. 4.18. Przemieszczenia wypadkowe [m] przy umownej utracie stateczności w przypadku skupionego obciążenia na naziomie (FLAC 3D).....	73
Rys. 4.19. Wzrost przemieszczeń punktów na osi ściany szczeliny na skutek redukcji parametrów wytrzymałościowych – graficzne określanie „momentu utraty stateczności” (FLAC 3D) .....	73
Rys. 4.20. Przemieszczenia wypadkowe [m] przy umownej utracie stateczności zwierciadło wody gruntowej $h_w = 2m$ (FLAC 3D).....	75
Rys. 4.21. Przemieszczenia wypadkowe [m] przy umownej utracie stateczności zwierciadło wody gruntowej $h_w = 2m$ (Plaxis 3D) .....	75
Rys. 4.22. Poziome przemieszczenia przy utracie stateczności dla zwierciadła wody gruntowej $h_w = 2m$ (FLAC 3D) .....	76
Rys. 4.23. Poziome przemieszczenia przy utracie stateczności dla zwierciadła wody gruntowej $h_w = 2m$ (Plaxis 3D) .....	76
Rys. 4.24. Wskaźniki stateczności $FS$ , $FS_3$ i $FS_4$ dla reprezentatywnej szczeliny w zależności od poziomu zwierciadła wody gruntowej p.p.t. (FLAC 3D) .....	77
Rys. 4.25. Wskaźnik stateczności $FS$ dla zmiennej głębokości szczeliny w zależności od poziomu zwierciadła wody gruntowej p.p.t. (FLAC 3D).....	78
Rys. 4.26. Wskaźnik stateczności $FS$ dla zmiennej głębokości szczeliny w zależności od poziomu zwierciadła wody gruntowej p.p.t. (Plaxis 3D) .....	78
Rys. 4.27. Wskaźnik stateczności dla zmiennej głębokości szczeliny w zależności od głębokości występowania przewarstwienia (FLAC 3D) .....	79
Rys. 4.28. Wskaźnik stateczności dla zmiennej głębokości szczeliny w zależności od głębokości występowania przewarstwienia (Plaxis 3D) .....	79

Rys. 4.29. Wskaźnik stateczności dla zmiennej głębokości szczeliny w zależności od sposobu przyłożenia obciążenia (FLAC 3D oraz Plaxis 3D).....	79
Rys. 4.30. Wskaźnik stateczności dla zmiennej głębokości szczeliny w zależności od poziomu zwierciadła zawiesiny (FLAC 3D).....	80
Rys. 4.31. Porównanie wskaźnika stateczności dla obliczeń numerycznych (FLAC 3D) oraz uproszczonej metody obliczeniowej.....	81
Rys. 4.32. Porównanie wskaźnika stateczności dla obliczeń numerycznych (Plaxis 3D) oraz uproszczonej metody obliczeniowej.....	81
Rys. 4.33. Wskaźnik stateczności dla zmiennej głębokości szczeliny w zależności od sposobu przyłożenia obciążenia (FLAC 3D, Plaxis 3D oraz obliczenia uproszczone).....	81
Rys. 5.1. Zależność kąta nachylenia płaszczyzny ścięcia $\theta_{cr}$ od kąta tarcia wewnętrznego $\phi$	89
Rys. 5.2. Wykres 3D punktów leżących na powierzchni granicznej.....	96
Rys. 5.3. Rzuty punktów leżących na powierzchni granicznej w płaszczyznach: a) $Z_1Z_2$ , b) $Z_1Z_4$ , c) $Z_2Z_4$ .....	97
Rys. 5.4. Współczynnik Hasofera i Linda ( $\beta_{HL} = 1,61$ ); punkt projektowy D (-1,55;-0,43).	98
Rys. 5.5. Punkty graniczne wyznaczone dla $u_{lim} = 25\text{mm}$ (Plaxis 3D).....	100
Rys. 5.6. Współczynnik Hasofera–Linda $\beta_{HL} = 2,45$ oraz D(-2,36;-0,66) (FLAC 3D) .....	102
Rys. 5.7. Współczynnik Hasofera–Linda $\beta_{HL} = 2,40$ oraz D(-2,32;-0,65) (Plaxis 3D).....	102
Rys. 5.8. Współczynnik Hasofera i Linda $\beta_{HL} = 2,18$ oraz D(-2,15;-0,38) (obliczenia uproszczone).....	102

## 9. Spis tabel

Tab. 2.1. Zasięg stref oddziaływania wykopu wg [38,53] .....	16
Tab. 4.1. Parametry warstw gruntowych w modelu sprężysto–plastycznym.....	59
Tab. 4.2. Otrzymane wartości naprężeń na różnych głębokościach.....	59
Tab. 5.1. Typowe wartości współczynnika zmienności [54] .....	83
Tab. 5.2. Współczynniki zmienności dla parametrów geotechnicznych [67] .....	83
Tab. 5.3. Współczynniki korelacji wzajemnej [5].....	84
Tab. 5.4. Proponowane wartości progowe $\beta$ [64].....	94
Tab. 5.5. Progowe wartości prawdopodobieństw $p_f$ i towarzyszące im wartości współczynników bezpieczeństwa $\beta$ [80,81].....	94



Lista odbiorców:

---

Recenzenci	2 egz.
Biblioteka Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego	1 egz.
Biblioteka Główna Politechniki Wrocławskiej	1 egz.
Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego	1 egz.
Promotor	1 egz.
Autorka	1 egz.
<hr/>	
<b>Razem</b>	<b>7 egz.</b>