



**POLITECHNIKA
GDAŃSKA**

Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska



Imię i nazwisko autora rozprawy: Katarzyna Białek-Platova

Dyscyplina naukowa: Budownictwo

ROZPRAWA DOKTORSKA

Tytuł rozprawy w języku polskim: Ocena konstrukcji i metod doboru materiałów platform roboczych pod ciężki sprzęt budowlany

Tytuł rozprawy w języku angielskim: The assessment of construction and selection methods of materials for the working platforms under tracked plants

Promotor

podpis

Dr hab. inż. Lech Bałachowski prof. nadzw. PG

Gdańsk, rok 2017

STRONA CELOWO POZOSTAWIONA PUSTA

OŚWIADCZENIE

Autor rozprawy doktorskiej: Katarzyna Białek-Platova

Ja, niżej podpisana, wyrażam zgodę/~~nie wyrażam zgody*~~ na bezpłatne korzystanie z mojej rozprawy doktorskiej zatytułowanej:

"Ocena konstrukcji i metod doboru materiałów platform roboczych pod ciężki sprzęt budowlany" do celów naukowych lub dydaktycznych.¹

Gdańsk, dnia
.....
podpis doktoranta

Świadoma odpowiedzialności karnej z tytułu naruszenia przepisów ustawy z dnia 4 lutego 1994 r. o prawie autorskim i prawach pokrewnych (Dz. U. z 2006 r., nr 90, poz. 631) i konsekwencji dyscyplinarnych określonych w ustawie Prawo o szkolnictwie wyższym (Dz. U. z 2012 r., poz. 572 z późn. zm.),² a także odpowiedzialności cywilno-prawnej oświadczam, że przedkładana rozprawa doktorska została napisana przeze mnie samodzielnie.

Oświadczam, że treść rozprawy opracowana została na podstawie wyników badań prowadzonych pod kierunkiem i w ścisłej współpracy z promotorem Lechem Bałachowskim, ~~drugim promotorem, promotorem pomocniczym, kopromotorem*~~.

Niniejsza rozprawa doktorska nie była wcześniej podstawą żadnej innej urzędowej procedury związanej z nadaniem stopnia doktora.

Wszystkie informacje umieszczone w ww. rozprawie uzyskane ze źródeł pisanych i elektronicznych, zostały udokumentowane w wykazie literatury odpowiednimi odnośnikami zgodnie z art. 34 ustawy o prawie autorskim i prawach pokrewnych.

Potwierdzam zgodność niniejszej wersji pracy doktorskiej z załączoną wersją elektroniczną.

Gdańsk, dnia
.....
podpis doktoranta

¹ Zarządzenie Rektora Politechniki Gdańskiej nr 34/2009 z 9 listopada 2009 r., załącznik nr 8 do instrukcji archiwalnej PG.

² Ustawa z dnia 27 lipca 2005 r. Prawo o szkolnictwie wyższym: Rozdział 7 Odpowiedzialność dyscyplinarna doktorantów, Art. 226.



**POLITECHNIKA
GDAŃSKA**



Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

Ja, niżej podpisana, wyrażam zgodę/~~nie wyrażam zgody~~* na umieszczenie ww. rozprawy doktorskiej w wersji elektronicznej w otwartym, cyfrowym repozytorium instytucjonalnym Politechniki Gdańskiej, Pomorskiej Bibliotece Cyfrowej oraz poddawania jej procesom weryfikacji i ochrony przed przywłaszczeniem jej autorstwa.

Gdańsk, dnia

.....

podpis doktoranta

*) niepotrzebne skreślić



OPIS ROZPRAWY DOKTORSKIEJ

Autor rozprawy doktorskiej: Katarzyna Białek-Platova

Tytuł rozprawy doktorskiej w języku polskim: Ocena konstrukcji i metod doboru materiałów platform roboczych pod ciężki sprzęt budowlany

Tytuł rozprawy w języku angielskim: The assessment of construction and selection methods of materials for the working platforms under tracked plants.

Język rozprawy doktorskiej: polski

Promotor rozprawy doktorskiej: Lech Bałachowski

Drugi promotor rozprawy doktorskiej*:

Promotor pomocniczy rozprawy doktorskiej*:

Kopromotor rozprawy doktorskiej*:

Data obrony: zostanie ogłoszona

Słowa kluczowe rozprawy doktorskiej w języku polskim: platforma robocza, podłoże słabonośne, wzmacnianie podłoża, badania modelowe, analiza graniczna, DMT

Słowa kluczowe rozprawy doktorskiej w języku angielskim: working platform, soft subgrade, soil improvement, physical modelling, limit state analysis, DMT

Streszczenie rozprawy w języku polskim:

Autorka niniejszej pracy podjęła się analizy mechanizmów pracy platformy roboczej na słabonośnym podłożu gruntowym z gruntu spoistego na podstawie badań modelowych w płaskim stanie odkształcenia z wykorzystaniem różnych materiałów zastępczych modelujących podłoże słabonośne oraz zbrojenia geosyntetykami. Pola odkształceń podłoża pod fundamentem określono metodą PIV. Oszacowano nośność graniczną platformy metodą kinematyczną, porównując ją z innymi rozwiązaniami metody analizy granicznej oraz wzorami półempirycznymi. Przeprowadzono analizę parametryczną mechanizmu zniszczenia podłoża dwuwarstwowego obciążonego fundamentem pasmowym. W pracy zaproponowano własną kompleksową metodę wyznaczania parametrów geotechnicznych materiału platformy i słabonośnego podłoża spoistego na podstawie badań dylatometrycznych. Badanie to wykorzystano do kontroli jakości zagęszczenia platformy roboczej.

Streszczenie rozprawy w języku angielskim:

In this thesis the analysis of working platform performance on soft cohesive subgrade was performed based on model tests in plain strain conditions using various alternative materials modeling soft subgrade like poliurethane foams and wooden curls and geosynthetic reinforcement. Field of deformations under foundation was determined with the PIV method. The ultimate bearing capacity of working platforms was assessed with the kinematic method and was compared to other limit analysis solutions and semi-empirical formulae.



Comprehensive parametrical studies of failure mechanism for two-layer subsoil loaded with a strip footing were undertaken. Method of geotechnical parameters determination for both working platform and cohesive subgrade was proposed based on DMT tests. This test was used in quality control of working platform on soft subgrade.

Streszczenie rozprawy w języku, w którym została napisana**:

Słowa kluczowe rozprawy doktorskiej w języku, w którym została napisana**:

*) niepotrzebne skreślić.

***) dotyczy rozpraw doktorskich napisanych w innych językach, niż polski lub angielski.

STRONA CELOWO POZOSTAWIONA PUSTA

STRONA CELOWO POZOSTAWIONA PUSTA

*Ucz się tak, jakbyś niczego jeszcze nie osiągnął,
i lękaj się, byś nie stracił tego, co już osiągnąłeś.*

Konfucjusz

Pracę dedykuję mojemu zmarłemu dziadkowi, Marianowi Białkowi

STRONA CELOWO POZOSTAWIONA PUSTA

PODZIĘKOWANIA

Pragnę podziękować wszystkim, bez których niniejsza praca nie mogła by powstać.

Przede wszystkim mojemu promotorowi Profesorowi Lechowi Bałachowskiemu, za wszelką pomoc jaką mi udzielił w trakcie dotychczasowej współpracy, za bezcenne uwagi merytoryczne, a zwłaszcza za zaangażowanie.

Składam serdeczne podziękowania Panu Profesorowi Adamowi Boltowi oraz Doktor Angelice Duszyńskiej za umożliwienie przeprowadzenia badań modelowych oraz cenne wskazówki i okazaną pomoc.

Pragnę podziękować również koleżankom i kolegom z Katedry za stworzenie miłej atmosfery pracy.

Dziękuję Rodzicom i całej rodzinie, zarówno tej w Polsce, jak i zagranicą, za wsparcie i zachętę.

Szczególne podziękowania składam mojemu mężowi za anielską cierpliwość, wyrozumiałość i wsparcie w chwilach zwątpienia.

Katarzyna Białek-Platova
Gdańsk, Maj 2017

STRONA CELOWO POZOSTAWIONA PUSTA

SPIS TREŚCI

Podziękowania	XI
Spis treści	XIII
Wykaz ważniejszych oznaczeń i symboli	XVII
Rozdział 1 TEMATYKA, CEL I ZAKRES ROZPRAWY	1
1.1 Wprowadzenie	1
1.2 Wykorzystanie platform roboczych w budownictwie	2
1.3 Podobne konstrukcje w budownictwie	3
1.4 Klasyfikacja platform roboczych	3
1.5 Geosyntetyki w budownictwie platform roboczych	8
1.6 Wykonawstwo platform roboczych	11
1.7 Szczególny przykład platformy na odcinku Łągów-Jordanowo	11
1.8 Przykłady awarii platform roboczych	12
1.9 Wnioski z praktyki wykonawczej i projektowej	13
1.10 Cel i zakres rozprawy	15
Rozdział 2 METODY PROJEKTOWANIA PLATFORM ROBOCZYCH	17
2.1 Wprowadzenie	17
2.2 Mechanizm pracy platform roboczych	18
2.2.1 Metody doboru kąta rozkładu naprężenia	20
2.2.2 Wpływ parametrów nasypu i podłoża gruntowego na kąt rozkładu naprężenia	21
2.2.3 Wpływ liczby przejazdów na kąt rozkładu naprężenia	22
2.2.4 Wpływ parametrów geosyntetyków na kąt rozkładu naprężenia	23
2.2.5 Przebicie	24
2.3 Metoda Hammita	26
2.4 Metoda Meyerhofa i Hanna	27
2.5 Metoda Giroud i Noiray'a	35
2.6 Metoda Houlsby'ego	35
2.7 Metoda Jewella	39
2.7.1 Analiza platform roboczych	39
2.7.1.1 Projektowanie bez wzmocnienia geosyntetykiem	41
2.7.2 Procedura projektowania platformy roboczej	45
2.8 Zalecenia Geoguide 6	47
2.9 Poradnik BRE „Working platforms for tracked plants”	50
2.10 Eurokod 7	58
2.11 Wnioski z przeglądu literatury	61
Rozdział 3 BADANIA PODŁOŻA GRUNTOWEGO	63
3.1 Parametry wymagane do projektowania platform	63
3.2 Badania polowe	64
3.2.1 Sondowania statyczne sondą CPT i CPTU	64

3.2.2 Metoda DCP (Dynamic Cone Penetrometer –Sonda Dynamiczna Stożkowa).....	67
3.2.3 Badania dylatometryczne	67
3.2.4 Badania ścinania połową sondą obrotową.....	70
3.2.5 Próbne obciążenie płytą statyczną.....	71
3.2.6 Metoda LWD (Light Weight Deflectometer – Lekka Płyta Dynamiczna).....	72
3.2.7 Metoda NDG (Nuclear Density Gauge – Sonda Izotopowa).....	73
3.2.8 Metoda EDG (Electrical Density Gauge – Sonda Elektryczna)	74
3.2.9 Metoda BCD (Briaud Compaction Device – Aparat Kontroli Zagęszczenia Briauda).....	75
3.2.10 Metoda SSG (Soil Stiffness Gauge – Czujnik Sztywności Podłoża)	76
3.2.11 Metoda IC (Intelligent Compaction – Inteligentne Zagęszczanie).....	76
3.2.12 Portancemetre	78
3.3 Badania laboratoryjne na etapie kontroli.....	79
Rozdział 4 DOBÓR MATERIAŁU PLATFORMY ROBOCZEJ	81
4.1 Zalecenia BRE 470	81
4.1.1 Dobór materiału na platformę roboczą.....	82
4.1.2 Wytrzymałość materiału platformy	82
4.1.3 Poprawny dobór materiału platformy	82
4.1.4 Dobór wartości charakterystycznych efektywnego kąta tarcia wewnętrznego ϕ' , w przypadku gdy nie jest możliwe wykonanie badań laboratoryjnych materiału platformy.....	83
4.1.5 Dobór wartości charakterystycznych efektywnego kąta tarcia wewnętrznego ϕ' , gdy możliwe jest wykonanie badań laboratoryjnych materiału platformy.....	84
4.2 Wpływ zawartości frakcji drobnych na parametry platformy roboczej.....	85
4.2.1 Program badań.....	85
4.2.2 Materiał do badań.....	86
4.2.3 Badania uziarnienia gruntów	86
4.2.4 Oznaczenie wskaźników maksymalnej i minimalnej porowatości gruntu	87
4.2.5 Oznaczenie wilgotności optymalnej	88
4.2.6 Oznaczenie kąta tarcia wewnętrznego i spójności	89
4.2.7 Zestawienie parametrów wytrzymałościowych	90
4.2.8 Podsumowanie	92
4.3 Analiza wybranych przypadków platform roboczych - analizy własne.....	92
4.3.1 Obwodnica Południowa Gdańska	92
4.3.2 Trasa Sucharskiego	93
4.3.3 Budowa mostu przez rzekę Wisłę koło Kwidzyna wraz z dojazdami w ciągu drogi krajowej nr 90	94
4.3.4 Wzmocnienia podłoża pod zbiornikami na olej napędowy, zlokalizowanymi na terenie rafinerii Grupy Lotos SA w Gdańsku	95
Rozdział 5 ANALIZY NUMERYCZNE.....	97
5.1 Wstęp	97
5.2 Metodyka prowadzonych analiz i przeprowadzone obliczenia	98
5.3 Wyniki obliczeń.....	103
5.3.1 Podejście A	103

5.3.2 Podejście B	133
5.3.3 Podsumowanie analiz metodą DLO	135
5.4 Obliczenia porównawcze.....	136
5.4.1 Porównanie wyników otrzymanych różnymi metodami.....	137
5.4.2 Podsumowanie	145
5.5 Wnioski	146
Rozdział 6 BADANIA MODELOWE	149
6.1 Wstęp	149
6.2 Opis badań modelowych	151
6.3 Materiały stosowane w badaniach modelowych	151
6.3.1 Charakterystyka materiałów	151
6.3.2 Badania materiałów modelu warstwy słabonośnej podłoża	153
6.4 Program badań modelowych.....	164
6.5 Przygotowanie podłoża do badań modelowych	165
6.5.1 Badania z zastosowaniem pianki poliuretanowej.....	165
6.5.2 Badania z wykorzystaniem wiórów	168
6.6 Metody pomiaru i rejestracja wyników	171
6.7 Analiza wyników	172
6.8 Przykładowe wyniki badań modelowych	172
6.9 Porównanie krzywych obciążenie-osiadanie.....	191
6.10 Analiza mechanizmu zniszczenia	192
6.11 Analiza kąta rozkładu naprężenia β	197
Rozdział 7 BADANIA KONTROLNE	201
7.1 Opis poletka badawczego	201
7.2 Metodyka badań.....	201
7.3 Wyniki badań DMT	202
7.4 Wyniki badań laboratoryjnych	206
7.5 Wartości charakterystyczne parametrów geotechnicznych	208
7.5.1 Wprowadzenie.....	208
7.5.2 Wartości charakterystyczne parametrów geotechnicznych uzyskane z badań dylatometrycznych.....	209
7.5.3 Dyskusja wyników	210
7.6 Podsumowanie	211
Rozdział 8 PODSUMOWANIE	213
Literatura	217
Aneks nr 1	225
A. Współczynnik bezpieczeństwa A	225
B. Współczynnik bezpieczeństwa B	244
Aneks nr 2	261
A. Krzywe uziarnienia	261
B. Oznaczenie kąta tarcia wewnętrznego i spójności	263

STRONA CELOWO POZOSTAWIONA PUSTA

Wykaz ważniejszych symboli i oznaczeń

- A - powierzchnia kontaktowa opony z gruntem
- A_c - nominalna całkowita powierzchnia podstawy stożek CPT
- B' - efektywna szerokość fundamentu
- B - szerokość fundamentu/ gąsienicy maszyny
- B_d, B_k - wartość obliczeniowa i charakterystyczna szerokości gąsienicy
- C – pojemność elektryczna gruntu
- C_a - adhezja wzdłuż odcinków aa' i bb'
- C_u - wskaźnik jednorodności uziarnienia
- D - miąższość platformy roboczej
- D - średnica płyty
- D_1 - miąższość platformy roboczej w przypadku 1
- D_2 - miąższość platformy roboczej w przypadku 2
- D_{60}, D_{50}, D_{10} - średnice ziaren, które wraz z mniejszymi stanowią odpowiednio 60%, 50% i 10% masy badanej próbki gruntu
- D_f - zagłębienie fundamentu
- E_{v1} – moduł odkształcenia pierwotnego
- E_{v2} – moduł odkształcenia wtórnego
- E_{bc} - moduł odkształcenia warstwy nasypowej
- E_{DMT} - moduł dylatometryczny
- E_{PMT} - moduł presjometryczny
- E_{sg} - moduł odkształcenia podłoża gruntowego
- E_{vd} - dynamiczny moduł odkształcenia
- FS_s - częściowy współczynnik bezpieczeństwa
- G_0 - moduł ścinania w zakresie małych odkształceń
- H - wysokość fundamentu
- I - natężenie prądu
- I_D - stopień zagęszczenia
- I_{DMT} - wskaźnik materiałowy
- I_{Dsr} - średni stopień zagęszczenia
- I_L - stopień plastyczności
- I_s - wskaźnik zagęszczenia
- $J_{(t,T)}$ - sztywność wzmocnienia
- K - sztywność podłoża
- $K_{o,DMT}$ - współczynnik parcia spoczynkowego ustalony na podstawie badań DMT
- K_0 - współczynnik parcia spoczynkowego gruntu
- K_0 – współczynnik rozporu bocznego
- K_{ad} - współczynnika parcia czynnego gruntu
- K_{DMT} - wskaźnik naprężenia bocznego

- K_{des} - współczynnik obliczeniowy parcia gruntu
 $K_{p \tan \delta}$ - współczynnik oporu na ścinanie przy przebicciu
 K_{pH} - wskaźnik składowej poziomej parcia biernego
 K_{pm} - zmobilizowane parcia bierne
 K_s - współczynnik wytrzymałości na przebicciu
 K_{vT} - współczynnik końcówki sondy FVT
 L - długość fundamentu/ gąsienicy maszyny
 L_1 - efektywna długość gąsienicy maszyny w przypadku 1 obciążenia
 L_{1d} - obliczeniowa długość gąsienicy maszyny w przypadku 1 obciążenia
 L_{1k} - charakterystyczna długość gąsienicy maszyny w przypadku 1 obciążenia
 L_2 - efektywna długość gąsienicy maszyny w przypadku 2 obciążenia
 L_{2d} - obliczeniowa długość gąsienicy maszyny w przypadku 2 obciążenia
 L_{2k} - charakterystyczna długość gąsienicy maszyny w przypadku 2 obciążenia
 L_e - mimośród obciążenia
 L_g - długość obciążenia trapezowego
 L_i - długość wzmocnienia w warstwie i
 M - edometryczny moduł ściśliwości wtórnej
 M_0 - edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej
 M_{DMT} - moduł ściśliwości ustalony na podstawie badań DMT
 M_{fconst} - stały moment obrotowy w badaniu FVT
 M_{fmax} - maksymalny moment obrotowy w badaniu FVT
 N - liczba przejazdów pojazdu po platformie roboczej
 $N_{c(1)}, N_{q(1)}, N_{\gamma(1)}$ - współczynniki nośności ustalone na podstawie kąta wytrzymałości na ścinanie ϕ_1
 $N_{c(2)}, N_{q(2)}, N_{\gamma(2)}$ - współczynniki nośności dolnej (słabonośnej) warstwy gruntu (z uwzględnieniem kąta tarcia wewnętrznego dolnej warstwy gruntu ϕ_2)
 N_c - współczynnik nośności dla podłoża spoiściego
 N_c^r - współczynnik nośności dla wzmocnionych geosyntetykami nawierzchni nieulepszonych
 N_c^u - współczynnik nośności dla niewzmocnionych geosyntetykami nawierzchni nieulepszonych
 N_{ca} - dostępna nośność
 N_{cr} - wymagana nośność
 N_k, N_{kt} - współczynniki nośności stożka
 $N_{\gamma d}$ - współczynnik nośności odpowiadający obliczeniowemu kątowi tarcia wewnętrznego ϕ'_d
 $N_{\gamma s}$ - współczynnik nośności dla podłoża niespoistego
 OCR - wskaźnik prekonsolidacji
 P - siła zmienna w aparacie SGG
 P_1 - większa wartość naprężenia w trapezowym rozkładzie obciążeń
 P_2 - mniejsza wartość naprężenia w trapezowym rozkładzie obciążeń
 P_{all} - dopuszczalna siła skupiona przenoszona przez zbrojenie geosyntetyczne
 P_{Fill} - siła pozioma w warstwie kruszywa platformy roboczej
 P_L - odpór boczny gruntu w nieobciążonej części nasypu
 P_p - wypadkowa wartość oporu wzdłuż odcinków aa' i bb'

P_R - wymagana nośność geosyntetyku

Q - zastępcze obciążenie równomierne

R - nośność podłoża

R - rezystancja

R_d - obliczeniowa wartość nośności podłoża

R_M – współczynnik R_M

$R_{M,0}$ - pierwotny współczynnik R_M

R_{vi} - pionowa siła wypadkowa działająca na wzmocnioną warstwę i

S_{hi} - rozstaw poziomy wzmocnionych warstw

S_t – wrażliwość gruntu

S_{vi} - rozstaw pionowy wzmocnionych warstw

T_d - Wytrzymałość projektowa na rozciąganie zbrojenia

T_{di} - wytrzymałość na rozciąganie elementu wzmacniającego i

T_{ei} - siła rozciągająca w geosyntetyku uwzględniająca ciężar własny, przeciążenia oraz moment wywracający wywołany parciem gruntu oddziałującym na konstrukcję wzmocnioną.

T_{fi} - siła rozciągająca w geosyntetyku – pozioma siła F_{pL} przyłożona na obszarze o szerokości b_0 i długości a_0 na powierzchni konstrukcji

T_{flex} - punkt przegięcia krzywej rozkładu DMTA $A - \log t$

T_i - obliczeniowa siła rozciągająca we wzmocnieniu dla warstwy i

t_{max} - średni czas trwania uderzenia płytą dynamiczną

T_{pi} - siła rozciągająca w geosyntetyku – pionowa siła P_V o mimośrodku e , przyłożona do obszaru o szerokości b_0 i długości a_0 , na powierzchni konstrukcji

T_{ult} - nośność graniczna zbrojenia na rozciąganie

U - napięcie elektryczne

W - całkowite obciążenie od maszyny

Z - impedancja

Δp - wybrany zakres przyrostu naprężenia pod płytą

Δs – przyrost całkowitego osiadania dla odpowiadającego mu przyrostu naprężeń Δp , łącznie z osiadaniem spowodowanym pełzaniem

$\Delta\phi'$ - funkcja naprężenia, stopnia zagęszczenia i właściwości ziaren takich jak wytrzymałość, kształt i szorstkość

a - współczynnik powierzchni stożka podany przez producenta

b - szerokość wzmocnienia

c' - efektywna wytrzymałość na ścinanie

c_2 - wytrzymałość na ścinanie bez odplywu dolnej (słabonośnej) warstwy gruntu

c_a - adhezja jednostkowa

c_{fu} - skorygowana wytrzymałość gruntu na ścinanie bez odplywu pomierzona sondą FVT

c_{fv} - wytrzymałość gruntu na ścinanie o naturalnej strukturze pomierzona sondą FVT

c_h - współczynnik konsolidacji w kierunku poziomym

- c_{rv} - wytrzymałość na ścinanie gruntu o naruszonej strukturze pomierzona sondą FVT
- c_u - wytrzymałość na ścinanie bez odpływu
- c_{ud} - obliczeniowa wytrzymałość na ścinanie bez odpływu
- c_{uDMT} - wytrzymałość na ścinanie bez odpływu ustalona na podstawie badań DMT
- d - szerokość skrzydełek końcówki sondy FVT
- e - mimośród obciążenia
- e_i - mimośród pionowej siły wypadkowej działającej na wzmocnioną warstwę i
- e_{max}, e_{min} - wskaźniki porowatości maksymalnej i minimalnej
- f' - współczynnik zmęczenia
- f_d - współczynnik bezpieczeństwa ze względu na mechaniczne uszkodzenia geosyntezy
- f_{env} - współczynnik bezpieczeństwa ze względu na oddziaływania środowiska gruntowego
- f_m - częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla wzmocnienia geosyntezy
- f_s - opór tarcia wzdłuż pobocznicy tulei ciernej
- h - długość skrzydełek końcówki sondy FVT
- h/B - względna miąższość platformy
- k_β - stała zależna od miąższości warstwy nasypu i wzmocnienia
- k - wodoprzepuszczalność
- p - nacisk na powierzchni gruntu
- p_0 - skorygowany odczyt początkowy ciśnienia w badaniu DMT
- p_1 - drugi skorygowany odczyt ciśnienia w badaniu DMT
- p_2 - trzeci odczyt ciśnienia, przeprowadzony w momencie powrotu zdeformowanej membrany do 1,1 mm w badaniu
- p_a - napężenie atmosferyczne
- p_{all} - dopuszczalna równomiernie rozłożona siła przenoszona przez zbrojenie geosyntezy
- p_d - obciążenie równomiernie rozłożone od kół/gąsienic
- p_L - napężenie graniczne
- p^r - wymagana równomiernie rozłożona siła w zbrojeniu geosyntezy
- p^u - nośność platformy roboczej bez wzmocnienia geosyntezy
- p_γ - graniczne obciążenie powierzchni, które może przenieść nasyp
- $p_{\gamma d}$ - obliczeniowe graniczne obciążenie powierzchni, które może przenieść nasyp
- r - promień płyty obciążającej (lekka płyta dynamiczna) [mm]
- q_c - opór stożka
- q_{cpar} - wytrzymałość na ścinanie (przy ograniczonej odkształcalności bocznej) materiału rodzimego
- q_1 - nośność warstwy górnej
- q_{1d} - wartości obliczeniowe obciążenia platformy roboczej w przypadku 1
- q_{1k} - wartości charakterystyczne obciążenia platformy roboczej w przypadku 1
- q_2 - nośność warstwy dolnej gruntu
- q_{2d} - wartości obliczeniowe obciążenia platformy roboczej w przypadku 2
- q_{2k} - wartości charakterystyczne obciążenia platformy roboczej w przypadku 2
- q_b - nośność podłoża słabonośnego
- q_t - górna granica nośności q_u

q_u - obciążenie graniczne gruntu

r - promień odpowiadający powierzchni kontaktowej opony

r - promień płyty obciążeniowej (dynamicznej)

$s_c, s_{\gamma} i s_p$ - współczynniki kształtu, które są funkcjami W i L (efektywnych wymiarów gąsienicy maszyny)

$s_{c1}, s_{\gamma 1} i s_{p1}$ - współczynniki kształtu, które są funkcjami W i L (efektywnych wymiarów gąsienicy maszyny) w przypadku 1

$s_{c2}, s_{\gamma 2} i s_{p2}$ - współczynniki kształtu, które są funkcjami W i L (efektywnych wymiarów gąsienicy maszyny) w przypadku 2

s_{max} - średnia wartość osiadań $s_{4max}, s_{5max}, s_{6max}$ z 3 uderzeń pomiarowych (po 3 wstępnych uderzeniach płytą dynamiczną)

s / B - osiadanie względne

\bar{s} - średnie osiadanie płyty obliczone na podstawie wyników trzech uderzeń badawczych, wykonanych po 3 uderzeniach wstępnych

t_d - najwyższej oczekiwanej temperaturze otoczenia dla wzmocnienia w gruncie

u - ciśnienie wody w porach gruntu

u_0 - hydrostatyczne ciśnienie wody w porach gruntu przed badaniem na poziomie stożka

u_1 - ciśnienie wody w porach podczas penetracji na cylindrycznej części końcówki, zaraz za częścią stożkową

w_{opt} - wilgotność optymalna

z - głębokość poniżej powierzchni gruntu

α_{ds} - współczynnik bezpośredniego poślizgu

α_r - bezwymiarowe naprężenie ścinające

β - kąt rozkładu naprężenia

β_0 - kąt rozkładu naprężenia gdy $E_{bc} = E_{sg}$

β_1 - kąt rozkładu naprężenia w przypadku jednego przejazdu, gdy $E_{bc} \neq E_{sg}$

γ - ciężar objętościowy gruntu

$\gamma_{\phi'}, \gamma_{c'}, \gamma_{c_u}$ - współczynniki częściowe dla parametrów wytrzymałościowych

γ_1 - ciężar objętościowy pierwszej warstwy gruntowej

γ_2 - ciężar objętościowy dolnej (słabonośnej) warstwy gruntu

γ_m - współczynnik cząstkowy nośności zbrojenia na rozciąganie

γ_n - współczynnik cząstkowy uwzględniający konsekwencję awarii wewnętrznej

γ_p - ciężar objętościowy materiału platformy

γ_q - częściowego współczynnika bezpieczeństwa do obciążenia

γ'_s - efektywny ciężar objętościowy gruntu

γ_w - ciężar objętościowy wody

δ - kąt odchylenia wypadkowego odporu od poziomu

ε_{all} - maksymalnego dopuszczalnego wydłużenia

λ - nachylenie prostych do wyznaczania stałej k_{β}

$\lambda_{cs(1)}, \lambda_{qs(1)}, \lambda_{\gamma s(1)}$ - współczynniki kształtu górnej warstwy gruntu (kąt tarcia wewnętrznego ϕ_1)

$\lambda_{cs(2)}, \lambda_{qs(2)}, \lambda_{\gamma s(2)}$ - współczynniki kształtu dolnej warstwy gruntu (kąta tarcia wewnętrznego ϕ_2)

λ_a, λ_s - współczynniki kształtu

μ - współczynnik korekcyjny do wytrzymałości gruntu na ścinanie o naturalnej strukturze

ν - współczynnik Poissona gruntu

ρ - gęstość objętościowa gruntu

ρ_d - gęstość objętościowa szkieletu gruntowego

ρ_{dmax} - maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego

ρ_{dmin} - minimalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego

ρ_s - gęstość właściwa szkieletu gruntowego

σ_h - składowa pozioma naprężenia w gruncie

σ_{max} - naprężenie normalne pod płytą obciążeniową ($0,1 \text{ MN/m}^2$)

σ_n - naprężenie w geosyntetyku

σ_{v0} - naprężenia pionowe w gruncie przyległym do platformy roboczej

σ_{v0} - całkowite naprężenie pionowe istniejące w gruncie, na poziomie stożka, przed badaniem sondą

σ'_{v0} - składowa pionowa naprężenia efektywnego przed badaniem

σ_{va} - naprężenia pionowe w platformie roboczej

σ'_{vi} - efektywne obliczeniowe naprężenie pionowe oddziałujące na wzmocnioną warstwę i

σ_{zq} - naprężenie od obciążenia zewnętrznego (obciążenia od budowli) w badaniu płytą statyczną

$\sigma_{z\rho}$ - naprężenie pierwotne w poziomie posadowienia na głębokości badania płytą statyczną

τ - naprężenia ścinające

τ_a - naprężenia ścinające w powierzchni gliny

τ_f - wytrzymałość gruntów na ścinanie na różnych głębokościach w podłożu gruntowym uzyskana sondą FVT

τ_{max} - maksymalna wytrzymałość

τ_{min} - rezydualna wytrzymałość na ścinanie bez odpływu

τ_r^r - naprężenie ścinające musi przenoszone przez wzmocnienie

ϕ' - efektywny kąt tarcia wewnętrznego

$\phi_{safe,DMT}$ - kąt tarcia wewnętrznego ustalony na podstawie badań DMT

ϕ_1 - kąt tarcia wewnętrznego warstwy nośnej podłoża gruntowego

ϕ'_{cv} - krytycznej wartości kąta tarcia wewnętrznego

ϕ'_d - wartość obliczeniowa efektywnego kąta tarcia wewnętrznego

ϕ'_p - kąt tarcia wewnętrznego materiału platformy

ϕ'_s - kąt tarcia wewnętrznego podłoża niespoistego

θ - przesunięcie fazowe

Ψ - kąt dylatacji

STRONA CELOWO POZOSTAWIONA PUSTA

STRONA CELOWO POZOSTAWIONA PUSTA

Rozdział 1

TEMATYKA, CEL I ZAKRES ROZPRAWY

1.1 Wprowadzenie

Wciąż rozwijająca się urbanizacja powoduje ograniczenie dostępności terenów pod budowę o gruntach charakteryzujących się wysokimi parametrami geotechnicznymi. Sytuacja ta zmusza inżynierów do opracowania nowych metod wzmocnienia podłoża gruntowego oraz posadawiania fundamentów. Obecnie na rynku budowlanym dostępny jest pełen wachlarz takich metod. Najczęściej stosuje się palowanie, różnego rodzaju kolumny formowane w gruncie, wglębne mieszanie, zagęszczanie dynamiczne, wibroflotacja czy geodreny. Problemem jest jednak to, w jaki sposób ciężkie wiertnice, kafary, palownice, mogą w bezpieczny sposób poruszać się po gruntach słabonośnych. Rozwiązaniem jest zastosowanie platform roboczych – tymczasowych konstrukcji z kruszywa oraz geosyntetyków, wzmocniających powierzchnię słabonośnego podłoża gruntowego.

Projekt platformy roboczej powinien uwzględniać obciążenia od wszystkich rodzajów maszyn używanych na budowie. Duża zmienność parametrów gruntów słabych oraz warunków pogodowych sprawia, że każda taka konstrukcja wymaga osobnego podejścia przy projektowaniu i uważnego rozpatrzenia tychże czynników. Projektowanie platform nie jest zazwyczaj w Polsce praktykowane. Obecność na rynku odpowiedniego poradnika, ułatwiłaby w znacznej mierze proces projektowania platform roboczych, a także ich wykonawstwo i utrzymanie.

Obecnie na rynku budowlanym dostępny jest opublikowany w roku 2004 poradnik stworzony przez BRE (Building Research Establishment Ltd) w porozumieniu z FPS (Federation of Piling Specialists) - „Working platforms for tracked plant”. Jak twierdzą autorzy ma on na celu wdrożenie minimum projektowania, wykonawstwa oraz standardów konserwacji i napraw platform roboczych. Poradnik w pierwszej części zawiera omówienie podstawowych zagadnień dotyczących projektowania placu budowy, w drugiej części, składającej się z dwóch załączników, omówione są krok po kroku obliczenia projektowe z przykładami obliczeniowymi dla platform wykonywanych na



podłożu słabonośnym z gruntów spoistych oraz niespoistych. Poradnik ten faktycznie może być dużym ułatwieniem dla projektantów. Jednak w prasie branżowej, pojawiają się sygnały, że jest on zbyt zachowawczy, a co za tym idzie nieekonomiczny. Poza wyżej wymienionym poradnikiem dostępne są również starsze metody dotyczące projektowania dróg tymczasowych.

Z wymienionych powodów, w ramach podjętej rozprawy, uznano za uzasadnione przeprowadzenie wnikliwszej analizy pracy platform roboczych w oparciu o własne badania eksperymentalne i analizy numeryczne. W pracy doktorskiej rozpatrzono przypadek platformy z gruntu niespoistego na podłożu słabonośnym z gruntu spoistego.

1.2 Wykorzystanie platform roboczych w budownictwie

Praca ciężkiego sprzętu na podłożu słabonośnym wymaga wykonania odpowiedniej platformy roboczej. Praca ciężkich maszyn, na podłożu słabonośnym bez tymczasowego wzmocnienia, byłaby bardzo utrudniona lub też nawet niemożliwa, ale przede wszystkim niebezpieczna. Operowanie maszynami na podłożu niezabezpieczonym właściwie zaprojektowaną platformą roboczą grozi wywracaniem się lub zapadaniem w gruncie palownic, żurawi i sprzętu pomocniczego (PFSF, 2008). Poza tym, jak w wielu innych dziedzinach przemysłu istnieje ograniczona ilość doświadczonych operatorów maszyn, a nowi są najczęściej szkoleni „w pracy”. Ryzykowanie takiej nauki w niekorzystnych warunkach nieuchronnie prowadzi do wypadków, w których narażone jest zdrowie ludzi przebywających nie tylko na samym placu budowy, ale również w jego sąsiedztwie. Pobliska infrastruktura może również ulec awarii wskutek upadku sprzętu. Należy pamiętać o wysokich kosztach jakie związane są ze skutkami tego typu wypadku. Sprzęt, który uległ takiemu wypadkowi wymaga zazwyczaj gruntownego remontu.



Fotografia 1.1 Palownica „tonąca” z powodu złego zagęszczenia materiału platformy roboczej (PFSF, 2008)

Platformy robocze mogą być wykorzystywane zarówno jako konstrukcje tymczasowe, jak również zostać włączone w późniejszym czasie jako trwałe elementy budowy. Używa się ich jako konstrukcji pod wiertnice o ciężarze do 200 ton oraz wszelkiego innego sprzętu pomocniczego. Warto zauważyć, że współczesny sprzęt do wykonywania pali wielkośrednicowych jest coraz cięższy i często posiada wysoko położony środek ciężkości, co utrudnia zachowaniu jego stateczności.

1.3 Podobne konstrukcje w budownictwie

Platformy robocze mają identyczny mechanizm zniszczenia jak stopy platform podnoszonych w konstrukcjach pełnomorskich. Tego rodzaju platformy są używane przede wszystkim jako tymczasowe platformy produkcyjne. W celu utwierdzenia platformy podnoszonej podnosi się kadłub platformy ponad poziom wody, a następnie wciska się but nogi w dno morskie poprzez napełnianie wodą morską zbiorników wstępnego obciążania (zbiorników balastowych) (Magda i inni, 2007). Skomplikowanie procesu montowania i wstępnego obciążania platform przenoszonych wywołane jest niepewnościami odnośnie uwarstwienia dna morskiego, wytrzymałości, struktury i zachowania gruntu, pomiarów już przyłożonej siły oraz bieżącej głębokości zagłębienia. Nawet we względnie jednorodnych gruntach niezbędne są szczegółowe prognozy dotyczące instalacji i nośności takiego fundamentu. Posadowienie takich platform w gruntach uwarstwionych jest szczególnie ryzykowne, ze względu na możliwość wystąpienia mechanizmu ścięcia przy przebiciu przez warstwę gruntu o lokalnie większej nośności (Cassidy i inni, 2015). Wystąpienie takiego mechanizmu zniszczenia skutkuje uszkodzeniami w postaci wyboczenia nogi, co bardzo często uniemożliwia dalszą pracę. Aby zniwelować ryzyko wystąpienia awarii, należy upewnić się czy wartość siły stosowanej przy zagłębianiu nóg nie przekroczy wartości, która spowoduje powstanie mechanizmu ścięcia przy przebiciu. Mechanizm zniszczenia pod podstawą platformy analizowany jest na podstawie wyników badań modelowych i analitycznych modeli obliczeniowych dotyczących gruntów uwarstwionych.

1.4 Klasyfikacja platform roboczych

Różnorodność metod wzmocniania podłoża sprawia, że niemożliwe jest zastosowanie „uniwersalnych platform roboczych”. Proponuje się podział platform ze względu na:

- Technologię wzmocniania podłoża gruntowego:

1. Platformy robocze o wysokich parametrach wytrzymałościowych, (wodoprzepuszczalność ma tu znaczenie drugorzędne) wykorzystywane w przypadku stosowania:
 - Kolumn scementowanych VSS,
 - Kolumn betonowych zagęszczanych FSS,
 - kolumn betonowych BRS,
 - Kolumn DSM,
 - Kolumn CMC,
 - Kolumn Jet grouting;
2. Platformy o bardzo dobrej przepuszczalności stosowane przy:
 - Zagęszczaniu dynamicznym,
 - Wibroflotacji,
 - Kolumnach żwirowych,
 - Kolumnach kamiennych,
 - Kolumnach w osłonie geosyntetycznej,

- Sączkach piaskowych,
 - Geodrenach,
 - Palowania,
 - Wzmacniania podłoża metodą wybuchów;
- Rodzaj elementu geosyntetycznego wzmacniającego platformę:
- Geotkaniny,
 - Geowłókniny,
 - Geosiatki,
 - Geokompozyty;
- Rodzaj sprzętu budowlanego używanego na platformie roboczej;
- Wiertnice,
 - Kafary,
 - Koparko-ładowarki;
- Cel wykorzystania:
- Tylko w funkcji platformy roboczej – umożliwienie dojazdu i pracy ciężkiego sprzętu (konstrukcja tymczasowa),
 - Funkcja zarówno platformy roboczej, jak i drogi tymczasowej,
 - Platforma robocza wbudowana w projektowaną konstrukcję trwałą i docelowo poprawiająca jej nośność;
- Ze względu na materiał platformy mogą być formowane z:
- gruntów naturalnych,
 - gruntów antropogenicznych,
 - gruntów naturalnych stabilizowanych.

Aby lepiej zrozumieć problem doboru platformy o odpowiednich parametrach należy prześledzić oddziaływania poszczególnych sposobów modyfikacji podłoża na właściwości gruntu oraz współpracę platformy z podłożem. Nieodpowiednio dobrana, np. zbyt zagęszczona platforma może zakłócać przebieg procesu wzmocnienia.

Jako pierwsze w przyjętym podziale uwzględniono kolumny wykonywane z kruszywa dodatkowo wzmocnionego zaczynem cementowym. Kolumny VSS i FSS wykonuje się techniką wibrowymiany, polegającą na początkowym rozepchnięciu i penetracji gruntu przez wibrator, a następnie uformowaniu kolumny podczas podciągania żerdzi przez wypływ kruszywa w zwolnioną przestrzeń pod ostrzem z wspomaganie sprężonego powietrza. Kolumny scementowane VSS uzyskują wewnętrzną wytrzymałość dzięki podawaniu zaczynu cementowego w trakcie formowania kolumny, który wiąże z kruszywem. Kolumny FSS wykonuje się z gotowego betonu ubijalnego klasy B10 do B15. Odpowiedni skład i konsystencja betonu powoduje, że zachowuje się on podobnie jak kruszywo w trakcie wibrowymiany. Tym samym w obu rodzajach kolumn uzyskuje się efekt dodatkowego wzmocnienia otaczającego gruntu, poprzez towarzyszące drgania i naciski wibratora wglębnego. Kolumny BRS wykonywane są na całej długości trzonu z pompownego betonu konstrukcyjnego B25. Nośność podstawy polepsza się dzięki kilkakrotnemu podnoszeniu i



wciskaniu wibratora w nośne podłoże. Trzon kolumn BRS ma wysoką wytrzymałość i betonowany jest w czasie jednostajnego podciągania wibratora do góry (Keller, 10-02 PL). Technologia DSM polega na wprowadzeniu w podłoże specjalnego mieszadła, składającego się z żerdzi wiertniczej, belek poprzecznych i końcówki świdra z koronką. Wiercenie odbywa się bez wstrząsów i jest wspomagane wypływem zaczynu cementowego z tzw. monitora, znajdującego się na końcu żerdzi wiertniczej. Po osiągnięciu głębokości założonej w projekcie, następuje faza formowania kolumn DSM, których średnica wynosi od 60 do 120 cm. W tym czasie obracane i podciągane do góry mieszadło zapewnia równomierne wymieszanie zaczynu z gruntem (Keller, 32-01 PL). Kolumny CMC wykonuje się przy użyciu specjalnie zaprojektowanego do tego świdra przemieszczeniowego, rozpychającego istniejący grunt i tworzącego przestrzeń, w której zostaje wykonana kolumna betonowa. Po osiągnięciu wymaganej głębokości, rozpoczyna się pompowanie mieszanki betonowej pod dużym ciśnieniem przez otwór umieszczonego w rdzeniu świdra. Kolumna wykonywana jest równolegle z podciąganiem wiertła do góry (Godlewski i inni, 2008). Jet grouting jest procesem wzmocnienia podłoża gruntowego, polegającym na mieszaniu gruntu z zaczynem, tłoczonym pod wysokim ciśnieniem. W konsekwencji działania wysokoenergetycznego strumienia iniektu następuje całkowite zniszczenie naturalnej struktury i odspajanie gruntu oraz jego częściowa wymiana. Na skutek procesu iniekcji cechy gruntu zostają ujednoczone, a powstały w wyniku petryfikacji kompozyt gruntowo-cementowy wykazuje znaczną wytrzymałość i bardzo małą wodoprzepuszczalność (Brzeski i inni, 2009).

Wymienione powyżej kolumny stanowią główną część nośną w modyfikowanym gruncie i nie mają wpływu na dalszą modyfikację podłoża, np. poprzez konsolidację. Wiąże się z tym brak konieczności zapewnienia swobodnego przepływu wody w kierunku powierzchni terenu, co powoduje, że w przypadku stosowania powyżej wymienionych technologii nie wymaga się użycia platform o dobrej wodoprzepuszczalności. Takie platformy robocze powinny natomiast cechować się nośnością zapewniającą stabilne podparcie maszyny podczas wprowadzania w grunt świdrow, mieszadeł, płuczek czy opuszczania ubijaka. Należy zwrócić uwagę, że operowanie wymienionym osprzętem do modyfikacji podłoża generuje duże siły i momenty przekazywane na podłoże gruntowe poprzez gąsienice wiertnicy. Ze względu na duże obciążenie od maszyn oraz charakterystykę wykonywanych przez nie prac, materiał nasypowy powinien cechować się dobrymi parametrami wytrzymałościowymi.

W drugiej grupie znajdują się metody modyfikacji podłoża gruntowego, które wykorzystują przepływ wody w gruncie. Metoda wibroflotacji polega na pogrążeniu w gruncie wibratora, które może być wspomagane silnym wypływem wody przez zintegrowane dysze znajdujące się przy ostrzu, a czasem również na trzonie wibratora. Zagęszczanie wykonuje się ruchem posuwisto-zwrotnym od dołu do góry, z określonym postępowaniem pionowym. W strefie oddziaływania wibratora, zależnej od rodzaju gruntu, rodzaju wibratora oraz zastosowanej metodyki robót, następuje przemieszczanie ziaren gruntu prowadzące do wzrostu stopnia ich upakowania (Keller, 10-02 PL). Kolumny żwirowe oraz kamienne wykonywane są na zasadzie omówionej wcześniej wibrowymiany. Kolumny wykonywane w osłonie geosyntetycznej (tzw. „koszulkach”) (Geotextile Encased Columns, GEC) znajdują zastosowanie w gruntach słabonośnych o wytrzymałości na ścinanie bez odplywu $c_u < 15 \text{ kPa}$. Po wykonaniu platformy roboczej, wiertnice instalują orurowanie w podłożu gruntowe. Następnie w orurowanie wprowadza się rękaw z geotkaniny i wypełnia piaskiem.

Podczas wydobywania orurowania kolumny w koszulkach są dowibrowywane (Brokemper i inni, 2008).

Metoda konsolidacji podłoża poprzez uformowanie nasypu przeciążającego jest jedną z najwcześniej stosowanych i najbardziej sprawdzonych metod wzmocnienia podłoża gruntowego. W obecnych czasach stosowanie jej w pierwotnym wariacie niemal zarzucono z powodu czasochłonności rozwiązania. Stosowanie metody konsolidacji nasypem staje się w obecnych warunkach możliwe dzięki zastosowaniu odpowiednio zaprojektowanego systemu drenażu pionowego.

Istotą drenów pionowych wykonywanych z sączków piaskowych jest skrócenie drogi filtracji wody w gruncie i wykorzystanie większej przepuszczalności podłoża w kierunku poziomym, równoległym do uwarstwienia gruntu. Do wzmocnienia drenażem piaskowym najbardziej nadają się grunty przewarstwione poziomymi wkładkami piasku (Pisarczyk, 2005). Geodreny mają takie samo zastosowanie jak dreny piaskowe, jednak są zdecydowanie bardziej ekonomiczne. Dreny te są to płaskie, plastikowe, elastyczne przewody o przekroju okrągłym lub spłaszczonym, które po zainstalowaniu w odpowiednim rozstawie, kilkadziesiąt razy zwiększają przepuszczalność podłoża, odpowiednio skracając drogę filtracji i czas konsolidacji. Platformy robocze wymagane przy realizacji wymienionych powyżej metod modyfikacji podłoża powinny mieć zatem dobrą wodoprzepuszczalność, umożliwiającą swobodną filtrację wody.



Rysunek 1.1 Geodreny

Istnieje wiele różnych klasyfikacji pali zależnie od sposobu wykonania (wiercenie, wciskanie, wwibrowywanie, wbijanie itp.), materiału (beton, żelbet, stal, kiedyś drewno) lub charakterystyki pracy pala („zawieszony”, „stojący”) (Gwizdała, 2010). Platformy do wykonawstwa pali podobnie, jak w przypadku kolumn betonowych z pierwszej grupy, powinny mieć dobre parametry wytrzymałościowe, natomiast nie muszą się cechować wysoką przepuszczalnością.

Ostatnia z wyszczególnionych metod, metoda wybuchów, wymaga użycia materiału platformy o szczególnie dobrych parametrach, ze względu na wykorzystanie tego materiału do formowania kolumn w słabonośnym gruncie spójnym. Ładunki wydłużone umieszcza się w nieorurowanych otworach wiertniczych tzw. rękawy strzałowe, których długość zwykle odpowiada miąższości

wzmacnianej warstwy. Eksplozja ładunku wybuchowego powoduje wydzielenie się w bardzo krótkim czasie olbrzymiej ilości energii powstałej na skutek przemiany materiału wybuchowego w gaz powybuchowy. W metodzie wybuchów część tej energii (zazwyczaj kilka procent) jest wykorzystana na wykonanie pracy efektywnej powodującej zagęszczenie gruntu (Dembicki i inni, 1992). Po powstaniu leja w trakcie wybuchu materiał platformy zsypuje się do środka i tworzy swoistego rodzaju beczkową kolumnę. Kolumna taka stanowi jednocześnie element nośny oraz drenaż pionowy. Dlatego też materiał platformy roboczej powinien mieć wysokie parametry wytrzymałościowe oraz odpowiedni współczynnik filtracji, który zapewni właściwą konsolidację otaczającego gruntu w czasie.

Użycie geosyntetyków przy budowie platform roboczych wiąże się z wieloma korzyściami. Należy rozważyć ich użycie nie tylko ze względów ekonomicznych, ale również w celu poprawy bezpieczeństwa. Szczegółowe omówienie poszczególnych wyrobów geosyntetycznych i ich funkcji znajduje się w Rozdziale 1.5.



Rysunek 1.2 Mikrowybuchy (za uprzejmością Polbud-Pomorze Sp. z o. o.)

Po platformach roboczych porusza się najczęściej bardzo różnorodny sprzęt. Mogą być to maszyny na gąsienicach bądź kołach. Każda maszyna ma swoją specyfikację, w której podano ile waży, jaki jest rozstaw jej kół/gąsienic i ich długości, szerokości itp. Ponadto zawarte są w niej również informacje o wszelkich modyfikacjach. Należy zauważyć, że obciążenia przekazywane na podłoże zależą od charakteru prac wykonywanych przez daną maszynę. Przykładowo wykonywanie pali wierconych wywołuje mniejsze drgania i obciążenia dynamiczne niż wbijanie pali. Te różnice w oddziaływaniach podczas wykonywania prac mają wpływ na projekt platformy i jej współpracę z geosyntetykiem i podłożem gruntowym.

Ostatni z podziałów odnosi się do sposobów wykorzystania platformy roboczej. Odmierna wytrzymałość potrzebna jest dla platform, na które sprzęt wjedzie tylko kilka razy oraz dla tych, które będą eksploatowane w sposób ciągły. Niekiedy lokalizacja planowanego obiektu sprawia, że na potrzeby ciężkiego sprzętu potrzebne jest wykonanie tymczasowego wzmocnienia powierzchniowego. Taką platformę należy zaprojektować dla konkretnego sprzętu z uwzględnieniem jego ciężaru oraz rodzaju wykonywanych prac. W przypadku platform obejmujących duże powierzchnie, np. przy konstrukcji dróg i autostrad, bardzo często trzeba

uwzględnić dodatkowo ich funkcję jako drogi tymczasowej, a czasem placu składowego. Wiąże się to z zaprojektowaniem konstrukcji na wielokrotne (cykliczne) obciążenia i uwzględnienie sprzętu poruszającego się na kołach. Platformy robocze, które przeznaczone są do wzmocnienia konstrukcji trwałej należy wykonać z jednorodnego materiału nasypowego, często o parametrach lepszych niż sam nasyp i skontrolować ich stan oraz nośność przed wbudowaniem w konstrukcję.

1.5 Geosyntetyki w budownictwie platform roboczych

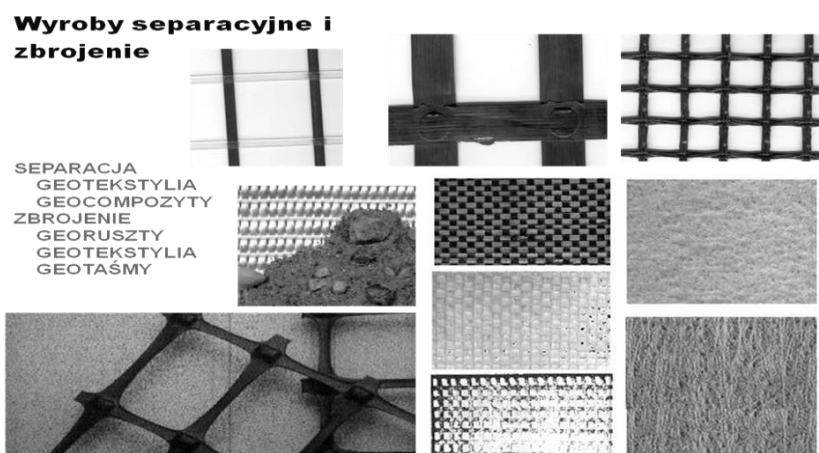
Geosyntetyki są to wyroby, których przynajmniej jeden składnik wytworzony został z polimeru. Produkowane są w postaci arkuszy pasków lub form przestrzennych. Geosyntetyki, które używane są do budowy platform roboczych to geosiatki oraz geotkaniny, przy czym, ze względu na lepszą możliwość penetracji, najczęściej wybierane są wyroby tkane. Ich struktura składa się z dwóch i więcej układów włókien przeplatanych pod kątem prostym. Geosiatki to materiały o układzie rusztu. Prostopadły układ pasm tworzący oczka umożliwia współpracę geosiatki z kruszywem poprzez zazębienie się.

Głównymi funkcjami geosyntetyków wykorzystywanymi w konstrukcjach tymczasowych są: separacja, filtracja, drenaż oraz wzmocnienie (zbrojenie). Oczywiście poszczególne geosyntetyki nie są w stanie pełnić jednocześnie tych wszystkich funkcji, chyba że stanowią one geokompozyt.

Geotekstylią polepszają stateczność i nośność słabonośnego podłoża gruntowego przede wszystkim przez separację materiału platformy roboczej od podłoża (Holtz i inni, 1997). Funkcja separacji polega na zapobieganiu mieszaniu się przyległych do siebie odmiennych gruntów (rodzimych, bądź materiałów nasypowych) (Duszyńska, 2010). W przypadku platform roboczych funkcja ta wydaje się być najistotniejsza w utrzymaniu zaprojektowanej miąższości platformy. Swobodne przemieszczanie cząstek poszczególnych warstw może powodować migrację materiału nasypowego o dobrych parametrach w słabonośną warstwę podłoża i odwrotnie – migrację cząstek pylastych w materiał nasypowy platformy roboczej. Sytuacja taka wpływa na znaczące osłabienie nośności platformy roboczej. Grunty słabonośne są najbardziej podatne na naruszenie struktury podczas wykonywania czynności związanych z tworzeniem konstrukcji, takich jak: usuwanie zanieczyszczeń, karczowanie czy wstępne układanie kruszywa. Geosyntetyki pomagają zminimalizować naruszenie struktury gruntu słabonośnego i zapobiec utracie kruszywa podczas budowy.

Geotekstylią zapewniają również funkcje filtracyjne i drenażowe. Funkcja filtracji umożliwia swobodny przepływ wody przez wyrób geosyntetyczny pod wpływem działania sił hydrodynamicznych z jednoczesnym zapobieganiem przenikania cząstek gruntu. Drenaż wiąże się również z przepływem wody. Zadaniem geosyntetyków drenażowych jest zbieranie i transportowanie wody gruntowej w płaszczyźnie wyrobu. Ostatnia ze wspomnianych funkcji - wzmocnienie służy poprawieniu nośności platformy roboczej. Grunt nie ma zasadniczo wytrzymałości na rozciąganie, zatem odpowiednio umiejscowiony geosyntetyk zbrojący, który taką wytrzymałość posiada, zwiększa nośność konstrukcji.

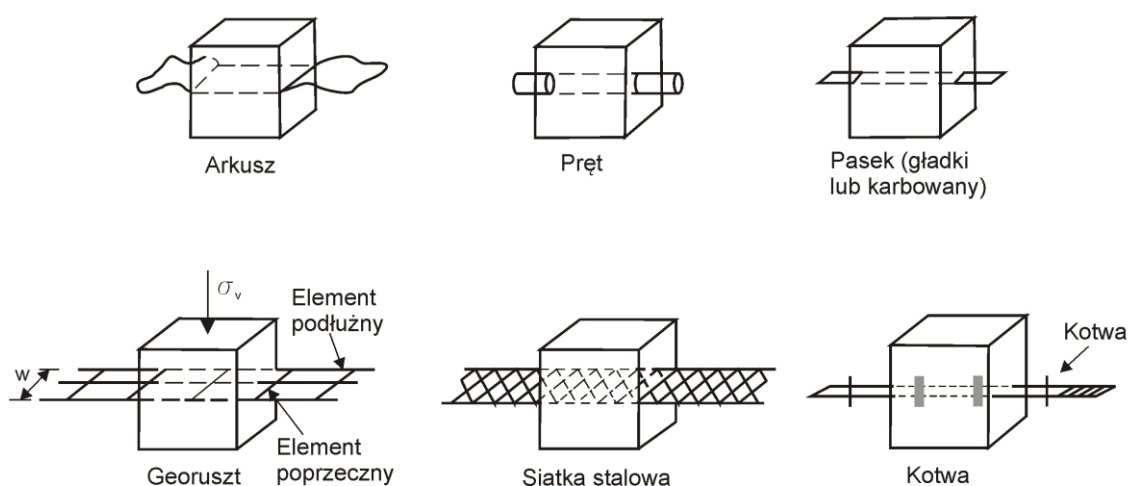




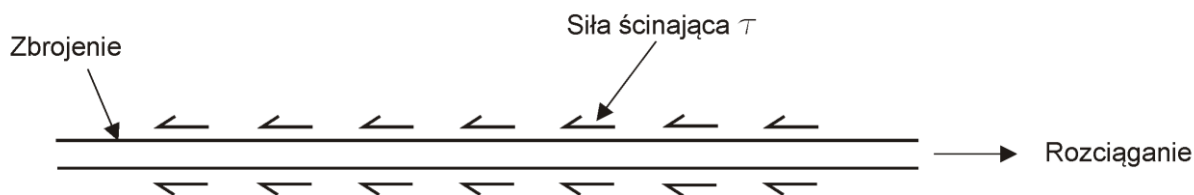
Rysunek 1.3 Różne rodzaje geosyntetyków

Geosiatki i geotekstylia zapewniają wzmocnienie poprzez poziome ograniczenie przemieszczania się kruszywa i podłoża wykorzystując tarcie oraz zazębianie się kruszywa, geosyntetyku i podłoża. Kolejną formą wzmocnienia struktury jest poprawienie jej nośności poprzez wymuszenie powstania potencjalnej powierzchni zniszczenia w głębszej warstwie, o większej nośności. Bez wzmocnienia geosyntetykiem kruszywo zwykle przemieszcza się poziomo pod wpływem nacisków. Podatne, słabonośne podłoże zapewnia bardzo niewielkie ograniczenie sił poziomych. Geosiatka o dobrych właściwościach zazębiających lub geotkanina z dobrymi parametrami tarcia zapewnia wytrzymałość na rozciąganie wywołane poziomym przemieszczaniem się kruszywa.

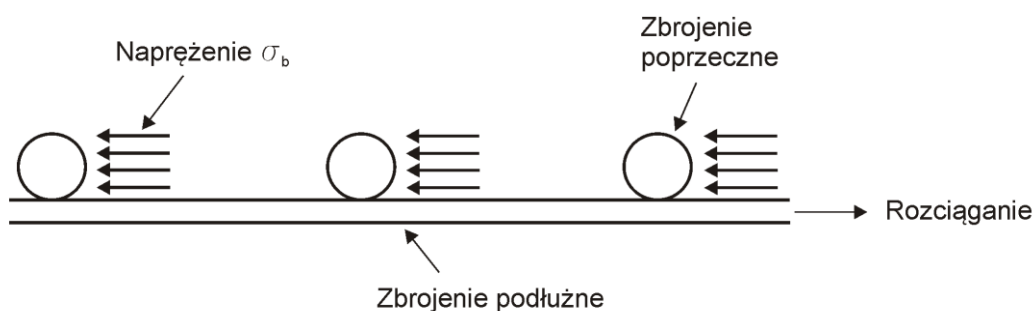
Do powszechnie używanych materiałów zbrojących zaliczyć można: arkusze, paski, ruszty, siatki stalowe oraz kotwy (Rysunek 1.4). Wzmocnienie uzyskane poprzez interakcję pomiędzy kruszywem a zbrojeniem pochodzi od siły tarcia wywołanej w powierzchni pomiędzy kruszywem a zbrojeniem oraz od nośności elementów poprzecznych różnych rodzajów zbrojenia (Rysunek 1.5Rysunek 1.5).



Rysunek 1.4 Powszechnie używane zbrojenia



Rysunek 1.5 Wytrzymałość na ścinanie wzdłuż elementów podłużnych.



Rysunek 1.6 Nośność elementów poprzecznych

Podczas sprawdzania stanów granicznych problemem może być raczej użyteczność, a nie zniszczenie materiału, np. niedostateczny współczynnik bezpieczeństwa odnoszący się do obliczonej nośności może skutkować znaczną deformacją, ale niekoniecznie awarią.

Należy rozważyć stany graniczne nośności obejmujące następujące przyczyny utraty stateczności zewnętrznej:

- pęknięcie zbrojenia,
- poślizg zbrojenia,
- wyrwanie zbrojenia z nośnej warstwy nasypowej,
- wyrwanie zbrojenia z uplastycznionej warstwy nasypowej.

W przypadku formowania platform roboczych bardzo ważną cechą jest sztywność geosyntetyku na zginanie. Podczas układania geosyntetyku na bardzo słabonośnych gruntach, wysoka sztywność na zginanie jest bardzo pożądana. Haliburton przyporządkował tę cechę do różnych wymagań związanych z wytrzymałością podłoża gruntowego, co przedstawiono w Tabeli 1.1 (Haliburton i inni, 1980).



Tabela 1.1 Rekomendowane wartości sztywności geosyntetyków w zależności od zastosowania wg Halibutona (Haliburton i inni, 1980).

CBR podłoża* [%]	Wymagania związane z przydatnością terenu	Minimalna wymagana sztywność produktu*** [mg·cm]
CBR ≤ 0,5	bardzo wysokie	25 000
	wysokie	15 000
0,5 < CBR ≤ 1,0	wysokie	15 000
	średnie	10 000
1,0 < CBR ≤ 2,0	średnie	10 000
	niskie	5 000
CBR ≥ 2,0	brak	1 000
	brak	1 000

* CBR odnosi się do badania Kalifornijskiego Wskaźnika Nośności (California Bearing Ratio). Wartości CBR w przypadku badania podłoża suchego są znacznie wyższe. Badanie w obydwu przypadkach, gruntu nasyconego wodą i suchego, są znormalizowane (ASTM D1883).

*** Badanie zgodne z ASTM D1388, za wyjątkiem próbek o długości 300 mm i szerokości 50 mm.

1.6 Wykonawstwo platform roboczych

Odpowiedzialność związana z wykonaniem platformy roboczej, w większości krajów na świecie, spoczywa na głównym wykonawcy. Jako pierwsi wymóg budowy platform roboczych pod palownice wprowadzili Japończycy. FPS (Federation of Piling Specialists - brytyjskie Stowarzyszenie Wykonawców Robót Palowych) przyczyniło się do powstania poradnika BRE. Wcześniej FPS wprowadziła – WPC (Working Platform Certificate). WPC jest dokumentem stanowiącym potwierdzenie, że platforma została poprawnie zaprojektowana, zbudowana i będzie odpowiednio utrzymywana, w sposób zapewniający zachowanie integralności platformy. Wymaga on podpisu głównego wykonawcy i musi zostać przekazany wykonawcy robót palowych (lub innych robót wykonywanych na placu budowy). PZWFS (Polskie Zrzeszenie Wykonawców Fundamentów Specjalnych) również udostępnia na swojej stronie szczegółowy szablon specyfikacji platformy roboczej.

1.7 Szczególny przykład platformy na odcinku Łągów-Jordanowo

Na terenie budowy autostrady A2 panowały skomplikowane warunki gruntowe i obejmowały kilka słabonośnych obszarów torfowych i bagiennych. Szczególnie trudnym był stosunkowo krótki odcinek w tzw. obszarze torfowym 15.2 w kilometrażu 60+225 - 60+450, który znajduje się pomiędzy miejscowością Łągów i Jordanowo. Na tym odcinku napotkano na głęboką nieckę wypełnioną gruntami organicznymi o głębokości nawet do 28 m p.p.t. Technologia wykorzystywaną do wzmocnienia podłoża gruntowego były kolumny w koszulkach geosyntetycznych, czyli w systemie GEC.



Fotografia 1.2 Platforma robocza na budowie Autostrady A-2 odcinek Łągów – Jordanowo

Na istniejącym terenie została wykonana platforma robocza z piasku, na której bezpośrednio pod palownicą układane były dębowe blaty skręcane z kilku prostokątnych bali. Na drewniane wzmocnienie zdecydowano się ze względu na zbyt małą nośność platformy roboczej z piasku o miąższości 1 m - możliwe było utrzymanie jedynie lekkiego i średnio-ciężkiego sprzętu. Palownice do wykonywania kolumn typu Liebherr LRB o ciężarze około 1.100 kN miały podwozie gąsienicowe i poruszały się po wspomnianych wyżej materacach wykonując kolumny "metodą przed siebie" - nacisk pod materacem z bali drewnianych wynosił $30,5 \text{ kN/m}^2$. A więc pomost drewniany dla palownicy był układany już na wykonanych uprzednio kolumnach. Na startowym i końcowym odcinku robót wykonano wymianę torfu do głębokości 5m.

1.8 Przykłady awarii platform roboczych

Aby uświadomić sobie ważność poprawnego projektowania i kontroli pracy platformy roboczej należy przyrzeć się również przypadkom, w których popełnione błędy wpłynęły na wystąpienie groźnych wypadków. Idealnym przykładem może być tutaj wypadek, który miał miejsce w maju 2003 roku na placu budowy Channel Tunnel Rail Link Contract 310 (New Civil Engineering, 2004). Śledztwo wykazało, że wypadek spowodowany był zaniechaniem przez głównego wykonawcę przywrócenia platformy roboczej do stanu pierwotnego, po wykonaniu w niej wykopu w celu usunięcia przeszkody. Wykop został jednak źle wypełniony i zagęszczony. Kiedy wiertnica przejeżdżała przez miejsce po wykopie, grunt z jednej strony znacznie osiadł powodując jej wywrócenie na czynną linię kolejową, zrywając sieć trakcyjną o napięciu 25 kV. Nikt nie uległ wypadkowi, jednak mogło dojść do tragedii, gdyż pociąg osobowy przejeżdżał tamtędy 2 minuty wcześniej. Linia kolejowa Londyn – Tilbury – Southend została zamknięta na 3 dni.



Fotografia 1.3 Wypadek na placu budowy Channel Tunnel Rail Link Contract 310 (PFSF, 2008)

Inny przypadek awarii miał miejsce w trakcie budowy Obwodnicy Lublina. Operator wykonywał kolumny betonowe bardzo blisko wykopu obudowanego stalową ścianką szczelną. Palownica poruszała się po platformie roboczej wykonanej z piasku. Podczas podnoszenia świdra, w końcowej fazie wykonywania kolumny gaśienica utraciła kontakt z gruntem i palownica wywróciła się. Przypadki przewrócenia się palownic wystąpiły również podczas wzmocniania podłoża przy terminalu kontenerowym DCT w Gdańsku.



Fotografia 1.4 Wypadek na Obwodnicy Lublina.

1.9 Wnioski z praktyki wykonawczej i projektowej

Podejście do zagadnienia platform roboczych w Polsce i na świecie jest różne, lecz coraz więcej firm w Polsce zwraca uwagę na właściwą konstrukcję platformy. W wielu przypadkach platformy robocze konstruuje się jednak bez szczegółowego projektu i oszacowania nośności podłoża. Standardowo przyjmuje się, że platformę roboczą może stanowić warstwa istniejącego nasypu

budowlanego, jeżeli pozwoli ona na stabilne poruszanie się sprzętu w każdych warunkach pogodowych. Przyjmuje się, że powierzchnia platformy roboczej powinna znajdować się co najmniej 1,0 m (0,5 m w przypadku pracy lekkiego sprzętu) powyżej poziomu wody gruntowej.

Platformy tworzy się często z materiałów miejscowych, np. gruzu z rozbiórki. Najczęściej z góry zakłada się warstwę nasypową o grubości od 50 cm do 100 cm. Jeśli nośność platformy jest wciąż niewystarczająca stosuje się dodatkowo geosyntetyki (geotkaniny lub geosiatki) w celu wzmocnienia podłoża. Dodatkowo na styku podłoża z platformą stosuje się geowłókninę separującą.

Należy pamiętać, że bardzo często (np. w przypadku wzmocnienia podłoża pod nasypy drogowe) platforma robocza stanowić będzie docelowo integralną część nasypu drogowego, dlatego materiał z którego jest ona wykonywana, powinien być zgodny z wymaganiami stosownej specyfikacji.

Grubość platformy roboczej jest zwykle zdeterminowana przez aktualne warunki gruntowo-wodne. Bardzo często rzędna platformy roboczej, określona w projekcie technologicznym może ulec zmianie, gdyż grubość platformy roboczej jest określona bezpośrednio przed przystąpieniem do robót przez kierownika robót i/lub inspektora nadzoru.

Poważnym problemem jest to, że w przypadku większości placów budowy w Polsce nie są prowadzone odpowiednie badania kontrolne platformy – pierwszy wjazd sprzętu, jest zwykle próbą nośności platformy (przejazd najcięższym sprzętem i sprawdzenie czy się utrzyma). Duży problem przy projektowaniu platform roboczych stanowi określenie parametrów wierzchnich warstw podłoża słabonośnego. Spowodowane jest to jego dużą zmiennością oraz wpływem warunków pogodowych. Badania takie powinny być również obowiązkowe, w celu zapewnienia bezpieczeństwa zarówno na placu budowy jak i w wokół niego. Równie ważny jest wstępny wywiad mający na celu ustalenie czy w podłożu wcześniej występowały jakieś fundamenty czy zasypane były wykopy, stare podpiwniczenia, przepusty lub rury. Jakikolwiek niewykryty wcześniej element może być w późniejszym czasie przyczyną awarii.

Na świecie wprowadzane są szczegółowe zalecenia dotyczące wykonawstwa i projektowania platform roboczych, certyfikaty jakości (wydawane w oparciu o badania na placu budowy) i dokumenty poświadczające odpowiedzialność poszczególnych osób na budowie. Między innymi wymagane jest szczegółowe zbadanie dwóch pierwszych metrów warstwy podłoża, aby uzyskać dane do projektu platformy. Platforma musi mieć odpowiednio oznakowane granice i podlegać stałemu monitoringowi. Dyskutuje się nad różnymi metodami projektowymi oraz sposobami na uzyskanie bezpiecznych, ekonomicznych i przyjaznych środowisku platform. Omawiane są sposoby wykorzystania platform, które w późniejszym czasie będą włączone w konstrukcję trwałą celem poprawienia jej nośności.

Warto zauważyć, że już od jakiegoś czasu na rynku polskim dostępne są wszelkiego rodzaju wyroby geosyntetyczne, które stosować można jako warstwy wzmacniające. Jednakże mnogość i wzrost popularności tych produktów nie idzie w parze z poprawnym projektowaniem konstrukcji budowanych przy ich użyciu. Spowodowane to jest brakiem dostępu do metod poprawnego projektowania, ich komplikacją oraz zbyt pobłażliwym podejściem do tematu samych projektantów. Poprawnie dobrany i właściwie zaprojektowany geosyntetyk, gwarantuje odpowiednią nośność gruntu zbrojonego. Ponadto posiadając odpowiednie dane można przewidzieć, czy wcześniej wzmacniana warstwa gruntu wbudowana w późniejszym czasie w konstrukcję trwałą da korzyści w postaci dodatkowej nośności.



Innym problemem jest niedopuszczalna praktyka mieszania równoziarnistego materiału nasypowego z materiałem drobniejszym (pyły, popioły) w celu uzyskania wyższego współczynnika różnoziarnistości. Wykonawcy platform roboczych początkowo deklarując w specyfikacjach wysoki wskaźnik różnoziarnistości, a nie posiadając odpowiedniego materiału, zamiast dosypywać drogiego materiału gruboziarnistego stosują tani materiał pylasty. W ten sposób obniżają parametry mechaniczne materiału nasypowego. Następstwem takiej praktyki jest osłabienie wytrzymałości platformy roboczej oraz zmniejszenie jej właściwości drenażowych, co może powodować awarie i niebezpieczne wypadki. Tematyka ta zostanie poruszona w Rozdziale 4.2.

1.10 Cel i zakres rozprawy

Celem niniejszej pracy badawczej jest przeanalizowanie, na podstawie własnych badań terenowych i modelowych oraz obliczeń numerycznych, pracy konstrukcji tymczasowych wzmacniających podłoże gruntowe tzw. platform roboczych oraz zaproponowanie racjonalnej metody ich projektowania oraz kontroli jakości. W szczególności chodzi o lepsze poznanie mechanizmu zniszczenia platform roboczych z uwzględnieniem jej miąższości, wpływu parametrów gruntu nasypowego i słabonośnego podłoża oraz zbrojenia z geosyntetyków. Istotnym elementem pracy jest przegląd metod wyznaczania parametrów geotechnicznych podłoża oraz metod kontroli jakości wykonania platform roboczych. Zostały one zastosowane na poletku badawczym w terenie. Według dokonanego rozeznania, podjęty temat nie był dotychczas szerzej opracowywany w polskich placówkach badawczych.

Rozprawa obejmuje łącznie 8 rozdziałów. W pierwszym przedstawiono tematykę pracy badawczej, wybrane przykłady zastosowania platform roboczych, wyciągnięto wnioski z praktyki wykonawczej i projektowej oraz sformułowano cel pracy. Drugi rozdział zawiera przegląd metod projektowania platform roboczych w kolejności chronologicznej. Omówiono w nim metody stanowiące podstawę dzisiejszych opracowań oraz najnowsze proponowane podejścia. Kolejny rozdział stanowi przegląd metod badania podłoża gruntowego stosowanych przy wstępnej ocenie, kontroli i odbiorze podłoża słabonośnego oraz platformy roboczej. Natomiast dobór materiałów do konstrukcji platformy roboczej opisany został w rozdziale czwartym.

Badania związane z mechanizmem pracy oraz awarii platform roboczych na różnych rodzajach podłoża słabonośnego przeprowadzono poprzez wykonanie analiz numerycznych (rozdział piąty), badań modelowych w Laboratorium Geotechniki Politechniki Gdańskiej (rozdział szósty) oraz badań terenowych (rozdział siódmy). W ósmym rozdziale zawarto podsumowanie rezultatów pracy doktorskiej, a na końcu rozprawy zamieszczono spis wykorzystanej literatury oraz aneksy.



STRONA CELOWO POZOSTAWIONA PUSTA

Rozdział 2

METODY PROJEKTOWANIA PLATFORM ROBOCZYCH

2.1 Wprowadzenie

Zachowanie się konstrukcji tymczasowych, wzmacniających podłoże słabonośne, pod wpływem obciążenia ich ciężkim sprzętem do robót ziemnych uzależnione jest głównie od czterech czynników: parametrów materiału gruntu nasypowego oraz podłoża słabonośnego, natężenia i rodzaju ruchu oraz charakterystyk wzmocnienia geosyntetycznego. Poniżej w porządku chronologicznym omówione zostały najpopularniejsze metody mogące służyć do projektowania platform roboczych.

Pierwsza z nich, dająca podwaliny do wszelkich dalszych rozważań, metoda Hammita jest metodą doświadczalną. Po wykonaniu szerokiej serii badań terenowych ustalono wzór na obliczanie minimalnej miąższości niezbędnej do zachowania nośności podłoża obciążonego ruchem pojazdów. W metodzie uwzględniono liczbę przejazdów oraz parametry podłoża słabonośnego, jednak całkowicie pominięto parametry charakteryzujące materiał platformy roboczej. To samo podejście zaobserwować można w metodzie Giroud i Noiray'a (Giroud i inni, 1981). Wprowadzili oni jednak dwa współczynniki nośności odpowiadające odpowiednio konstrukcjom tymczasowym wzmocnionym i niewzmocnionym. Przełomowa pod względem uwzględnienia parametrów wytrzymałościowych nasypu wzmacniającego była metoda Houlby'ego (Houlby i inni, 1989) następnie kontynuowana przez Jewella (Jewell, 1996). Kluczowym parametrem jest w tej metodzie kąt rozkładu naprężenia w warstwie górnej, a jego odpowiedni dobór ma istotny wpływ na wartości uzyskanych miąższości warstwy wzmacniającej podłoże słabonośne.

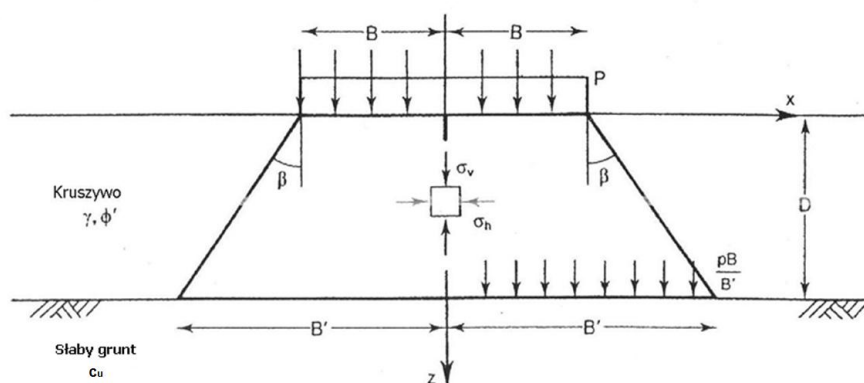
Kolejną ważną pozycją traktującą o projektowaniu platform roboczych jest wydany w 2002 roku, w Hong Kongu poradnik Geoguide 6. Można w nim znaleźć szczegółowe informacje o przygotowaniu placu budowy oraz wykonawstwie różnorodnych konstrukcji z gruntu zbrojonego. W projektowaniu autorzy skupili się na obliczaniu wytrzymałości na zerwanie oraz oporu na wyciągnięcie elementów wzmacniających konstrukcję. Brak jednak wskazówek dotyczących obliczeń nośności konstrukcji tymczasowych. W 2004 roku ukazał się poradnik całkowicie poświęcony tematyce platform roboczych



– BRE 470 „Working platforms for tracked plants”. Zawarte są w nim zalecenia dotyczące przygotowania placu budowy, badań wstępnych, wykonawstwa, utrzymania oraz konserwacji platform roboczych oraz metoda obliczania ich bezpiecznej miąższości. Jest to nowe podejście uwzględniające nie tylko parametry podłoża słabonośnego i materiału nasypowego platformy, ale również przyrost nośności z tytułu zastosowania wzmocnienia geosyntetycznego.

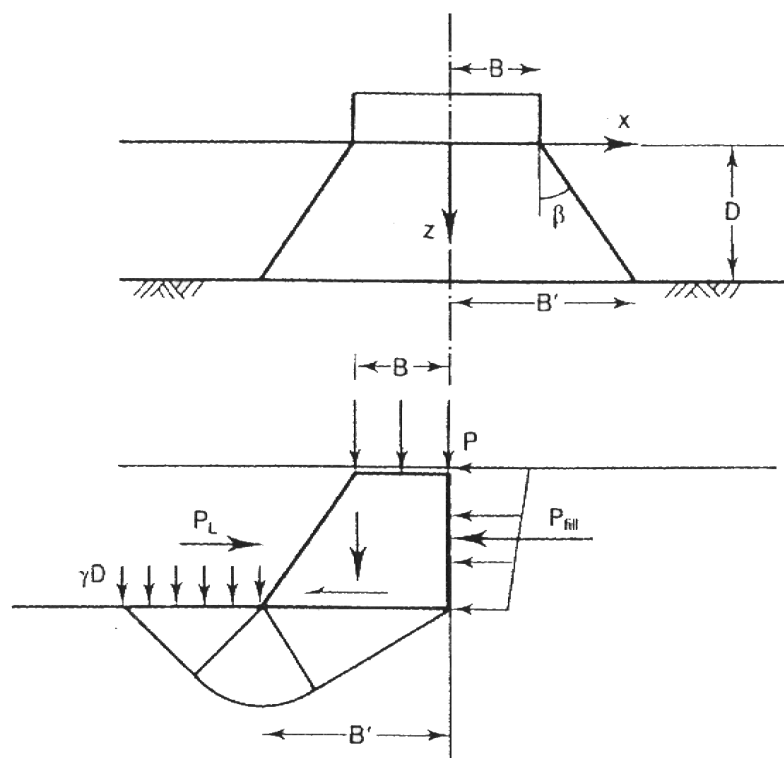
2.2 Mechanizm pracy platform roboczych

Schemat obciążenia platformy roboczej w płaskim stanie odkształcenia oraz parametry gruntowe pokazano na Rysunku 2.1. Nacisk na powierzchni gruntu o wartości p , przyłożony na szerokości $2B$, rozchodzi się na boki pod kątem β w warstwie nasypu o grubości D . Materiał, z którego zbudowana jest platforma ma ciężar objętościowy γ i obliczeniową wartość kąta tarcia wewnętrznego ϕ'_d . Zalegający pod platformą słabonośny grunt spoisty charakteryzuje się wytrzymałością na ścinanie bez odpływu c_{ud} . W następstwie rozchodzenia się naprężeń, warstwa gruntu spoistego obciążona jest na obszarze $2B'$. Pionowe obciążenie przyłożone na powierzchni gruntu powoduje wzrost pionowych i poziomych naprężeń w nasypie, który pod wpływem obciążeń przemieszcza się na boki. Minimalna składowa pozioma naprężenia $\sigma_h = K_{ad} \cdot \sigma_v$, zależy od współczynnika parcia czynnego gruntu $K_{ad} = (1 - \sin\phi'_d)/(1 + \sin\phi'_d)$.



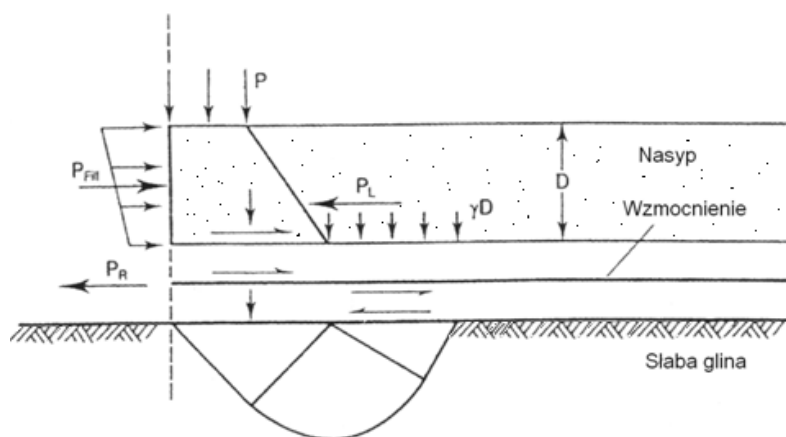
Rysunek 2.1 Schemat obciążenia platformy roboczej w płaskim stanie odkształcenia (Jewell, 1996)

W nasypie z gruntu niespoistego pojawia się siła pozioma P_{Fill} , która jest tylko częściowo równoważona przez odpór P_L w przyległym (nieobciążonym) gruncie (Rysunek 2.2). Z powodu występowania niewielkich naprężeń, wywołanych jedynie obciążeniem od ciężaru własnego, odpór gruntu w nieobciążonym nasypie mobilizuje się tylko częściowo. Różnica sił poziomych przekazywana jest na zalegającą poniżej warstwę słabonośną jako zewnętrzna siła ścinająca (Rysunek 2.2). Konsekwencją występowania zewnętrznej siły ścinającej jest zmniejszenie nośności podłoża dochodzące do 50% .



Rysunek 2.2 Schemat obciążeń w przypadku podłoża niewzmocnionego (Jewell, 1996)

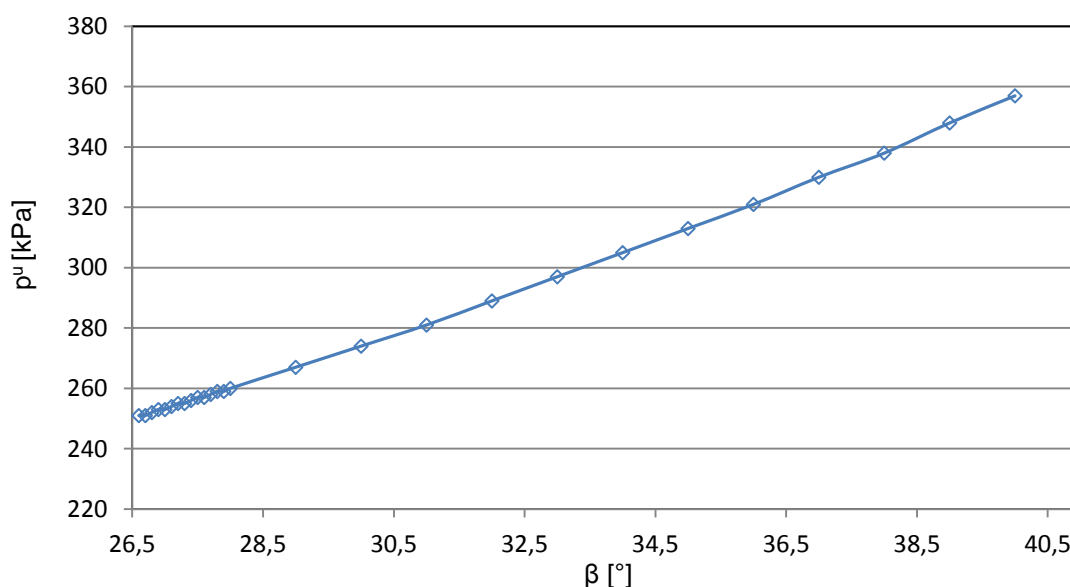
Jeżeli wzmocnienie umieszczone pomiędzy platformą a gruntem spoistym jest w stanie w całości przenieść zewnętrzne naprężenie ścinające to taki układ zapewnia wystarczającą nośność (Rysunek 2.3). Jest to główny mechanizm wzmocnienia. Drugi, dodatkowy mechanizm wzmocnienia pochodzi od wewnętrznych naprężeń ścinających, które działają na powierzchni gruntu spoistego poza obciążonym obszarem B' (Rysunek 2.3). W najlepszym przypadku, całe naprężenie ścinające w tym miejscu $\tau = c_{ud}$ zwiększa wytrzymałość warstwy gruntu spoistego o 11% (Jewell, 1996). W typowych przypadkach Jewell zaleca pominąć to źródło wzmocnienia. Między gruntem spoistym a geosyntetykiem działa tylko niewielkie naprężenie γD , co ogranicza wartość naprężenia ścinającego, które może zostać zmobilizowane. Mobilizacja naprężeń w geosyntetyku wymaga również osiągnięcia pewnego poziomu przemieszczeń w kontakcie z gruntem.



Rysunek 2.3 Działanie zbrojenia przejmujące zewnętrzne naprężenie ścinające Jewell, 1996

2.2.1 Metody doboru kąta rozkładu naprężenia

Zagadnienie kąta rozkładu naprężenia β w platformach roboczych pozostaje nadal nie zbadane w sposób wystarczający. W obliczeniach teoretycznych przyjmuje się go w sposób uproszczony na podstawie metod, które zostaną wymienione w niniejszym rozdziale, bądź opierając się na doświadczeniu inżynierskim. W przypadku stosowania tradycyjnych metod obliczeniowych (np. Jewella), już niewielkie zmiany wartości kąta rozkładu naprężenia wpływają znacząco na zmianę nośności, w szczególności przy większych miąższościach platformy (zmiana β o jeden stopień powoduje zmianę nośności nawet o 10 kPa, Rysunek 2.4). Wpływa to w znaczący sposób na bezpieczeństwo oraz stateczność nasypu i koszty jego wykonania. W zaleceniach do swojej metody Jewell proponuje, aby do projektowania konstrukcji tymczasowych przyjmować bezpieczne oszacowanie tego kąta wynoszące $26,6^\circ$. Jednak dodaje również, że kąt rozkładu naprężenia, w przypadku użycia materiałów o lepszych parametrach wytrzymałościowych, może osiągać wartość nawet 45° .



Rysunek 2.4 Wpływ kąta rozkładu na nośność platformy roboczej (wg metody Jewella, kąt tarcia wewnętrznego materiału platformy $\phi'_{pd} = 35^\circ$, wytrzymałość na ścinanie podłoża słabonośnego $c_{ud} = 20\text{kPa}$, miąższość platformy roboczej 0,8 m)

Według Giroud i Hana (Giroud i inni, 2004) kąt rozkładu naprężenia β nie może być traktowany jako wielkość fizyczna. Przyczyną tego jest brak możliwości bezpośredniego eksperymentalnego pomiaru jego wartości bądź obliczenia jej w sposób teoretyczny. Należy go przyjmować pośrednio, do czego posłużyć się można trzema różnymi metodami:

- pierwsza metoda opiera się na wartości odpowiadającej maksymalnemu pionowemu naprężeniu w osi obciążenia. Rozwiązanie takie przyjęli Gabr i Dodson (1998);
- druga metoda oparta jest na procentowym udziale obciążeń rozłożonych na obszarze określonym przez kąt rozkładu naprężenia. Przykładowo Lawton (1996) kąt rozkładu naprężenia określił uwzględniając obszar kołowy, na który przypada 95% obciążenia;



- trzecia metoda opiera się na geometrycznym określeniu kąta rozkładu naprężenia przez poprowadzenie linii od krawędzi koleiny powstałej na powierzchni nasypu do krawędzi odkształconej powierzchni gruntu pomiędzy nasypem a podłożem, Sigurdsson (1991).

2.2.2 Wpływ parametrów nasypu i podłoża gruntowego na kąt rozkładu naprężenia

Do analizy zachowania dwuwarstwowego systemu nasyp-słabonośne podłoże gruntowe posłużyć się można teorią sprężystości. Pozwala ona dokładnie określić ilościowy wpływ parametrów gruntu nasypowego na pracę niewzmocnionych dróg tymczasowych. Wykonywane w ten sposób obliczenia układu dwuwarstwowego są dosyć skomplikowane, zatem w celu uproszczenia używa się metody kąta rozkładu naprężenia (Giroud i inni, 2004).

Kąt rozkładu naprężenia zależy od stosunku modułów odkształcenia warstwy nasypowej i podłoża gruntowego, Burmister (1958). Opracował on pewne wykresy i korelacje zależne od stosunku promienia odpowiadającego powierzchni kontaktowej opony do miąższości nasypu r/D . W praktyce stosunek ten powinien mieścić się w zakresie od 0,2 do 2,0.

Uśrednione kąty rozkładu naprężenia na wykresie Burmistera (Rysunek 2.5) uzyskano przez uwzględnienie odpowiedniej maksymalnej składowej pionowej naprężenia. Stosunek tangensów kąta rozkładu naprężenia jest funkcją stosunku modułów warstwy nasypowej i podłoża gruntowego:

$$\tan\beta_1 = \tan\beta_0 \left[1 + 0,204 \left(\frac{E_{bc}}{E_{sg}} - 1 \right) \right] \quad (2.1)$$

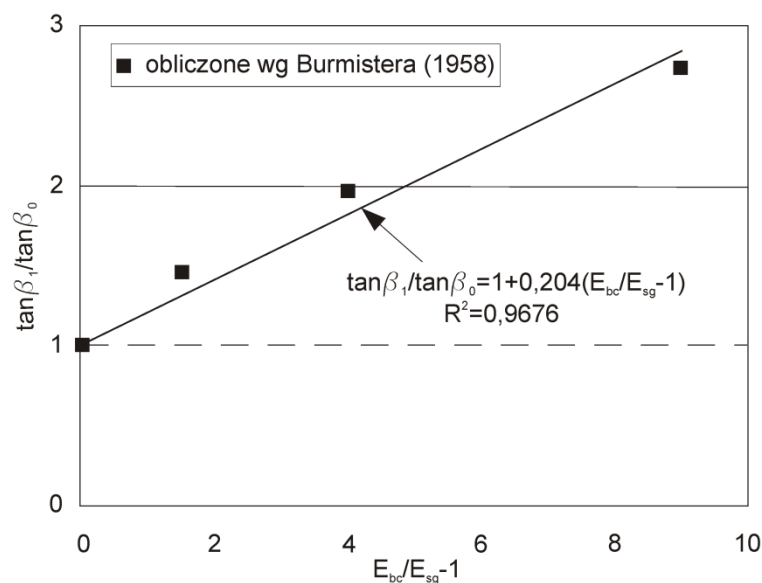
gdzie:

α_1 – kąt rozkładu naprężenia gdy $E_{bc} \neq E_{sg}$

α_0 – kąt rozkładu naprężenia gdy $E_{bc} = E_{sg}$ (podłoże jednorodne)

E_{bc} – moduł odkształcenia warstwy nasypowej

E_{sg} – moduł odkształcenia podłoża gruntowego



Rysunek 2.5 Zależność kąta rozkładu naprężenia oraz stosunku modułów odkształcenia, Giroud i inni, 2004

2.2.3 Wpływ liczby przejazdów na kąt rozkładu naprężenia

Obciążenia cykliczne wpływają na zmniejszenie wartości kąta rozkładu naprężenia. Zjawisko to zbadano w laboratoryjnych badaniach obciążenia cyklicznego płytą, przeprowadzone przez Gabr'a (2001) (Giroud i inni, 2004, Rysunek 2.6), w których uzyskano następującą zależność:

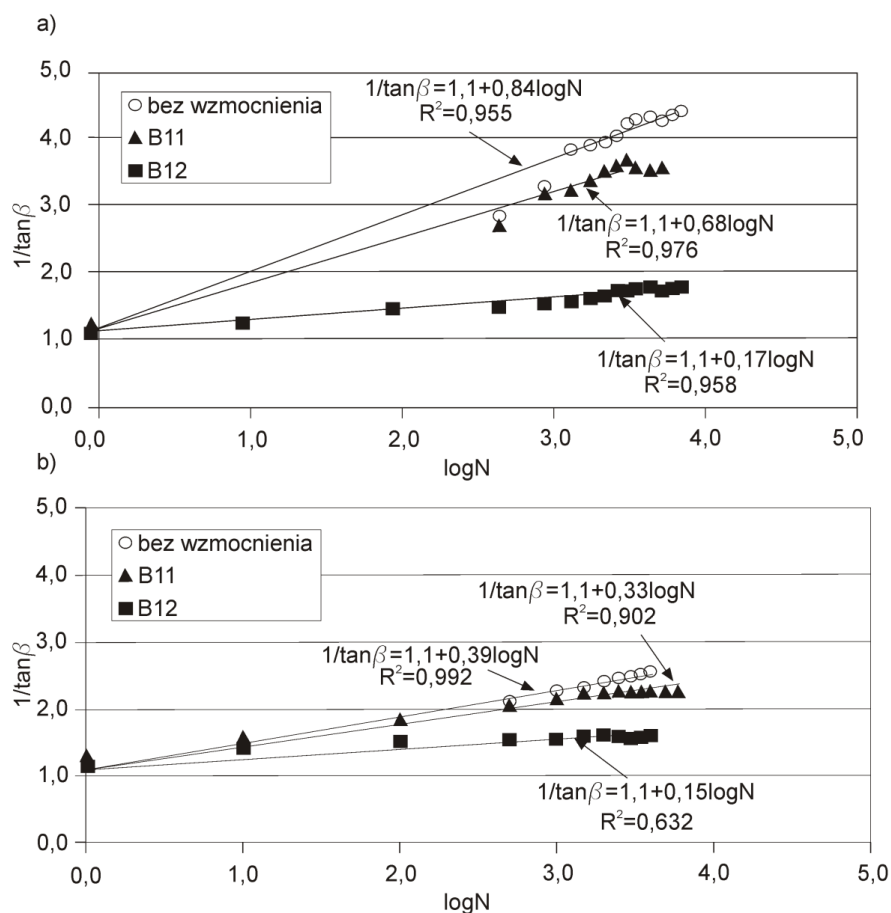
$$\frac{1}{\tan\beta} = \frac{1 + k_{\beta} \log N}{\tan\beta_{N=1}} \quad (2.2)$$

gdzie:

β – kąt rozkładu naprężenia w przypadku N przejazdów

α_1 – kąt rozkładu naprężenia w przypadku jednego przejazdu

k_{β} – stała zależna od miąższości warstwy nasypu i rodzaju wzmocnienia



Rysunek 2.6 Zależność kąta rozkładu naprężenia od liczby przejazdów: (a) miąższość nasypu 0,15 m; (b) miąższość nasypu 0,25 m (Giroud i inni, 2004).

Z powyższego równania wynika, że zależność kąta rozkładu naprężenia β od liczby przejazdów N charakteryzują dwa parametry:

- wartość $1/\tan\beta$ gdy $N = 1$ (tzn. $1/\tan\beta_{N=1}$), gdzie $\beta_{N=1}$ jest kątem rozkładu naprężenia w przypadku jednego przejazdu
- stała k_{β}

Kiedy parametr $\beta_{N=1}$ jest wartością stałą (niezależną od liczby przejazdów), kąt rozkładu naprężenia β_0 można określić przy użyciu równania (2.1), gdy znane są wartości wskaźnika nośności CBR gruntu słabonośnego i warstwy nasypowej.

Drugim parametrem, który charakteryzuje relację pomiędzy kątem rozkładu naprężenia a liczbą przejazdów jest parametr k_β , powiązany z nachyleniem λ :

$$\lambda = k_\beta / \tan \beta_1 \quad (2.3)$$

2.2.4 Wpływ parametrów geosyntetyków na kąt rozkładu naprężenia

Badania laboratoryjne przeprowadzone zarówno przez Gabra (Giroud i inni, 2004), jak i w Laboratorium Geotechniki Politechniki Gdańskiej, w których uczestniczyła autorka niniejszej rozprawy, dowodzą, że zainstalowanie wzmocnienia geosyntetycznego zmniejsza tempo zmiany kąta rozkładu naprężenia w kolejnych przejazdach, poprzez ograniczenie przemieszczeń poziomych warstwy nasypu.

Badania przeprowadzone przez Gabra (Giroud i inni, 2004) mogą być wykorzystywane do oceny wpływu wzmocnienia geosyntetycznego na kąt rozkładu naprężenia. Kąt ten w przypadku jednego przejazdu $\beta_{N=1}$ jest wartością stałą niezależnie od zastosowanego zbrojenia. Wzmocnienie geosyntetykiem nie jest zatem efektywne w przypadku pierwszego przejazdu, gdyż do zmobilizowania tarcia wzdłuż geosyntetyku wymagane jest jego wstępne naprężenie w warstwie nasypu. Mniejszy kąt nachylenia zależności liniowych (Rysunek 2.6), odzwierciedla wolniejsze tempo redukcji kąta rozkładu naprężenia. Czynnikiem wpływającym na skuteczność poprawy wartości kąta rozkładu naprężenia jest sztywność danego geosyntetyku, zdefiniowana poprzez współczynnik sztywności na skręcanie. Badania Gabra (Giroud i inni, 2004) wykazały, że:

- geosiatki z wyższym współczynnikiem sztywności na skręcanie powodują mniejsze wartości nachylenia λ ,
- zastosowanie geosiatki daje mniejsze wartości λ niż obserwowane w konstrukcjach bez wzmocnienia.

Badania Gabra (Giroud i inni, 2004) pozwoliły na wyciągnięcie następujących wniosków dotyczących miąższości warstwy nasypowej:

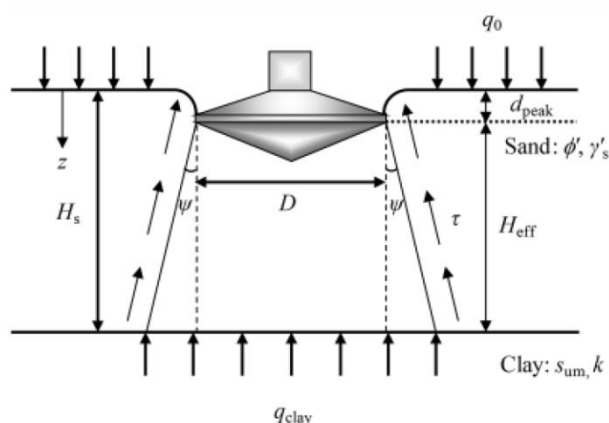
- przyrost miąższości warstwy nasypu wywołuje mniejsze wartości nachylenia λ . Oznacza to, że prędkość redukcji kąta rozkładu naprężenia w zależności od liczby przejazdów jest mniejsza w przypadku warstwy o większej miąższości;
- wpływ miąższości nasypu na wartość λ jest mniejszy w przypadku geosiatki o większym współczynniku sztywności na skręcanie, co potwierdzone jest faktem, że krzywe odnoszące się do różnych miąższości warstwy nasypowej zbiegają się przy zwiększającej się wartości współczynnika sztywności na skręcanie (Rysunek 2.6). Jest to logiczne, gdyż względny udział warstwy nasypowej w pracy konstrukcji jest mniejszy, gdyż używa się wzmocnienia o wyższym module.



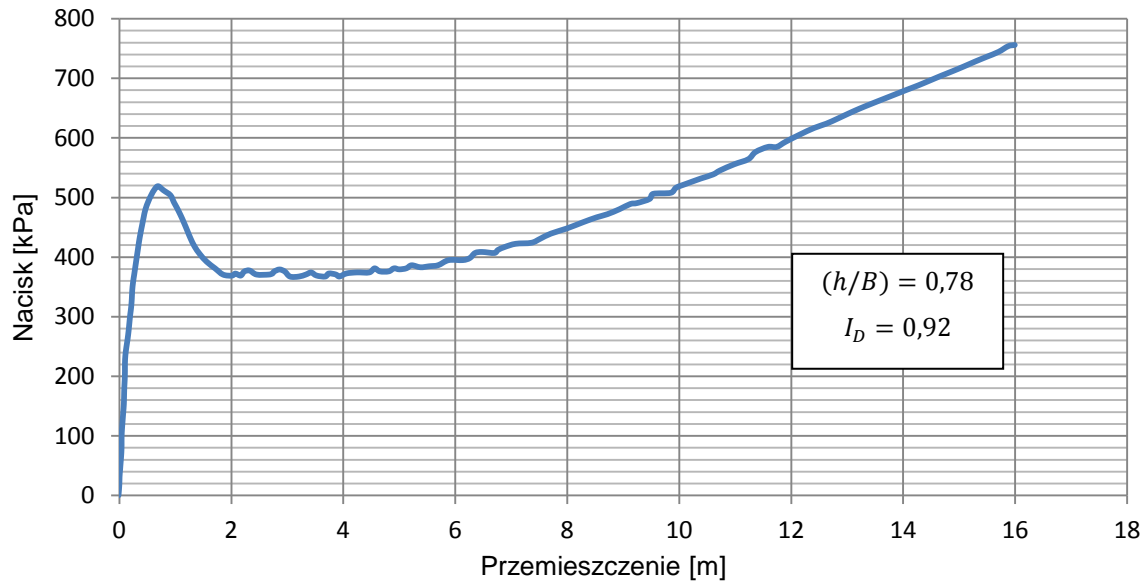
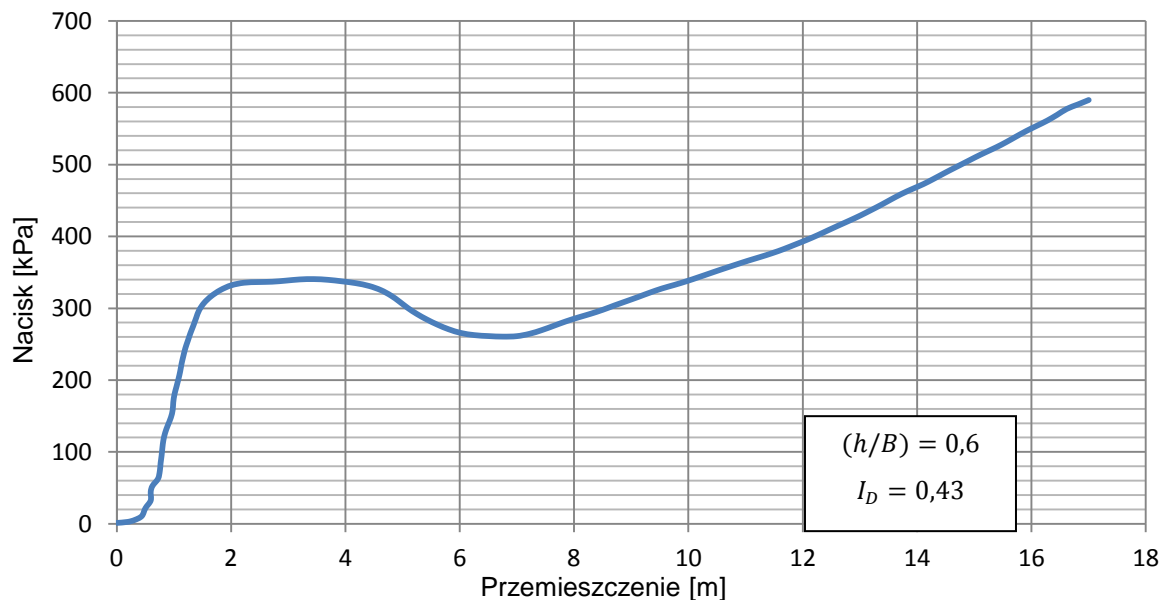
2.2.5 Przebicie

W większości przypadków zniszczenie w platformie roboczej następuje w momencie wystąpienia przebicia. Nie zawsze jednak da się określić w łatwy sposób moment, w którym następuje przebicie.

W związku z występowaniem identycznego z omawianym mechanizmu ścięcia przy przebicciu przy zagłębianiu nóg platform podnoszonych, zdecydowano się na odniesienie do badań nośności tych konstrukcji. Zagadnienie dotyczy przypadku podłoża uwarstwionego, gdy noga platformy zagłębia się w warstwie piaszczystej spoczywającej na gruncie spoistym (Rysunek 2.7). W przeciągu ostatnich 5 lat wykonano 71 badań w wirówce geotechnicznej dotyczących nośności granicznej podłoża gruntowego pod podstawą nogi platformy podnoszonej (Cassidy i inni, 2015). Dwa wybrane przypadki są szczególnie bliskie omawianemu zagadnieniu i badaniom modelowym wykonanym w ramach niniejszej rozprawy. W pierwszym badaniu analizowano warstwę górną z dobrze zagęszczonego piasku kwarcowego ($I_D = 0,92$) o względnej miąższości ($h/B = 0,78$). W drugim badaniu przyjęto warstwę z piasku kwarcowego średnio zagęszczonego ($I_D = 0,43$) o względnej miąższości ($h/B = 0,6$). Wyniki badań modelowych przedstawiono w odniesieniu do konstrukcji prototypu. Analizując obydwa przypadki zaobserwować można, że mechanizm przebiccia zależy od zagęszczenia wierzchniej warstwy gruntu niespoistego. W pierwszym przypadku, gdy piasek kwarcowy jest bardzo zagęszczony przebicie następuje przy małych przemieszczeniach, a na wykresie naprężenia widać wyraźne maksimum (Rysunek 2.8). Nośność podłoża maleje, a przy dużych przemieszczeniach następuje dalsza stopniowa mobilizacja nośności. W przypadku średniego zagęszczenia piasku nie obserwujemy wyraźnego momentu zniszczenia (Rysunek 2.9). Może być to spowodowane tym, że gdy w części powierzchni zniszczenia następuje poślizg ziaren gruntowych, w innej części ziarna wciąż stawiają opór. Dzieje się tak aż do momentu, kiedy przekroczony zostanie opór graniczny w całej powierzchni poślizgu. Na wykresie obrazuje to wyraźny spadek naprężenia, które stopniowo się odbudowuje przy dużych przemieszczeniach fundamentu wskutek przemieszczania się sztywnej bryły korka gruntowego pod podstawą fundamentu.



Rysunek 2.7 Mechanizm zniszczenia w dnie morskim przy zagłębianiu nóg platform podnoszonych

Rysunek 2.8 Badanie nr D1F40a ($I_D = 0,92$, $h = 6,2m$, $B = 8m$) (Cassidy i inni, 2015)Rysunek 2.9 Badanie nr L1SP3 ($I_D = 0,43$, $h = 6m$, $B = 10m$) (Cassidy i inni, 2015)

W ramach badań platform roboczych realizowanych w niniejszej rozprawie doktorskiej wykorzystywano platformę roboczą o średnim stopniu zagęszczenia $I_D = 0,5$ (Rozdział 6). Cassidy na podstawie 30 badań przeprowadzonych w wirówce geotechnicznej ustalił przemieszczenie przy wystąpieniu ścięcia przy przebiciu w zależności od miąższości warstwy gruntu niespoistego:

$$s = 0,12h \quad (2.4)$$

Jeżeli do równania (2.4) podstawić wartość względnej miąższości platformy roboczej odpowiadającej badaniom modelowym tj. $(h/B) = 0,67$, to otrzymamy wartość średnią:

$$s/B = 0,08 \quad (2.5)$$

Należy podkreślić, że w przypadku górnej warstwy zbudowanej z piasku średnio zagęszczonego nie można w sposób wyraźny określić momentu zniszczenia (patrz Rysunek 2.9).

2.3 Metoda Hammitta

Jest to pierwsza znana metoda obliczania miąższości warstwy nasypowej pozwalającej na bezpieczne poruszanie się ciężkich maszyn. Powstała ona na podstawie badań przeprowadzonych w Waterways Experimental Station (WES) w Vicksburg. W ramach badań skonstruowano trzy sekcje badawcze, składające się z dziesięciu podobnych pasów ruchu, a następnie poddano je różnorodnym obciążeniom, stosując różne wielkości opon i ciśnień w oponach.

Empiryczna zależność zaproponowana przez Hammitta dla nawierzchni nieulepszonych oparta jest na wcześniejszym podejściu Ahlvina (1959), które wiąże wymaganą miąższość kruszywa D z naciskiem zadany na powierzchnię p :

$$D = \frac{(0,176 \log N + 0,120)}{f'} \sqrt{\left(\frac{p}{8,1(CBR)} - \frac{A}{\pi}\right)} \quad (2.6)$$

gdzie:

D – miąższość warstwy kruszywa

N – liczba przejazdów

p – obciążenie przyłożone do powierzchni

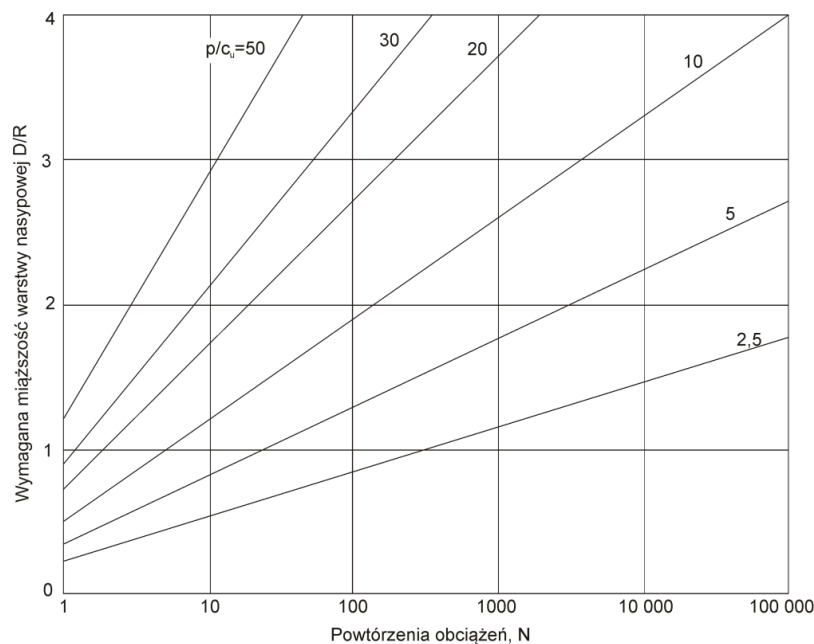
A – powierzchnia kontaktowa opony z gruntem

Powierzchnię kontaktową opony z gruntem w równaniu (2.6) można wyrazić jako $A = \pi r^2$. Używając standardowej korelacji $CBR = c_u/30$, uzyska się bezwymiarową postać równania:

$$\frac{D}{r} = f' \sqrt{\left(1,687 \frac{p}{c_u} - 1\right)} \quad (2.7)$$

f' – współczynnik zmęczenia zależny od liczby przejazdów

$$f' = 0,176 \log N + 0,120 \quad (2.8)$$



Rysunek 2.10 Zależności dla niewzmocnionych geosyntetykami nawierzchni nieutwardzonych wg Hammitta (Jewell, 1996)

Nośność podłoża jest proporcjonalna do kwadratu miąższości warstwy nasypowej $\frac{p}{c_u} \propto \left(\frac{D}{r}\right)^2$. Równanie (2.7) przedstawione w formie wykresów projektowych zamieszczono na Rysunku 2.10. Współczynnik zmęczenia f' , do kalibracji podstawowego równania Ahlvina, wyznaczony został w sposób empiryczny na podstawie pomierzonych nośności nawierzchni nieutwardzonych. Znaczącym uproszczeniem w podejściu Hammita jest pominięcie wytrzymałości gruntu nasypowego oraz możliwości przenoszenia obciążeń przez tę warstwę.

2.4 Metoda Meyerhofa i Hanna

Meyerhof i inni, 1978 opracowali teorię, za pomocą której możliwe jest oszacowanie nośności granicznej szorstkich łąw fundamentowych posadowionych na warstwie nośnego podłoża przykrywanej warstwą słabonośną (Rysunek 2.11). Przy obciążeniu granicznym q_u powierzchnia zniszczenia będzie wyglądała jak na Rysunku 2.11. W przypadku, gdy współczynnik bezwymiarowy H/B jest stosunkowo niski, wystąpi ścięcie w gruncie nasypowym i zniszczenie wynikające z przekroczenia ogólnej nośności warstwy słabonośnej. Wzór na nośność graniczną fundamentu pasmowego o jednostkowej długości, wygląda następująco:

$$q_u = q_b + \frac{2(C_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 H \quad (2.9)$$

gdzie:

B - szerokość fundamentu

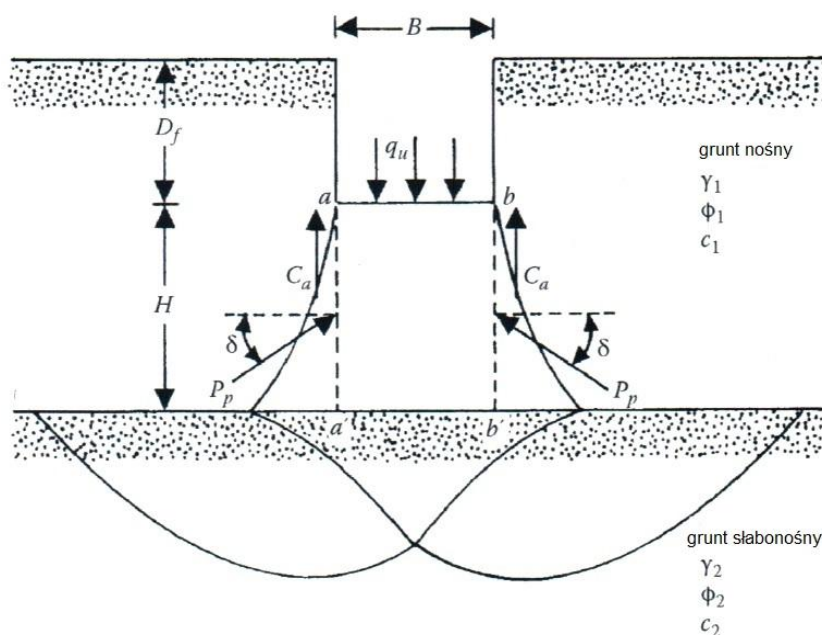
γ_1 - ciężar objętościowy gruntu nasypowego

C_a - adhezja wzdłuż odcinków aa' i bb'

P_p - wypadkowa odporu gruntu wzdłuż odcinków aa' i bb'

q_b - nośność podłoża słabonośnego

δ - kąt odchylenia wypadkowego odporu od poziomu



Rysunek 2.11 Ława fundamentowa posadowiona na uwarstwowionym podłożu - warstwa nośna przykrywanej warstwą słabonośną

Adhezję można wyznaczyć z zależności:

$$C_a = c_a H \quad (2.10)$$

gdzie:

c_a - adhezja jednostkowa

Wypadkowa odporu gruntu wynosi:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \left(\frac{K_{pH}}{\cos \delta} \right) + (\gamma_1 D_f)(H) \left(\frac{K_{pH}}{\cos \delta} \right) = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \left(\frac{K_{pH}}{\cos \delta} \right) \quad (2.11)$$

gdzie:

K_{pH} - współczynnik składowej poziomej odporu

Nośność podłoża słabonośnego wyznacza się z zależności:

$$q_b = c_2 N_{c(2)} + \gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} \quad (2.12)$$

gdzie:

c_2 - wytrzymałość na ścinanie dolnej (słabonośnej) warstwy gruntu

γ_2 - ciężar objętościowy dolnej (słabonośnej) warstwy gruntu

$N_{c(2)}$, $N_{q(2)}$, $N_{\gamma(2)}$ - współczynniki nośności dolnej (słabonośnej) warstwy gruntu (z uwzględnieniem kąta tarcia wewnętrznego dolnej warstwy gruntu ϕ_2)

Podstawiając równania (2.10) i (2.11) do równania (2.9) otrzymujemy:

$$\begin{aligned} q_u &= q_b + \frac{2c_a H}{B} + 2 \left[\frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \right] \left(\frac{K_{pH}}{\cos \delta} \right) \left(\frac{\sin \delta}{B} \right) - \gamma_1 H \\ &= q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_{pH} \tan \delta}{B} - \gamma_1 H \end{aligned} \quad (2.13)$$

gdzie:

$$K_{pH} \tan \delta = K_s \tan \phi_1 \quad (2.14)$$

K_s - współczynnik wytrzymałości na przebicie

Podstawiając zależność (2.14) do równania (2.13) otrzymujemy:

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \quad (2.15)$$

Współczynnik wytrzymałości na przebicie można wyznaczyć przy użyciu nomogramów zaproponowanych przez Caquot'a i Kerisela (Casquot i inni, 1949). Na Rysunku 2.12 przedstawiono zależności współczynnika K_s od q_2/q_1 i ϕ_1 . Wartości q_1 oraz q_2 reprezentują nośności warstwy górnej

oraz dolnej gruntu, na którym posadowiony jest pionowo obciążony fundament pasmowy o szerokości B.

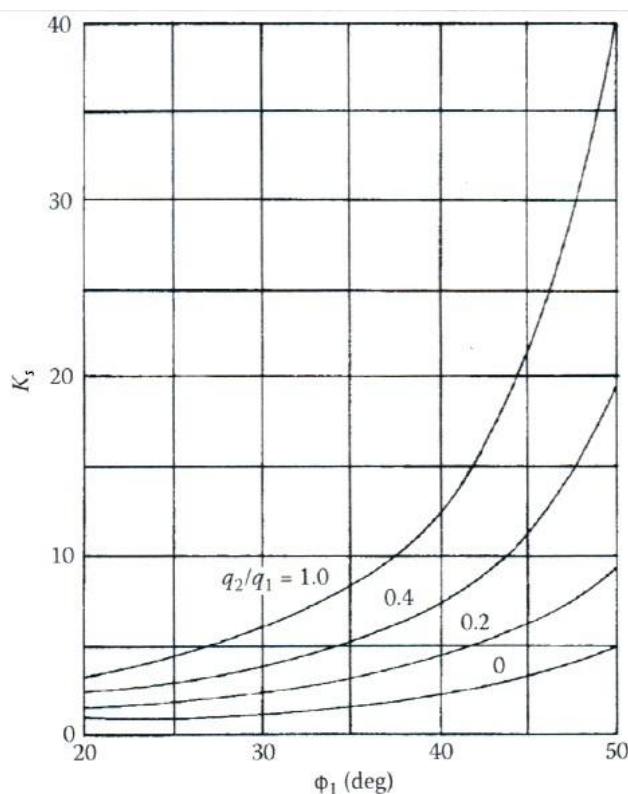
$$q_1 = c_1 N_{c(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \quad (2.16)$$

gdzie:

$N_{c(1)}$, $N_{\gamma(1)}$ - współczynniki nośności zależne od kąta tarcia wewnętrznego ϕ_1

$$q_2 = c_2 N_{c(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} \quad (2.17)$$

$N_{c(2)}$, $N_{\gamma(2)}$ - współczynniki nośności zależne od kąta tarcia wewnętrznego ϕ_2



Rysunek 2.12 Współczynnik K_s w zależności od q_2/q_1 i ϕ_1 , Hanna i Meyerhof (Hanna i inni, 1980)

Jeżeli miąższość H jest duża w porównaniu do szerokości B (Rysunek 2.11), powierzchnia zniszczenia pojawi się wyłącznie w górnej, wytrzymalszej warstwie gruntu, jak na Rysunku 2.13. W takim przypadku nośność graniczna podłoża q_u wyrażona będzie równaniem:

$$q_u = q_t = c_1 N_{c(1)} + q N_{q(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \quad (2.18)$$

Podstawiając równanie (2.18) do równania (2.15) otrzymujemy:

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_t \quad (2.19)$$

W przypadku fundamentów o podstawie prostokątnej, równanie powyższe przyjmuje formę:

$$q_u = q_b + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{2c_a H}{B}\right) \lambda_a + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} \lambda_s - \gamma_1 H \leq q_t \quad (2.20)$$

gdzie:

λ_a, λ_s - współczynniki kształtu

Nośność podłoża słabonośnego:

$$q_b = c_2 N_{c(2)} \lambda_{cs(2)} + \gamma_2 (D_f + H) N_{q(2)} \lambda_{qs(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} \lambda_{\gamma s(2)} \quad (2.21)$$

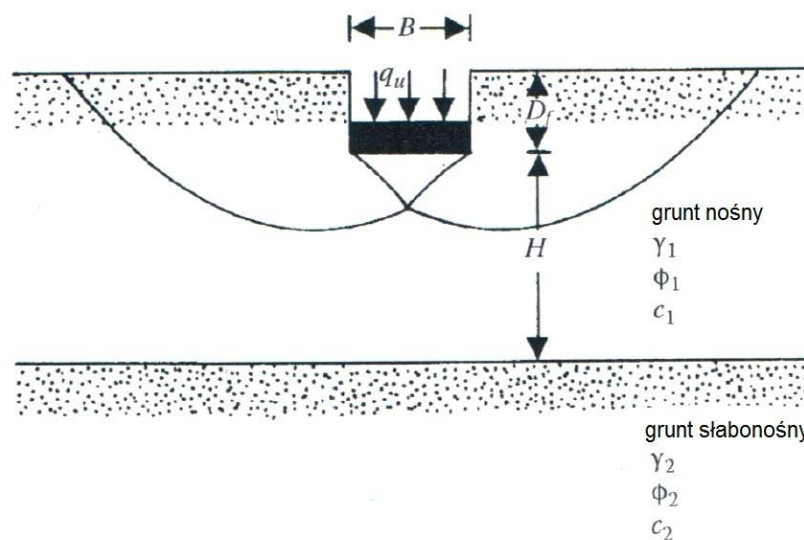
Nośność graniczna:

$$q_t = c_1 N_{c(1)} \lambda_{cs(1)} + \gamma_1 D_f N_{q(1)} \lambda_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(1)} \lambda_{\gamma s(1)} \quad (2.22)$$

gdzie:

$\lambda_{cs(1)}, \lambda_{qs(1)}, \lambda_{\gamma s(1)}$ - współczynniki kształtu górnej warstwy gruntu (kąta tarcia wewnętrznego ϕ_1)

$\lambda_{cs(2)}, \lambda_{qs(2)}, \lambda_{\gamma s(2)}$ - współczynniki kształtu dolnej warstwy gruntu (kąta tarcia wewnętrznego ϕ_2)



Rysunek 2.13 Szorstki fundament pasmowy posadziony na uwarstwowionym podłożu - H/B jest stosunkowo duże

Tabela 2.1 Zestawienie współczynników kształtu i zagłębienia fundamentu, (Das, 2009)

	Zależność	Źródło																					
Współczynnik kształtu	gdy $\phi = 0^\circ$: $\lambda_{cs} = 1 + 0,2 \left(\frac{B}{L}\right)$ $\lambda_{qs} = 1$ $\lambda_{\gamma s} = 1$	(Meyerhof, 1963)																					
	gdy $\phi \geq 10^\circ$: $\lambda_{cs} = 1 + 0,2 \left(\frac{B}{L}\right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$ $\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1 + 0,1 \left(\frac{B}{L}\right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$																						
	$\lambda_{cs} = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c}\right) \left(\frac{B}{L}\right)$ gdzie: $N_c = (N_q - 1) \cot \phi$ $N_q = e^{\pi \tan \phi} \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}\right)$ $\lambda_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi$ $\lambda_{\gamma s} = 1 - 0,4 \left(\frac{B}{L}\right)$	(DeBeer, 1970)																					
	$\lambda_{cs} = 1 + (1,8 \tan^2 \phi + 0,1) \left(\frac{B}{L}\right)^{0,5}$ $\lambda_{qs} = 1 + 1,9 \tan^2 \phi \left(\frac{B}{L}\right)^{0,5}$ $\lambda_{\gamma s} = 1 + \left(0,6 \tan^2 \phi - 0,25 \left(\frac{B}{L}\right)\right) \quad (\text{gdy } \phi \leq 30^\circ)$ $\lambda_{\gamma s} = 1 + (1,3 \tan^2 \phi - 0,5) \left(\frac{L}{B}\right)^{1,5} e^{-\left(\frac{L}{B}\right)} \quad (\text{gdy } \phi > 30^\circ)$	(Michałowski, 1997)																					
Współczynnik wpływu zagłębienia fundamentu	$\lambda_{cs} = 1 + C_1 \left(\frac{B}{L}\right) + C_2 \left(\frac{D_f}{B}\right)^{0,5} \quad (\text{gdy } \phi = 0)$ <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>$\frac{B}{L}$</th> <th>C_1</th> <th>C_2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Koło</td> <td>0,163</td> <td>0,210</td> </tr> <tr> <td>1,00</td> <td>0,125</td> <td>0,219</td> </tr> <tr> <td>0,50</td> <td>0,156</td> <td>0,173</td> </tr> <tr> <td>0,33</td> <td>0,159</td> <td>0,137</td> </tr> <tr> <td>0,25</td> <td>0,172</td> <td>0,110</td> </tr> <tr> <td>0,20</td> <td>0,190</td> <td>0,090</td> </tr> </tbody> </table>	$\frac{B}{L}$	C_1	C_2	Koło	0,163	0,210	1,00	0,125	0,219	0,50	0,156	0,173	0,33	0,159	0,137	0,25	0,172	0,110	0,20	0,190	0,090	(Salgado i inni, 2004)
	$\frac{B}{L}$	C_1	C_2																				
Koło	0,163	0,210																					
1,00	0,125	0,219																					
0,50	0,156	0,173																					
0,33	0,159	0,137																					
0,25	0,172	0,110																					
0,20	0,190	0,090																					
gdy $\phi = 0$: $\lambda_{cd} = 1 + 0,2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$ $\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1$																							
	gdy $\phi \geq 10^\circ$: $\lambda_{cd} = 1 + 0,2 \left(\frac{D_f}{B}\right) \tan \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$ $\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0,1 \left(\frac{D_f}{B}\right) \tan \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$	(Meyerhof, 1963)																					

	$gdy D_f/B \leq 1:$	$\lambda_{cd} = 1 + 0,4 \left(\frac{D_f}{B}\right) \quad (gdy \phi = 0)$ $\lambda_{cd} = \lambda_{qd} - \frac{1 - \lambda_{qd}}{N_q \tan \phi}$ $\lambda_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$ $\lambda_{\gamma d} = 1$	(Hansen, 1970)
	$gdy D_f/B > 1$	$\lambda_{cd} = 1 + 0,4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right)$ $\lambda_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right)$ $\lambda_{\gamma d} = 1$ (Uwaga: $\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right)$ w radianach)	
	$\lambda_{cd} = 1 + 0,27 \left(\frac{D_f}{B}\right)^{0,5}$		(Salgado i inni, 2004)

Przypadek obliczeniowy - nośny grunt niespoisty przykrywający spoiste podłoże słabonośne

W takiej sytuacji $c_1 = 0$ zatem, $c_a = 0$. Natomiast $\phi_2 = 0 \rightarrow N_{c(2)} = 5,14, N_{\gamma(2)} = 0, N_{q(2)} = 1, \lambda_{cs(2)} = 1 + 0,2(B/L), \lambda_{qs(2)} = 1$ (współczynniki kształtu przyjęto zgodnie z propozycją Meyerhofa, jak w Tabeli 2.1).

$$q_u = 5,14c_2 \left[1 + 0,2 \left(\frac{B}{L}\right) \right] + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \left(\frac{K_s \tan \phi_1}{B} \right) \lambda_s + \gamma_1 D_f \leq q_t \quad (2.23)$$

gdzie:

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} \left[1 + 0,1 \left(\frac{B}{L}\right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_1}{2} \right) \right] + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \left[1 + 0,1 \left(\frac{B}{L}\right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_1}{2} \right) \right] \quad (2.24)$$

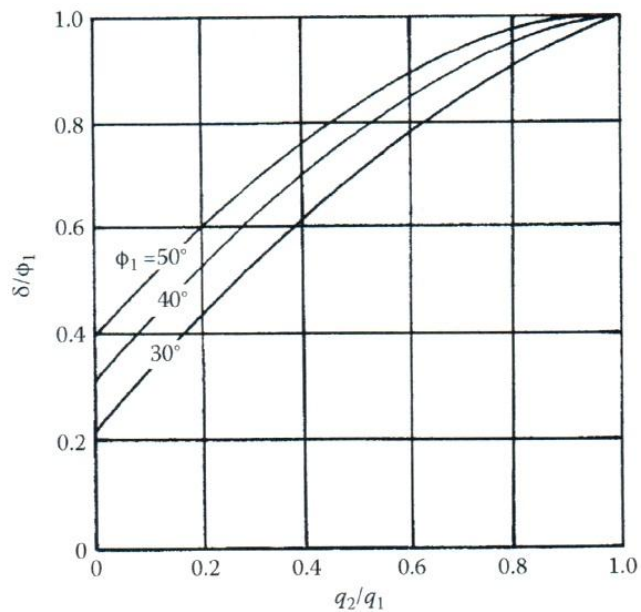
W równaniu (2.24) współczynniki kształtu są zgodne z proponowanymi przez Meyerhofa (Tabela 2.1). K_s jest funkcją stosunku q_2/q_1 (Równania (2.16) i (2.17)). W rozważanym przypadku:

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_2 N_{c(2)}}{\frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{5,14c_2}{0,5 \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} \quad (2.25)$$

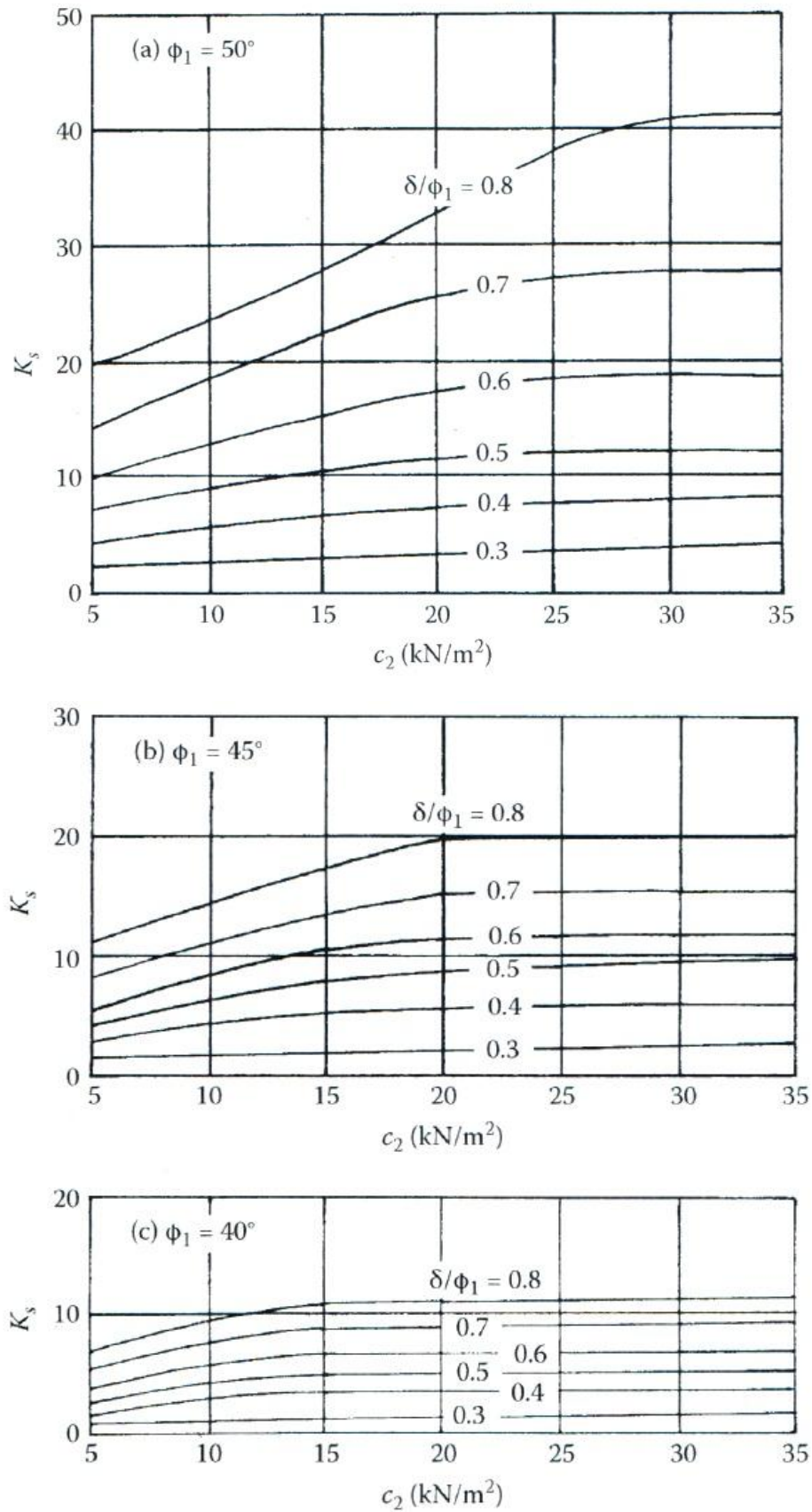
Gdy znany jest współczynnik q_2/q_1 , na jego podstawie można odczytać z wykresu (Rysunek 2.12) wartość K_s , niezbędną w równaniu (2.23) do obliczenia nośności granicznej podłoża q_u . Wartość współczynnika kształtu λ_s w przypadku fundamentów pasmowych można przyjmować równą jeden. Na podstawie badań empirycznych Hanna i Meyerhof (Hanna i inni, 1980) wykazali, że wartość λ_s waha się od 1,1 do 1,27 w przypadku fundamentów o podstawie kwadratowej bądź kołowej. W przypadku obliczeń po stronie bezpiecznej można przyjmować wartość λ_s równą jeden.

Bazując na powyższej koncepcji, Hanna i Meyerhof, opracowali alternatywne wykresy (Rysunek 2.14 i 2.15) do wyznaczania współczynnika wytrzymałości na przebicie K_s . Aby skorzystać z tych wykresów należy wykonać następujące kroki:

1. Wyznaczyć q_2/q_1
2. Znając wartość ϕ_1 i q_2/q_1 określić wartość δ/ϕ_1 z Rysunku 2.14
3. Znając wartości ϕ_1 , δ/ϕ_1 i c_2 określić K_s z Rysunku 2.15



Rysunek 2.14 Stosunek δ/ϕ w zależności od q_2/q_1 i ϕ_1 - grunt nośny na podłożu słabonośnym, Hanna i Meyerhof (Hanna i inni, 1980)



Rysunek 2.15 Współczynnik wytrzymałości na ścięcie - grunt nośny na podłożu słabonośnym, Hanna i Meyerhof (Hanna i inni, 1980)

2.5 Metoda Giroud i Noiray'a

Giroud i Noiray (1981) zaproponowali użycie dwóch osobnych współczynników nośności dla nawierzchni niewzmocnionych i wzmocnionych geosyntetykami. W analizie przyjęto, że ściecie w podłożu z gruntu spoistego jest głównym mechanizmem, który powoduje utratę nośności. Parametry kruszywa i geometria układu wpływają na wielkość sił ścinających, które oddziałują na grunt spoisty, a w związku z tym na współczynnik nośności podłoża. Użycie stałej wartości $N_c^u = \pi$ jest uproszczeniem, jako że zmobilizowany współczynnik nośności nawierzchni nieulepszonej może znacznie przewyższać tę wartość lub być od niej mniejszym, w zależności od parametrów gruntu i geometrii układu. Relacja pomiędzy znormalizowanym obciążeniem powierzchni $\frac{p}{c_u}$ i względną miąższością warstwy kruszywa $\frac{D}{r}$ dla obciążenia kołowego może być wyrażona (Giroud i inni, 1981):

$$\frac{p}{c_u} = N_c \left(1 + 2.29 \frac{D \tan \beta}{r} + 1.27 \left(\frac{D \tan \beta}{r} \right)^2 \right) \quad (2.26)$$

gdzie:

współczynnik nośności $N_c^u = \pi$ dla podłoża niewzmocnionego i $N_c^r = 2 + \pi$ w przypadku podłoża wzmocnionego geosyntetykiem,

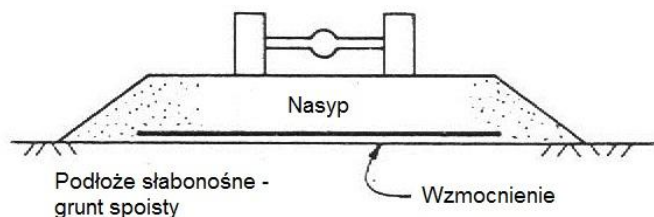
β - kąt rozkładu naprężenia.

2.6 Metoda Houlsby'ego

W metodzie projektowej zaprezentowanej przez Houlsby'ego (Bhosale i inni, 2000) obciążenie od kół przyjmuje się jako obciążenie od fundamentu pasmowego. Zakładając płaski stan odkształcenia zaproponowano nową metodę obliczeń nawierzchni nieulepszonych wzmocnionych geosyntetykiem, którą można wykorzystać również przy projektowaniu platform roboczych. W zmodyfikowanej metodzie Houlsby'ego zamiast koncepcji rozkładu naprężenia pod kątem β wykorzystano równanie Boussinesqu'a dla składowej pionowej naprężenia od obciążeń pasmowych w płaskim stanie odkształcenia.

Metoda Houlsby'ego nie rozpatruje pracy geosyntetyku jako membrany, jak miało to miejsce w starszych metodach jak np. Barenberg, 1980, Giroud i inni, 1981, Raumann, 1982 i Sowers i inni, 1982. Houlsby założył, że wraz z naprężeniami pionowymi w warstwie kruszywa muszą pojawić się również wysokie naprężenia poziome, równoważone poprzez naprężenia ścinające w warstwie wierzchniej podłoża. W przypadku nawierzchni nieulepszonych wspomniane naprężenia ścinające w sposób decydujący wpływają na nośność takiego układu. Wyparciu gruntu w poziomie, częściowo przeciwstawia się poziome naprężenia w kruszywie poza obciążonym obszarem oraz naprężenia ścinające na powierzchni gruntu spoistego znajdującego się poniżej. Obecność tych zewnętrznych naprężeń ścinających redukuje odpowiedni współczynnik nośności dla gruntu spoistego. Naprężenia ścinające przejmowane są przez geosyntetyk, który pracuje przede wszystkim na rozciąganie, a tylko niewielkie siły pionowe przekazywane są na zalegający poniżej grunt spoisty, uniemożliwiając pełną mobilizację nośności gruntu spoistego.

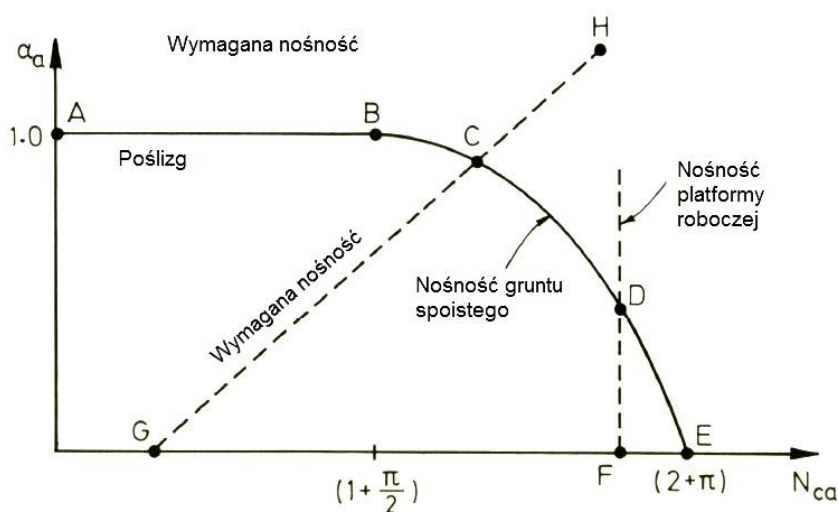




Rysunek 2.16 Rozkład warstw w nawierzchniach nieulepszonych ze wzmocnieniem geosyntetykiem (Houlsby i inni, 1989)

Analiza Houlsby'ego (Houlsby i inni, 1989) odnosi się do przypadku, w którym warstwa kruszywa spoczywa na słabonośnym podłożu z gruntu spoistego (Rysunek 2.16). Zakłada się, że grunt spoisty charakteryzuje się stałą wartością wytrzymałości na ścinanie bez odpływu c_u . Przyjmuje się, że kruszywo jest suche, więc naprężenia całkowite i efektywne w nasypie są sobie równe.

Ponieważ kluczową cechą analizy jest interakcja pomiędzy naprężeniami ścinającymi i nośnością gruntu spoistego, w pierwszej kolejności konieczne jest utworzenie wykresu, który ukazuje obwiednię możliwych kombinacji naprężeń pionowych σ_{va} i naprężeń ścinających τ_a na powierzchni gruntu spoistego.



Rysunek 2.17 Wykres interakcji i prosta nośności granicznej (Houlsby i inni, 1989)

Wykres interakcji składa się z dwóch części: krzywej obrazującej dostępną nośność oraz prostej opisującej stan graniczny nośności. Krzywą poślizgu (Rysunek 2.17) opisuje równanie:

$$N_{ca} = 1 + \frac{\pi}{2} + \cos^{-1} \alpha_a \sqrt{1 - \alpha_a^2} \quad (2.27)$$

gdzie:

$$\alpha_a = \frac{\tau_a}{c_u}$$

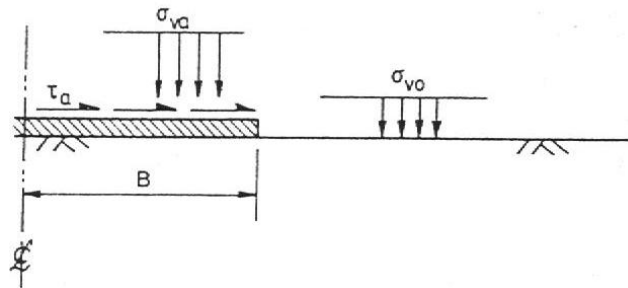
$N_{ca} = (\sigma_{va} - \sigma_{v0})c_u$ - współczynnik nośności

σ_{va} - składowa pionowa naprężenia w platformie roboczej (Rysunek 2.18)

σ_{v0} – składowa pionowa naprężenia w gruncie przyległym do platformy roboczej (Rysunek 2.18)

gdy $\alpha_a = 0$ $N_{ca} = (2 + \pi)$ (porównaj Rysunek 2.17)

$\alpha_a = 1$ $N_{ca} = 0 \div \left(1 + \frac{\pi}{2}\right)$



Rysunek 2.18 Naprężenia w platformie roboczej i przyległym gruncie (Houlsby i inni, 1989)

Powyższe obliczenia obejmują dostępne kombinacje naprężeń normalnych z naprężeniami ścinającymi na powierzchni gruntu spoistego.

Pionowe naprężenia w warstwie kruszywa szacowane są na podstawie kąta rozkładu naprężenia β . Pomimo, że procedura ta prowadzi do uzyskania jedynie przybliżonych wartości naprężeń w gruncie, dowiedziono, że prosta koncepcja kąta rozkładu naprężenia jest bardzo przydatna w projektowaniu fundamentów. Zatem jeżeli średnie naprężenie pionowe działające na ławę AB (Rysunek 2.19) o szerokości $2B$ wynosi p , średnie naprężenie na głębokości z poniżej powierzchni wyrażone jest:

$$\text{w środku obwiedni ABED} \quad \sigma'_v = \gamma z + \frac{p \frac{B}{2}}{\frac{B}{2} + z \tan \beta} \quad (2.28)$$

$$\text{poza obwiednią ABED} \quad \sigma'_v = \gamma z \quad (2.29)$$

gdzie:

- $\frac{B}{2}$ połowa szerokości fundamentu pasmowego
- β kąt rozkładu naprężenia w warstwie kruszywa
- γ ciężar objętościowy kruszywa

Zakładając, że kruszywo zazwyczaj przemieszcza się na boki pod fundamentem pasmowym, minimalna wartość naprężeń poziomych na powierzchni AD wynosi $K_a \sigma'_v$, gdzie K_a jest współczynnikiem parcia czynnego gruntu i $K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$. Wynika z tego minimalna siła w płaszczyźnie AD:

AD:

$$F_{min} = K_a \int_0^D \sigma'_v dz = \frac{1}{2} K_a \gamma D^2 + \frac{K_a p B}{\tan \beta} \ln \left[\frac{B'}{B} \right] \quad (2.30)$$

gdzie:

- $B' = B + D \tan \beta$ efektywna szerokość fundamentu pasmowego w podstawie warstwy kruszywa
- D miąższość warstwy kruszywa
- K_a współczynnik parcia czynnego gruntu

Zakładając, że kruszywo wypychane jest na zewnątrz, a odpór mobilizuje się na zewnątrz ławy, maksymalna siła pozioma na powierzchni CE liczona jest jako $\frac{1}{2}K_p\gamma D^2$, gdzie K_p jest współczynnikiem odporu gruntu i $K_p = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}$.

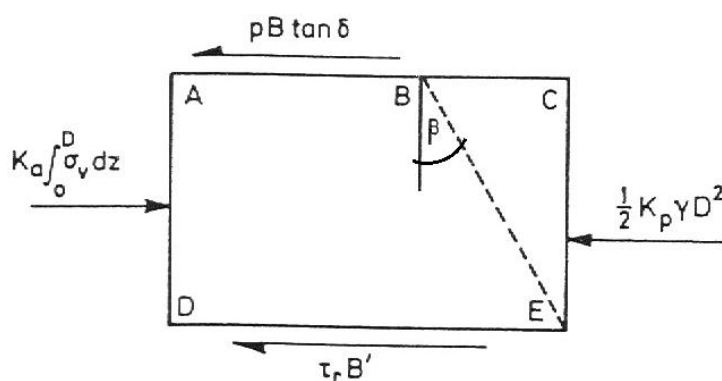
Dopuszczając również siłę tarcia $pB\tan\delta$ w podstawie fundamentu pasmowego, gdzie δ jest zmobilizowanym kątem tarcia na styku fundament-grunt, równowaga pozioma prostokątnego bloku ABCED wyrażona jest równaniem (porównaj Rysunek 2.19):

$$\tau_r B' = \frac{1}{2}(K_a - K_p)\gamma D^2 + \frac{K_a p B}{\tan\beta} \ln \left[\frac{B'}{B} \right] - pB\tan\delta \quad (2.31)$$

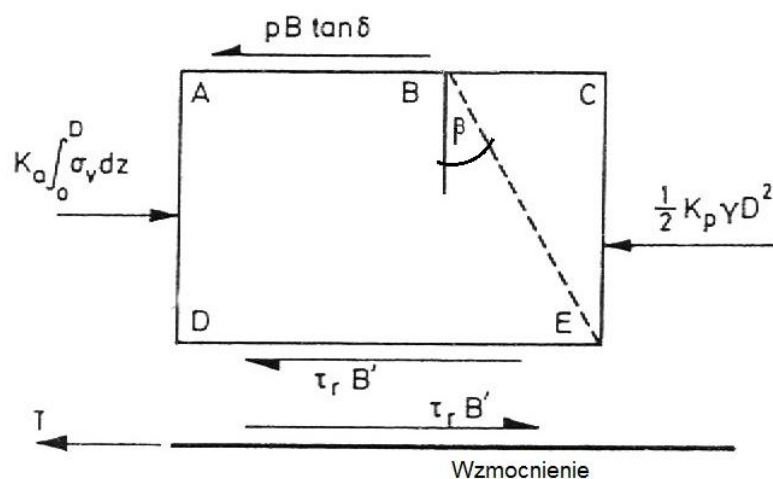
gdzie:

K_p współczynnik odporu gruntu

δ zmobilizowany kąt tarcia na styku fundament-kruszywo



Rysunek 2.19 Blok gruntu przyjęty do analizy równowagi Housley i inni, 1989



Rysunek 2.20 Równowaga dla przypadku ze wzmocnieniem geosyntetycznym (Housley i inni, 1989)

Daje to minimalną wartość τ_r , która wymagana jest w podstawie bloku, tak aby układ był w równowadze dla danej wartości p . Większe wartości τ_r mogą być wymagane, jeżeli odpór na powierzchni CE nie zostanie w pełni zmobilizowany. W takim przypadku, wyrażenie (2.31) daje wartość ujemną τ_r , przyjmuje się, że τ_r wynosi zero. Należy zauważyć, że nawet dla fundamentu pasmowego o szorstkiej podstawie, δ w powyższym wyrażeniu będzie miała przypuszczalnie niską wartość (np. nie więcej niż kilka stopni), ponieważ przedstawia ono zmobilizowaną szorstkość ławy.

Równanie (2.31) można przekształcić wykorzystując bezwymiarowe naprężenie ścinające $\alpha_r = \frac{\tau_r}{c_u}$ i współczynnik nośności $N_{cr} = \frac{(\sigma_{vr} - \sigma_{v0})}{c_u}$. Zauważyć należy, że z tego, że $\sigma_{vr} = \frac{pB}{B'} + \gamma D$ i $\sigma_{v0} = \gamma D$, wynika $N_{cr} = \frac{pB}{c_u B'}$. Zależność N_{cr} od α_r można zapisać:

$$\alpha_r = \frac{1}{2}(K_a - K_p) \frac{\gamma D^2}{c_u B'} + N_{cr} \left[\frac{K_a}{\tan \beta'} \ln \left[\frac{B'}{B} \right] - \tan \delta \right] \quad (2.32)$$

co jest odzwierciedleniem zależności prezentowanej przez linię GCH wyrażającą stan graniczny nośności (Rysunek 2.17); c_u – wytrzymałość gruntu na ścinanie bez odpływu.

Punkt C na wykresie projektowym (Rysunek 2.17), jest punktem przecięcia pomiędzy wymaganymi i dostępnymi kombinacjami naprężeń normalnych i ścinających, z którego wynika maksymalna wartość współczynnika nośności. Należy zauważyć, że w niektórych przypadkach punkt przecięcia może znajdować się na odcinku AB, na którym zmobilizowane są w pełni naprężenia ścinające w gruncie spoistym i gdzie N_c jest mniejszy od $(1 + \frac{\pi}{2})$. Istnieją przypadki, w których punkt G leży na prawo od punktu E. Naprężenie ścinające nie ulegają wtedy mobilizacji na powierzchni gruntu spoistego, natomiast współczynnik nośności może osiągnąć wartość maksymalną $(2 + \pi)$. Jednakże w wielu przypadkach projektowych punkt C znajduje się na odcinku BE obwiedni. Punkt przecięcia można uzyskać na podstawie metod graficznych bądź numerycznych – nie można go wyznaczyć za pomocą jednego równania.

Znając wartość N_c nawierzchni nieulepszonej, można w prosty sposób określić wartość maksymalnego możliwego obciążenia platformy roboczej p :

$$p = N_c c_{ud} \frac{B'}{B} = N_c c_{ud} \left(1 + \frac{D \tan \beta}{B} \right) \quad (2.33)$$

2.7 Metoda Jewella

2.7.1 Analiza platform roboczych

Analiza Jewella (Jewell, 1996) bierze pod uwagę parametry kruszywa, tj. kąt tarcia wewnętrznego ϕ' oraz kąt rozkładu naprężenia β .

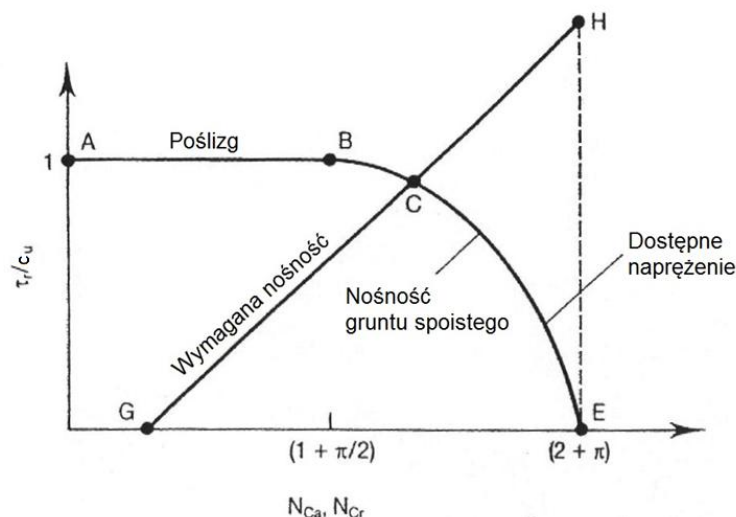
Nośność platformy roboczej w podejściu Jewella, uwzględniającą kombinację (dostępnych) naprężeń ścinających τ_a i naprężeń normalnych σ_a , które jest w stanie przenieść podłoże z gruntu spoistego, określa się wzorem:

$$\frac{(\sigma_a - \gamma D)}{c_{ud}} = N_{ca} = 1 + \frac{\pi}{2} + \cos^{-1} \left(\frac{\tau_a}{c_{ud}} \right) + \sqrt{1 - \left(\frac{\tau_a}{c_{ud}} \right)^2} \quad (2.34)$$

gdzie N_{ca} jest współczynnikiem nośności.

Naprężenie ścinające zdefiniowano jako dodatnie $\tau_a \geq 0$.

Opór graniczny gruntu spoistego przedstawia obwiednia ABCE na Rysunku 2.21. Pełna nośność $N_{ca} = (2 + \pi)$ jest zmobilizowana tylko wtedy, kiedy nie działa zewnętrzne naprężenie ścinające, tj. $\tau_a = 0$ (punkt E na Rysunku 2.21).



Rysunek 2.21 Obwiednia dostępnego oporu granicznego podłoża (ABCE) i nacisk przyłożony przez obciążenie powierzchni (GCH) (Jewell R. A., 1996)

Kiedy zewnętrzne naprężenie ścinające, czyli zmobilizowane w zbrojeniu w warstwie nasypu przylegającej do klina odłamu, osiąga graniczną wartość $\tau_a = c_{ud}$, nośność zmniejsza się o połowę $N_{ca} = (1 + \pi/2)$ (punkt B na Rysunku 2.21). Poślizg na powierzchni gruntu spoistego może wystąpić, gdy współczynnik nośności zawiera się w przedziale $0 \leq N_{ca} \leq (1 + \pi/2)$.

Składową pionową naprężenia w nasypie na głębokości z otrzymuje się zakładając kąt rozkładu obciążenia β :

$$\sigma_v = \gamma z + \frac{pB}{B + z \tan \beta} \quad (2.35)$$

gdzie p jest średnią wartością obciążenia przyłożonego do powierzchni gruntu. Poza strefę oddziaływania fundamentu w warstwie kruszywa składowa pionowa naprężenia wynosi:

$$\sigma_v = \gamma z \quad (2.36)$$

Kruszywo przejawia tendencje do przemieszczania na boki pod powierzchnią obciążającą. Ostatecznie składowa pozioma naprężenia w płaszczyźnie symetrii zredukowana jest do $\sigma_h = K_{ad} \sigma_v$. Minimalne parcie poziome P_{Fill} oddziałuje na powierzchnię AD i wynosi:

$$P_{Fill} = \frac{K_{ad} p B}{\tan \beta} \ln \left(\frac{B'}{B} \right) + \frac{K_{ad} \gamma D^2}{2} \quad (2.37)$$

gdzie $B' = B + D \tan \beta$ jest połową szerokości obciążonego obszaru gruntu spoistego (Rysunek 2.17). Odpór gruntu przeciwstawia się przemieszczeniu kruszywa na zewnątrz i oporowi bocznemu P_L , wywołanemu na powierzchni CE (Rysunek 2.17).

$$P_L = \frac{K_{pm} \gamma D^2}{2} \quad (2.38)$$

Wartość zmobilizowanego współczynnika oporu będzie mieścić się w zakresie $K_{pd} \geq K_{pm} \geq K_0$, gdzie współczynnik oporu granicznego gruntu wynosi $K_{pd} = 1/K_{ad}$. Ponieważ do zmobilizowania oporu granicznego potrzebne są znaczne przemieszczenia w kierunku poziomym, można przyjąć mniejszy współczynnik oporu gruntu $K_{pm} = 2K_{pd}/3$ lub $K_{pd}/2$, odpowiadający odporowi pośredniemu. Współczynnik parcia spoczynkowego gruntu K_0 na powierzchni CE określa dolną granicę współczynnika oporu. W analizie stanu granicznego nośności zwykle zakłada się odpór graniczny, a odpór pośredni w analizie stanu granicznego użyteczności.

Obciążenie ścinające na powierzchni kruszywa, spowodowane przez siły poziome działające na gąsienicę, może być zdefiniowane jako proporcjonalne do obciążenia pionowego. Stąd obciążenie poziome powierzchni terenu jest równe $pB \tan\delta$ (Rysunek 2.20). (Należy zauważyć, że zewnętrzne obciążenie powierzchni jest zdefiniowane przez ujemne nachylenie kąta δ ($\tan\delta < 0$)).

Naprężenie ścinające na powierzchni gruntu spoistego τ_r zależy od obciążenia naziomu p i można je określić na podstawie równowagi prostokątnego bloku gruntu $ABCE$ (Rysunek 2.20):

$$\tau_r = p \frac{B}{B'} \left(\frac{K_{ad}}{\tan\beta} \ln \left(\frac{B'}{B} \right) - \tan\delta \right) + (K_{ad} - K_{pm}) \frac{\gamma D^2}{2B'} \quad (2.39)$$

2.7.1.1 Projektowanie bez wzmocnienia geosyntetykiem (Rysunek 2.3)

Naprężenie ścinające τ_r i graniczne naprężenie pionowe w gruncie spoistym pB/B' są opisane równaniem (2.39) i prostą (GCH) na Rysunku 2.21. Równowaga graniczna w przypadku niewzmocnionego podłoża osiągnięta jest, gdy wymagana nośność N_{cr} , równa jest dostępnej nośności N_{ca} . Odpowiada to punktowi C - przecięcia linii reprezentującej przyłożone obciążenie GCH z obwiednią reprezentującą opór graniczny gruntu spoistego $ABCE$ (Rysunek 2.21).

Równanie (2.39) można przekształcić w równanie o formie bezwymiarowej, tak aby powiązać naprężenie ścinające w gruncie spoistym τ_r/c_{ud} , bezpośrednio z wymaganym współczynnikiem nośności $N_{cr} = (\sigma_r - \gamma D)/c_{ud}$. Należy zauważyć, że naprężenie pionowe na powierzchni gruntu spoistego wynosi $\sigma_r = pB/B' + \gamma D$, więc wymagany współczynnik nośności równy jest $N_{cr} = pB/c_{ud}B'$. Równanie (2.39) można przekształcić:

$$\frac{\tau_r}{c_{ud}} = N_{cr} \left(\frac{K_{ad}}{\tan\beta} \ln \left(\frac{B'}{B} \right) - \tan\delta \right) + (K_{ad} - K_{pm}) \frac{\gamma D^2}{2c_{ud}B'} \quad (2.40)$$

Na powierzchni gruntu spoistego osiągnięta zostaje równowaga graniczna z poślizgiem $\tau_r = c_{ud}$, kiedy linia GCH przecina obwiednię oporu podłoża na odcinku AB (Rysunek 2.21). W przeciwnym wypadku może zostać przekroczony współczynnik nośności $N_{cr} = N_{ca} = (2 + \pi)$, jeszcze przed zadziałaniem zewnętrznego naprężenia ścinającego w warstwie gruntu spoistego (punkt E na Rysunku 2.21). Zdarza się to, gdy opór graniczny równoważy parcie w warstwie kruszywa.

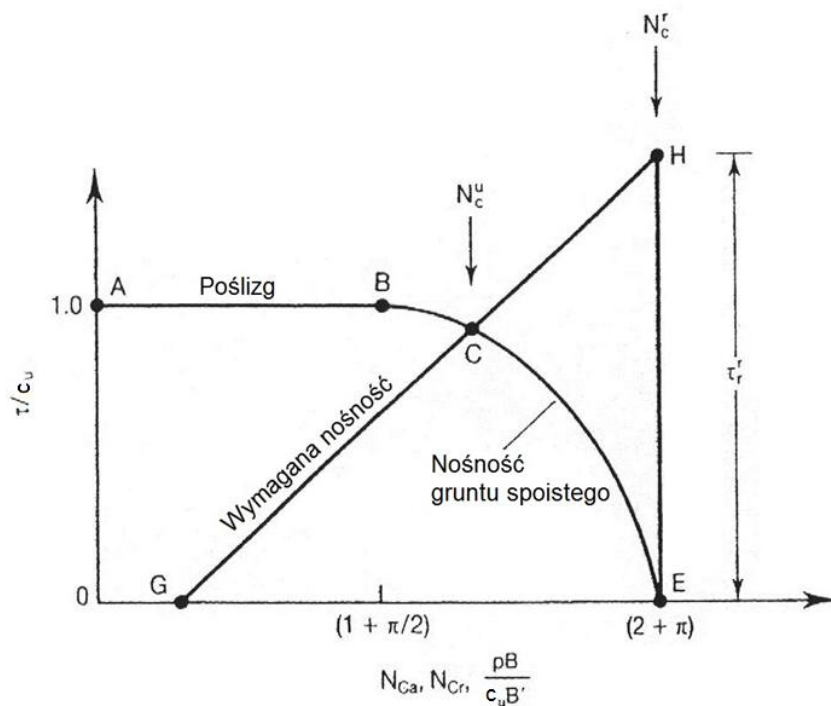
Punkt C (Rysunek 2.21) definiuje równowagę graniczną platformy roboczej bez wzmocnienia geosyntetykiem. Rozwiązanie można wyznaczyć metodami numerycznymi lub graficznymi. Opór graniczny niewzmocnionej platformy roboczej p^u , zależy od współczynnika nośności N_c^u , zdefiniowanego jako $N_c^u = N_{cr} = N_{ca}$.

$$p^u = N_c^u c_{ud} \frac{B'}{B} = N_c^u c_{ud} \left(1 + \frac{D \tan \beta}{B}\right) \quad (2.41)$$

2.7.1.2 Wzmocnienie geosyntetykiem

Zakłada się mobilizację pełnej nośności gruntu spoistego $N_c^r = N_{ca} = (2 + \pi)$ (Równanie (2.41), jeżeli wzmocnienie może zrównoważyć zewnętrzne naprężenie ścinające w podstawie nasypu (Rysunek 2.20):

$$p^r = (2 + \pi) c_{ud} \left(1 + \frac{D \tan \beta}{B}\right) \quad (2.42)$$



Rysunek 2.22 Wykres interakcji przedstawiający równowagę dla przypadku niewzmocnionego i w pełni wzmocnionego (Jewell, 1996)

Maksymalna siła rozciągająca w geosyntetyku P_R od obciążenia powierzchniowego p^r wynosi (Równanie (2.42) i Rysunek 2.20):

$$P_R = \tau_r^r B' = p^r B \left(\frac{K_{ad}}{\tan \beta} \ln \left(\frac{B'}{B} \right) - \tan \delta \right) + (K_{ad} - K_{pm}) \frac{\gamma D^2}{2} \quad (2.43)$$

Równowaga niewzmocnionej i wzmocnionej platformy roboczej oraz zewnętrzne naprężenia ścinające, które musi przenieść wzmocnienie τ_r^r przedstawiono na Rysunku 2.22.

2.7.1.3 Nośność nasypu

Graniczne obciążenie pionowe, które może przenieść grunt nasypowy p_γ :

$$p_\gamma = N_{\gamma d} B \gamma \quad (2.44)$$

gdzie $N_{\gamma d}$ jest współczynnikiem nośności odpowiadającym obliczeniowemu kątowi tarcia wewnętrznego ϕ'_d , (należy zwrócić uwagę, że ze względu na szerokość obciążonego obszaru $2B$ współczynnik o wartości 0,5 nie występuje w równaniu (2.44)).

Nośność nasypu może zostać wyznaczona przy użyciu obwiedni dostępnej nośności. Przedstawia ją linia FDH na Rysunku 2.17. Jednakże w praktyce w wielu przypadkach punkt F znajduje się na prawo od punktu E , zatem $p_{\gamma d}B/c_{ud}B' \geq (2 + \pi)$, a nośność warstwy nasypu nie jest wówczas czynnikiem decydującym o nośności całego układu (Rysunek 2.17). Analizę nośności podsumowano w Rozdziale 5.4, gdzie podano wartości współczynnika nośności N_{γ} (Tabela 5.3).

Bezpośredni poślizg

Należy rozważyć możliwość wystąpienia bezpośredniego poślizgu w nasypie ponad wzmocnieniem. Istotnym parametrem jest wytrzymałość na wyciąganie materiału wzmocnienia. Efekt ząbkowania i przesklepiania kruszywa na geosiatce istotnie podwyższa tę wytrzymałość.

Typowy stosunek naprężeń ścinających do naprężeń normalnych na geosiatce $\tau_r/\sigma_r < 0.4$ jest raczej niski w przypadku obciążenia pasmowego. Jednak maksymalne naprężenie ścinające między nasypem i wzmocnieniem występuje w połowie zewnętrznej długości kontaktu $B'/2$, zalecane jest zatem sprawdzenie potencjalnego bezpośredniego poślizgu w stanie granicznym nośności według wzoru $2(\tau_r/\sigma_r) < \alpha_{ds}$ (Rozdział 4.5, Jewell, 1996).

Kąt rozkładu naprężenia

Kąt rozkładu obciążenia w kruszywie przyjmowany jest umownie jako 2:1 lub $\beta = 26.6^\circ$. Jednak w zagęszczonych gruntach, ułożonych na słabonośnym podłożu obciążenia mogą się rozchodzić pod znacznie większym kątem, który może przekraczać 45° . Wartość kąta rozkładu obciążenia równa 27° , jest prawdopodobnie zawsze zachowawcza i nawet przyjęcie kąta $\beta = 31^\circ$, jak zakładają Giroud i Noiray (1981), może być właściwe.

2.7.1.4 Stan graniczny użyteczności

Ważną częścią projektowania jest sprawdzenie stanu granicznego użyteczności przy użyciu średnich wartości obciążenia i wytrzymałości gruntu (Rozdział 6, Jewell, 1996). Należy wykazać, że wzmocnienie przy użyciu geotekstyliów lub geosiatek jest w stanie przenieść wymaganą siłę. W typowych zastosowaniach gruntu zbrojonego stan graniczny użyteczności jest spełniony przy założeniu warunków maksymalnego, dopuszczalnego wydłużenia wzmocnienia.

Maksymalna wytrzymałość wzmocnienia ograniczona jest przez wytrzymałość projektową w analizie stanu granicznego nośności i przez wytrzymałość przy dopuszczalnym odkształceniu w analizie stanu granicznego użyteczności.

Dopuszczalna siła zależy od maksymalnego dopuszczalnego wydłużenia geosyntetyku ε_{all} , mieszczącego się zwykle w zakresie 2 do 5%, w zależności od stopnia dopuszczalnej deformacji

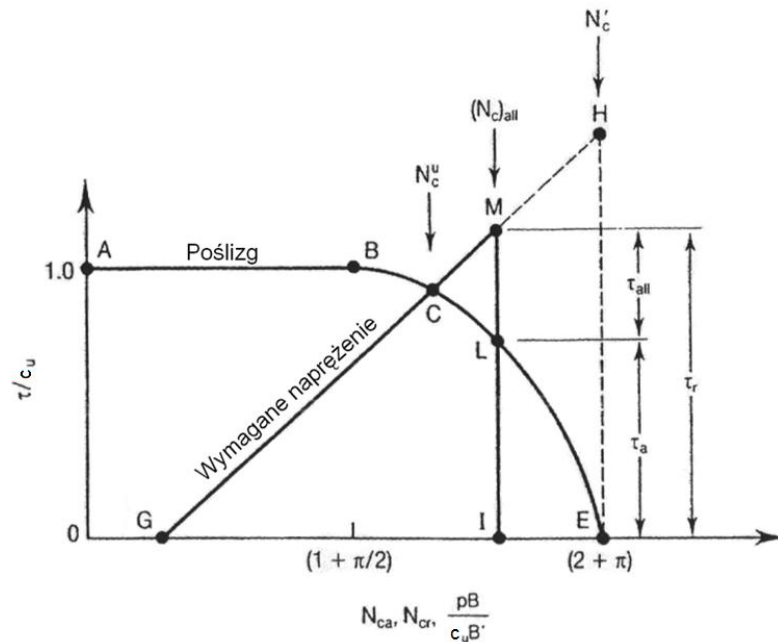
konstrukcji. Dopuszczalna siła zależy również od sztywności wzmocnienia (modułu), przyjętej dla określonego czasu obciążenia i temperatury projektowej $P_{all} = J_{t,T}\varepsilon_{all}$, (Rozdział 6.4, Jewell, 1996).

Gdy zdolność przenoszenia obciążeń zależna jest od użyteczności (tzn. wzmocnienie ma dostateczną wytrzymałość, ale niedostateczną sztywność), dopuszczalna siła we wzmocnieniu jest mniejsza niż maksymalna siła wymagana do zachowania równowagi $P_{all} < P_R$ pod obciążeniem roboczym. Wymaganą siłę P_R , obliczyć można z równania (2.43). W przypadku tym platforma robocza może przenieść tylko zredukowane obciążenia $p_{all} < p^r$.

Opisana powyżej równowaga jest tą, w której wzmocnienie przenosi tylko część naprężeń ścinających τ_r , z ograniczeniem $\tau_{all} = P_{all}/B'$. Pozostała część naprężeń ścinających przenoszona jest przez grunt spoisty τ_a (Rysunek 2.23).

$$\tau_r - \tau_a = \tau_{all} = \frac{P_{all}}{B'} \quad (2.45)$$

Równowagę znajduje się przy użyciu metod graficznych lub numerycznych. Na przykład wybiera się próbne obciążenie $\sigma_a = pB/B'$, aby określić wymagane zewnętrzne naprężenia ścinające τ_r , (równanie (2.40)) i naprężenia ścinające, które może przenieść grunt spoisty τ_a , (równanie (2.34)). Możliwą równowagę określa się stosując równanie (2.45) i sprawdzając czy wytrzymałość wzmocnienia jest wystarczająca, aby zrównoważyć zewnętrzne naprężenia ścinające.



Rysunek 2.23 Granica narzucona przez dopuszczalną siłę w zbrojeniu ($P_{all} = \tau_{all}B'$) (Jewell, 1996),

Prostsze, przybliżone rozwiązanie można wykorzystać do analizy wstępnej. Jeżeli zakrzywioną obwiednię dostępnego naprężenia przybliży się linią prostą (tzn. linia przerywana naprzeciw krzywej CE na Rysunku 2.23), dopuszczalna równowaga wystąpi gdy zewnętrzne naprężenia ścinające, które może przenieść wzmocnienie wynosi:

$$p_{all} = p^u + \frac{P_{all}}{P_R} (p^r - p^u) \quad (2.46)$$

2.7.1.5 Stan graniczny użyteczności

Na podstawie powyższych analiz, określić można maksymalny nacisk na platformę roboczą, w przypadku kiedy stan równowagi zależy od znanej sztywności zbrojenia. Aby zdefiniować wymaganą wytrzymałość wzmocnienia, wykorzystuje się najpierw analizę stanu granicznego nośności. Maksymalna wymagana siła określana jest wtedy dla stanu granicznego użyteczności pod spodziewanym obciążeniem powierzchni. Podążając tym tokiem, wymagana sztywność wzmocnienia określana jest w taki sposób, aby umożliwić mobilizację tej siły w zakresie dopuszczalnego naprężenia rozciągającego w platformie roboczej.

W skrócie, schemat interakcji wynika z obciążeń użytkowych, wymiarów i współczynników nośności (np. Rysunek 2.23), a wymagana nośność wynosi $(N_c)_{Req} = p_d B / c_{ud} B'$. Może wystąpić jeden z trzech przypadków (Rysunek 2.23):

- Jeżeli wymagana nośność jest mniejsza niż wytrzymałość niewzmocnionego gruntu spoistego $(N_c)_{Req} < N_c^u$, dodatkowe wzmocnienie nie jest potrzebne do spełnienia warunku stanu granicznego użyteczności.
- Jeżeli wymagana nośność jest większa niż wartość uzyskana w przypadku pełnego wzmocnienia $(N_c)_{Req} < N_c^r$, wtedy nie może zostać osiągnięta równowaga w stanie użyteczności. (Jednakże nie powinno do tego dojść, ponieważ dla stanu granicznego użyteczności projektowana wytrzymałość powinna być wyższa, a obciążenia obliczeniowe mniejsze niż dla stanu granicznego nośności.)
- Równowaga w stanie granicznym użyteczności mieści się zwykle pomiędzy powyższymi ograniczeniami, a maksymalną wymaganą siłę w zbrojeniu, odpowiadającą nośności $(N_c)_{Req}$, określa się na podstawie różnicy między zewnętrznym naprężeniem ścinającym wywołanym obciążeniem a naprężeniem ścinającym, które jest w stanie przenieść podłoże słabonośne $P_{Req} = (\tau_r - \tau_a) B'$.

2.7.2 Procedura projektowania platformy roboczej

W pierwszej kolejności projektant rozważa zwykle stan graniczny nośności, uwzględniając najniekorzystniejsze spodziewane obciążenia i najniższe prawdopodobne wytrzymałości. Wymagane rozciąganie wzmocnienia, będące w stanie utrzymać równowagę pod oczekiwanymi obciążeniami, analizowane jest później. Odpowiedni materiał wzmocnienia powinien posiadać dostateczną wytrzymałość, aby zapewnić stateczność w stanie granicznym nośności i dostateczną sztywność, aby umożliwić mobilizację wymaganej siły w warunkach równowagi bez przekroczenia określonego maksymalnego wydłużenia wzmocnienia.

Miąższość nasypu zwykle jest nieznana. Wymaga się, aby przeniósł on znane obciążenia z zachowaniem określonego zapasu bezpieczeństwa. Mając dane parametry podłoża gruntowego i kruszywa, zwykle rozważa się możliwy zakres miąższości warstwy kruszywa, aby stworzyć wykres nośności w przypadku niewzmocnionym i wzmocnionym oraz maksymalnej wymaganej siły jako

funkcji miąższości nasypu. Uzyskuje się w ten sposób "wykres projektowy nośności" w zależności od miąższości nasypu.

2.7.2.1 Analiza stanu granicznego nośności

Należy postępować zgodnie z Rozdziałem 6 poradnika (Jewell, 1996) i oceniać stateczność przy uwzględnieniu najniekorzystniejszych oczekiwanych obciążeń. Nie dopuszcza się: zerwania zbrojenia, utraty nośności nasypu i poślizgu po powierzchni wzmocnienia. Należy założyć najniekorzystniejsze obciążenie użytkowe (sprzęt budowlany o największym ciężarze) oddziałujące na nieznacznie cieńszej niż oczekiwanej grubości warstwy kruszywa (aby uwzględnić zmienność w terenie). Zaleca się przyjmować częściowy współczynnik bezpieczeństwa $FS_s = 1.25$, dla obliczeniowej wytrzymałości na ścinanie nasypu $\phi'_d = \tan\phi'_p/1.25$, i gruntu w podstawie $c_{ud} = c_u/1.25$ (Rozdział 6.3, Jewell, 1996).

Przy interpretacji wyników badań laboratoryjnych należy uwzględnić zależności między maksymalnym kątem tarcia wewnętrznego, stopniem zagęszczenia i poziomem naprężenia w warstwie kruszywa i wybrać reprezentatywną wartość maksymalnej wytrzymałości do projektowania (Rozdział 5.2.2, Jewell, 1996). Wybór reprezentatywnej wytrzymałości podłoża z gruntu spoistego powinien dotyczyć stosunkowo płytkiej głębokości, na której występuje poślizg (Rysunek 2.2 i 2.3). Zwykle średnia wytrzymałość na głębokości większej niż $\sqrt{2}B'$ jest odpowiednia. W przypadku, gdy bardzo słabonośny grunt spoisty przykrywa stosunkowo wytrzymała lecz cienka „skorupa gruntowa”, należy rozważyć większą głębokość.

Najniekorzystniejszy oczekiwany (tzn. najdłuższy) okres, w którym sprzęt będzie pracował w danym miejscu, decyduje o czasie, w którym zbrojenie musi przenosić obciążenie stałe, uwzględniające najwyższą oczekiwaną temperaturę w gruncie T_d (Rozdział 6.4, Jewell, 1996). Przyjęta wytrzymałość zbrojenia musi te warunki odzwierciedlać. Należy wziąć pod uwagę, że mogą wystąpić mechaniczne uszkodzenia f_d oraz oddziaływania środowiska gruntowego f_{env} i wyprowadzić tzw. wytrzymałość „polową” (w terenie). Zwykle zapas bezpieczeństwa między oczekiwaną wytrzymałością rzeczywistą i założoną wytrzymałością obliczeniową wzmocnienia jest opisany przez częściowy współczynnik bezpieczeństwa $f_m = 1.3$.

Współczynnik bezpośredniego poślizgu α_{ds} , jest istotnym parametrem wzajemnego oddziaływania podczas poślizgu w kruszywie na tkanych lub nietkanych geotekstyliach (Rozdział 4.5, Jewell, 1996). Możliwa migracja wody i drobnych cząstek gruntu przez materiały geotekstylne może zmniejszyć opór na przesuw. Opór na przesuw zapewniany przez wzmocnienie geosiatką zależy od tego, czy wzmocnienie jest umieszczone na geowłókninie separującej czy bezpośrednio na podłożu z gruntu spoistego czy też wewnątrz warstwy kruszywa. Należy szczegółowo rozważyć przebieg powierzchni poślizgu, która może dotyczyć warstwy kruszywa ponad:

- a) geosiatką umieszczoną na geowłókninie separującej,
 - b) geosiatką umieszczoną na podłożu z gruntu spoistego,
 - c) geosiatką w warstwie kruszywa
- lub innej kombinacji.

2.7.2.2 Analiza stanu granicznego użyteczności

W stanie granicznym użyteczności stosuje się średnie wartości parametrów obliczeniowych. Można założyć, że duża część oporu gruntu na ścinanie została zmobilizowana, a odpowiedni częściowy współczynnik bezpieczeństwa przyjmując $FS_s = 1.15$. W stanie granicznym użyteczności opór gruntu przejawia tendencję do wcześniejszej mobilizacji niż tarcie na geosyntetyku. Przyjęcie płaskiego stanu odkształcenia, podczas gdy w praktyce pojazd z gąsienicami ma ograniczoną długość, jest założeniem po stronie bezpiecznej. W stanie granicznym użyteczności zaleca się przyjmować odpór pośredni w warstwie kruszywa, równy połowie lub jednej trzeciej pełnego oporu granicznego gruntu, tak aby uzyskać mniejsze deformacje poziome.

Analiza z uwzględnieniem charakterystycznych obciążeń i wytrzymałości daje maksymalną wymaganą siłę w zbrojeniu dla stanu granicznego użyteczności (oczekiwane warunki robocze). Wymagana sztywność tego zbrojenia zależy wtedy od maksymalnego dopuszczalnego wydłużenia, zwykle rzędu $\varepsilon_{all} = 2$ do 5%.

2.8 Zalecenia Geoguide 6

Poradnik Geoguide 6 sporządzony został przez profesora Colina J. F. P. Jonesa z Newcastle z Wielkiej Brytanii oraz zespół naukowy nadzorowany przez Geotechnical Engineering Office (GEO) z Hong Kongu. Poradnik ten stanowi zbiór zaleceń poprawnego projektowania oraz wykonawstwa trwałych konstrukcji wykonanych z nasypów zbrojonych oraz skarp dla terenów Hong Kongu (Colin, 2002). Geoguide 6 może być używany również przy projektowaniu konstrukcji tymczasowych, w tym platform roboczych.

Ograniczenia

Przy projektowaniu należy brać pod uwagę fakt, że zbrojenie ulega degradacji. Należy zwrócić szczególną uwagę, gdy konstrukcje z nasypu zbrojonego usytuowane są w pobliżu składowisk odpadów lub obszarów narażonych na wycieki z instalacji kanalizacyjnych. Wody gruntowe lub inne substancje płynne przedostające się do wnętrza konstrukcji mogą być nośnikiem substancji agresywnych, przyspieszających degradację wszystkich rodzajów zbrojenia. Prądy błędzące, szczególnie te pochodzące ze źródeł bezpośrednich mogą powodować korozję stalowego zbrojenia. Należy to uwzględnić w przypadku budów, na których znajdują się elektryczne sieci kolejowe, tramwajowe lub inne potencjalne źródła prądów błędzących.

Mechanizm pracy wzmocnionego nasypu

Mechanizm rozkładu obciążenia

Stateczność wzmocnionego nasypu uzależniona jest od mechanizmu rozkładu obciążenia pomiędzy materiałem nasypowym i wzmocnieniem. Pod wpływem przyłożenia obciążenia w konstrukcji powstają

siły rozciągające. Poziome przemieszczenia kruszywa pojawiają się jedynie, w przypadku, gdy przemieszczania wzdłuż wzmocnienia nie są zablokowane. Siły tarcia na styku kruszywo-geosyntetyk indukują siły rozciągające w zbrojeniu, przekazywane na materiał kruszywa pod postacią wewnętrznych naprężeń granicznych, które sumują się z naprężeniami od obciążeń zewnętrznych. Zaobserwować można tzw. „efekt siatki” – redukcję deformacji w nasypie wzmocnionym w porównaniu do nasypu niewzmocnionego.

Stateczność zewnętrzna

Geoguide 6 nie zawiera osobnych zaleceń do obliczeń platform roboczych.

Stateczność wewnętrzna

Stateczność wewnętrzna jest związana z integralnością wzmocnionej konstrukcji gruntowej. Nasyp wzmocniony może ulec awarii ze względu na przerwanie lub wyciągnięcie wzmocnienia. Sprawdzając stateczność wewnętrzną należy rozważyć następujące zagadnienia:

- stateczność lokalną poszczególnych elementów wzmacniających;
- stateczność wzmocnionego materiału nasypowego.

Obliczenia stateczności wewnętrznej należy przeprowadzić w taki sposób, aby osiągnąć odpowiedni zapas bezpieczeństwa we wszystkich uwzględnianych stanach granicznych nośności w okresie użytkowania nasypu. Należy odpowiednio dobrać rozmieszczenie i ułożenie zbrojenia tak, aby zapewnić stateczność konstrukcji.

Stany graniczne nośności są modelowane przy uwzględnieniu następujących założeń:

- W obliczeniach projektowych należy używać obliczeniowych wartości parametrów wzmocnienia i parametrów geotechnicznych oraz obciążeń obliczeniowych określonych w Rozdziałach 6.5 oraz 6.6 przewodnika Geoguide 6;
- Opór geosyntetyku na wyciąganie wyznacza się zakładając równomierny rozkład naprężeń normalnych wywołanych ciężarem własnym nasypu oraz obciążeniem dodatkowym;
- W ocenie obliczeniowej siły rozciągającej w pojedynczych warstwach wzmocnienia należy założyć wzrost naprężeń wskutek zagęszczania kruszywa. W poradniku znaleźć można uproszczoną metodę oszacowania naprężeń wywołanych przez zagęszczanie kruszywa w strefie wzmocnionego nasypu.
- W przypadku przekroczenia stanu granicznego nośności poprzez wyciągnięcie zbrojenia, spodziewana deformacja jest na tyle duża, że wywoła ona relaksację naprężenia wywołanego poprzez zagęszczanie kruszywa. Można zatem założyć w obliczeniach, że naprężenia te są równe zero.

Sprawdzenie stateczności lokalnej



Nośność pojedynczych warstw wzmocnienia należy sprawdzić na zerwanie i wyciągnięcie pod wpływem obliczeniowych sił rozciągających.

Zerwanie zbrojenia. Aby zabezpieczyć zbrojenie przed zerwaniem, dostępna wytrzymałość na rozciąganie elementu wzmacniającego i musi być równa lub większa od obliczeniowej siły rozciągającej we wzmocnieniu:

$$T_{Di}b \geq T_i \quad (2.47)$$

gdzie:

T_i – obliczeniowa siła rozciągająca we wzmocnieniu dla warstwy i (2.49)

T_{Di} – wytrzymałość na rozciąganie elementu wzmacniającego i (2.48)

b – szerokość wzmocnienia

$$T_D = \frac{T_{ult}}{\gamma_m \gamma_n} \quad (2.48)$$

gdzie:

T_{ult} – nośność graniczna zbrojenia na rozciąganie

γ_m – współczynnik częściowy nośności zbrojenia na rozciąganie

γ_n – współczynnik częściowy uwzględniający konsekwencje awarii

Obliczeniową siłę rozciągającą we wzmocnieniu T_i , która ma zostać przeniesiona przez element warstwy i na głębokości h_i , licząc od góry nasypu, można obliczyć poprzez zsumowanie następujących sił poziomych:

$$T_i = T_{ei} + T_{pi} + T_{fi} \quad (2.49)$$

(1) *Siła rozciągająca*, T_{ei} - uwzględnia ciężar własny, przeciążenia oraz moment wywracający wywołany parciem gruntu oddziałujące na konstrukcję.

$$T_{ei} = K_{des} \sigma'_{vi} S_{vi} S_{hi} \quad (2.50)$$

gdzie:

K_{des} – obliczeniowy współczynnik parcia gruntu

σ'_{vi} – efektywne obliczeniowe naprężenie pionowe oddziałujące na wzmocnioną warstwę i

S_{vi} – rozstaw pionowy wzmocnionych warstw

S_{hi} – rozstaw poziomy wzmocnionych warstw

$$\sigma'_{vi} = \frac{R_{vi}}{L_i - 2e_i} \quad (2.51)$$

gdzie:

R_{vi} – pionowa siła wypadkowa działająca na wzmocnioną warstwę i

L_i – długość wzmocnienia w warstwie i

e_i – mimośród pionowej siły wypadkowej działającej na wzmocnioną warstwę i



(2) *Siła rozciągająca* T_{pi} – pionowa siła P_V o mimośrodku e , przyłożona do obszaru o szerokości b_0 i długości a_0 , na powierzchni konstrukcji (liczona wg rys. 37 poradnika).

(3) *Siła rozciągająca* T_{fi} – pozioma siła F_{pL} przyłożona na obszarze o szerokości b_0 i długości a_0 na powierzchni konstrukcji (liczona wg rys. 38 poradnika).

Wyciągnięcie zbrojenia. Przy sprawdzeniu wytrzymałości zbrojenia na wyciągnięcie należy wziąć pod uwagę efektywną długość kontaktową elementu wzmacniającego, mogącą ulec wysunięciu w rozważanej powierzchni zniszczenia. Należy zauważyć, że potencjalna powierzchnia zniszczenia, która do zapewnienia równowagi wymaga maksymalnej siły poziomej, nie musi być krytyczną powierzchnią zniszczenia w obliczeniach oporu na wyciąganie. W związku z tym należy sprawdzić odpowiednio dużą liczbę potencjalnych powierzchni zniszczenia, aby upewnić się, że opór ten jest wystarczający we wszystkich przypadkach.

2.9 Poradnik BRE „Working platforms for tracked plants”

Sposób obliczeń opisany w poradniku BRE 470 (Skinner, 2004) oparty jest na analizie ławy fundamentowej posadowionej na warstwie nośnej platformy pokrywającej słabonośne podłoże gruntowe opracowanej przez Meyerhofa z zespołem (1974, 1979, 1980, 1981). Analiza oparta na mechanizmie ścięcia przy przebiciu, stanowi znaczne uproszczenie rzeczywistej sytuacji w terenie i ma charakter pół-empiryczny. Wyniki obliczeń projektowych porównano z wynikami innych metod projektowania dla obciążeń pasmowych, jak również z doświadczeniami członków FPS (Federation of Piling Specialists) w projektowaniu i realizacji platform roboczych.

Należy zwrócić uwagę, że jeśli podłoże jest bardzo słabonośne, uwarstwione, pochyle lub jeśli ze standardowych obliczeń wynika zastosowanie platformy o nadmiernej miąższości, to odpowiedniejsze może być podjęcie bardziej zaawansowanych obliczeń, niż te które opisano w poradniku BRE 470.

Ograniczenia możliwości zastosowania standardowych obliczeń wg BRE 470

- Mechanizm ścięcia przy przebiciu można zastosować tylko tam, gdzie platforma robocza jest znacznie wytrzymalsza od podłoża pod nią.
- Mechanizm ścięcia przy przebiciu jest nieprzydatny tam, gdzie podłoże nie ma praktycznie żadnej wytrzymałości. Dla podłoża spoistego standardowe obliczenia projektowe nie są odpowiednie, jeśli mamy do czynienia z bardzo słabonośnym gruntem spoistym o $c_u < 20 \text{ kPa}$.
- Przy dużych miąższościach platformy, jest raczej mało prawdopodobne, aby ścięcie przy przebiciu było główną przyczyną awarii. Standardowa metoda obliczeń projektowych bazująca na mechanizmie ścięcia przy przebiciu nie jest odpowiednia, gdy $(D/B) > 1.5$.
- W praktyce określa się minimalną grubość platformy, poniżej której nie ma ona znaczącego wpływu na nośność. Jest to 300 mm lub $0.5B$ (tylko dla lekkich maszyn).

- Standardowe obliczenia projektowe można stosować tylko do terenów płaskich, o nachylenie nie większym niż 1:10.

Nośność podłoża

Grunt spoisty

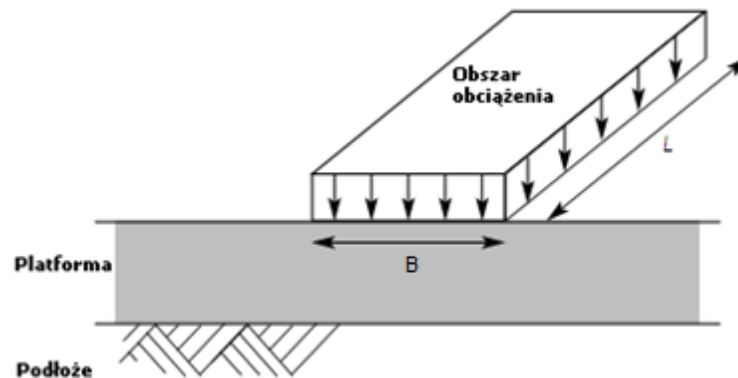
W przypadku obciążenia powierzchniowego, nośność R podłoża spoistego o wytrzymałości na ścinanie bez odplywu c_u wynosi:

$$R = c_u N_c s_c \quad (2.52)$$

gdzie:

N_c – współczynnik nośności,

s_c – współczynnik kształtu.



Rysunek 2.24 Schemat obliczeniowy platformy na słabym podłożu gruntowym, obciążonej gąsienicą maszyny budowlanej.

Grunt niespoisty

Nośność podłoża R z gruntu niespoistego w przypadku obciążenia powierzchniowego wynosi:

$$R = 0.5\gamma'_s B N_{\gamma_s} s_\gamma \quad (2.53)$$

gdzie:

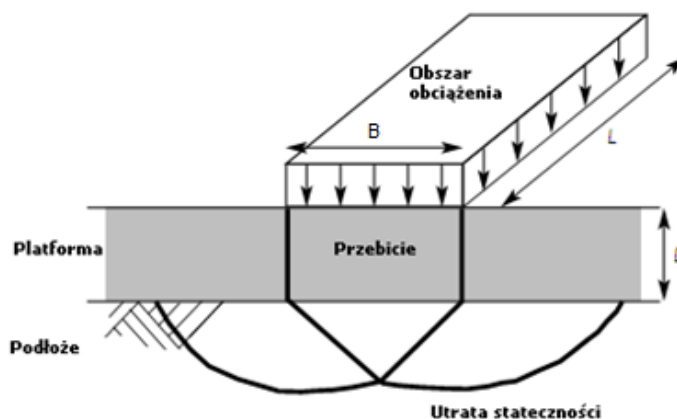
γ'_s – efektywny ciężar objętościowy warstwy platformy,

B – szerokość gąsienicy maszyny,

s_γ – współczynnik kształtu,

N_{γ_s} – współczynnik nośności.

Nośność systemu platforma-podłoże R rozpatruje się, zgodnie z podejściem bezpiecznym, jako suma obciążenia powodującego przebicie materiału platformy wzdłuż płaszczyzny pionowej oraz nośności samego podłoża (Rysunek 2.25).



Rysunek 2.25 Mechanizm ścięcia w podłożu przy przebicciu platformy.

Korzystając z uproszczonej analizy opracowanej przez Meyerhofa dla stopy fundamentowej przebijającej warstwę zagęszczonego piasku przykrywającą słabonośny grunt spoisty, uzyskano następujące równanie nośności platformy na podłożu spoistym:

$$R = c_u N_c s_c + (\gamma_p D^2 / B) K_p \tan \delta s_p \quad (2.54)$$

Analogicznie można sformułować równanie nośności platformy na podłożu niespoistym:

$$R = 0.5 \gamma'_s B N_{\gamma s} s_\gamma + (\gamma_p D^2 / B) K_p \tan \delta s_p \quad (2.55)$$

gdzie:

D – miąższość platformy,

B – szerokość gąsienicy maszyny,

N_c – współczynnik nośności dla podłoża spoistego,

$N_{\gamma s}$ – współczynnik nośności dla podłoża niespoistego,

$K_p \tan \delta$ – współczynnik oporu na ścinanie przy przebicciu,

γ_p – ciężar objętościowy materiału platformy,

γ'_s – efektywny ciężar objętościowy gruntu w podłożu,

s_c , s_γ i s_p – współczynniki kształtu, które są funkcjami W i L (efektywnych wymiarów gąsienicy maszyny).

Konstrukcyjne wzmocnienie geosyntetyczne

Konstrukcyjne wzmocnienie geosyntetyczne jest to warstwa zbrojąca, w której geosyntetyk przenosi siły rozciągające. Jeśli geosyntetyk zbrojący wbudowany jest w podstawie platformy roboczej, w celu przeniesienia naprężeń rozciągających, wymagana grubość platformy może zostać zmniejszona.

Wytrzymałość projektowa zbrojenia na rozciąganie (T_d) obliczona jest na podstawie wartości wytrzymałości krótkoterminowej zbrojenia (T_{ult}) podzielonej przez współczynnik zmniejszający o wartości minimum 2:

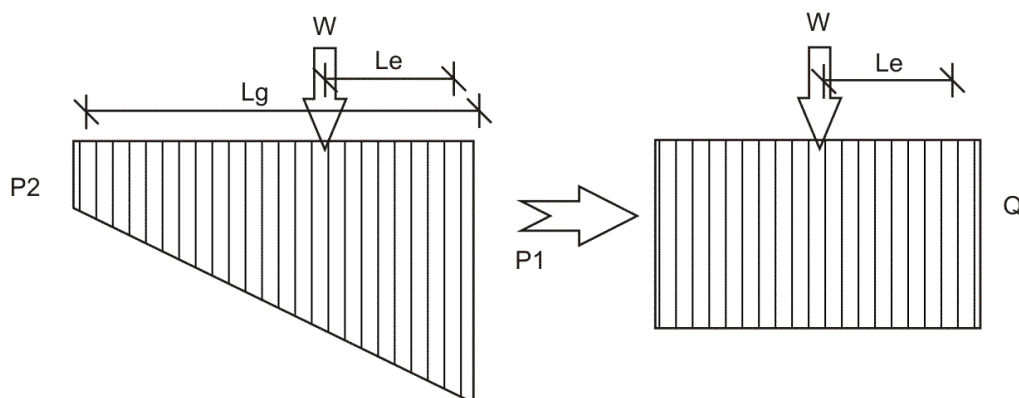
$$T_d = T_{ult} / 2 \quad (2.56)$$

Gdy zbrojenie nie jest sztywne, należy zastosować wyższy współczynnik zmniejszający lub wytrzymałość odpowiadającą 5% odkształcenia. Zalecane wartości sztywności przedstawiono w Tabeli 1.1.

W projektowaniu należy oszacować przyrost nośności podłoża jaki zapewni wzmocnienie geosyntetyczne. W mechanizmie ścicia przy przebicciu przyrost ten wynosi $2T_d/B$.

Warunki obciążenia

Obliczenia przyłożonego obciążenia od ciężkiego sprzętu powinny opierać się na podejściu określonym w EN 791:1996 Platformy wiertnicze – bezpieczeństwo i EN 996:1996. W analizie warunków stateczności rozpatruje się różne warianty rozmieszczenia mas i środków ciężkości poszczególnych elementów maszyny oraz krytycznego ustawienia żerdzi lub dźwigu w odniesieniu do orientacji gąsienicy. Prowadzi to do trójkątnego lub trapezowego rozkładu obciążeń na długości gąsienicy, będącej w kontakcie z gruntem. Do celów projektowania, obciążenie trójkątne lub trapezowe zamienia się na równoważne mu obciążenie prostokątne stosując zasadę Meyerhofa (Brząkała i inni, 2009).



Rysunek 2.26 Schemat przekształcenia obciążenia trapezowego (trójkątnego) w prostokątne (Meyerhof, 1953)

Całkowite obciążenie od maszyny

$$W = \frac{(P_1 + P_2) \cdot L_g}{2}$$

Mimośród obciążenia

$$L_e = \frac{L_g \cdot (P_1 + 2 \cdot P_2)}{3 \cdot (P_1 + P_2)}$$

Zastępcze obciążenie równomierne

$$Q = \frac{W}{2 \cdot L_e}$$

Zastępcza obliczeniowa długość gąsienicy

$$L = 2 \cdot L_e$$

Wykonawca robót powinien dostarczyć niezbędnych informacji o wartościach obciążeń charakterystycznych. W procesie projektowania rozważane są dwa przypadki obciążenia.

Obciążenie – przypadek 1

Operator wiertnicy lub żurawia nie ma wpływu na uniknięcie (bezpośrednio grożącej) awarii platformy. Działania, w których tego rodzaju obciążenia mogą występować obejmują:

- postój,
- poruszanie się maszyn,
- obsługę (tryb pracy żurawia, np. podnoszenie pali prefabrykowanych do prowadnicy, przemieszczanie orurowania i koszy zbrojeniowych).

Obciążenie – przypadek 2

Operator wiertnicy lub żurawia może kontrolować obciążenia, na przykład przez zwolnienie napięcia liny lub przez zmniejszenie mocy maszyny, w celu zapobieżenia awarii platformy w sytuacji bezpośredniego zagrożenia. Przypadek 2 dotyczy zasadniczo najgorszej kombinacji obciążenia i orientacji żerdzi. Działania, w których tego rodzaju obciążenie maszyn mogą występować obejmują:

- instalację orurowania,
- odwierty,
- wyciąganie świdra,
- wyciąganie rur obsadowych,
- przenoszenie żerdzi lub obracanie utwierdzonym masztem, który ma zamontowane obciążenie (np. pal utrzymywany w prowadnicy) blisko powierzchni platformy.

Wartości charakterystyczne dla obciążenia w przypadku 1 q_{1k} i w przypadku 2 q_{2k} powinny zostać określone zgodnie z normą EN 996:1996. Dla każdego z tych dwóch warunków obciążeń, należy sprawdzić kilka wariantów obciążeń – pozwoli to wyznaczyć różne obciążenia przykładane na różnych efektywnych długościach gąsienic. W projekcie należy wykonać obliczenia dla najbardziej niekorzystnej sytuacji w każdym z dwóch warunków obciążeń. Jeżeli w obu sytuacjach wartości obciążeń są podobne, efektywna długość gąsienic może zdecydować, która sytuacja jest bardziej niekorzystna.

Standardowe obliczenia projektowe obejmują następujące etapy:

- Charakterystyka warunków gruntowych;
- Analiza warunków obciążenia;
- Sprawdzenie nośności podłoża;
- Sprawdzenie nośności materiału platformy;
- Określenie wymaganej miąższości platformy;
- Zastosowanie wzmocnienia geosyntetycznego;
- Końcowa ocena wyników.

OBLICZENIA MIĄŻSZOŚCI PLATFORM ROBOCZYCH

Należy wyznaczyć wartości charakterystyczne następujących parametrów gruntowych:

- c_u - wytrzymałość na ścinanie bez odpływu,
- ϕ'_s kąt tarcia wewnętrznego podłoża niespoistego,
- ϕ'_p kąt tarcia wewnętrznego materiału platformy,
- γ_p ciężar objętościowy materiału platformy,

- γ'_s efektywny ciężar objętościowy gruntu podłoża.

Szczególnie ważne jest to, aby przyjęte do projektowania wartości charakterystyczne parametrów gruntów spoistych były ostrożnym oszacowaniem ich rzeczywistej wytrzymałości. Ponieważ wartość wytrzymałości na ścinanie w dużym stopniu zależy od wilgotności oraz od warunków pogodowych, charakteryzuje się ona dużą zmiennością w przypadku warstw przypowierzchniowych.

W celu zdefiniowania obciążeń należy wyznaczyć charakterystyczne wartości poniższych parametrów:

- q_1 przypadek 1 obciążenia,
- q_2 przypadek 2 obciążenia,
- B szerokość gąsienicy maszyny,
- L_1 efektywna długość gąsienicy maszyny w przypadku 1 obciążenia,
- L_2 efektywna długość gąsienicy maszyny w przypadku 2 obciążenia.

Wartości projektowe (obliczeniowe) należy wyznaczyć przez zastosowanie odpowiedniego współczynnika częściowego (wartości podano w załączniku A do BRE 470).

$$q_{1d} = \gamma_q q_{1k}$$

$$q_{2d} = \gamma_q q_{2k}$$

Obliczeniowe i charakterystyczne wymiary gąsienicy są takie same:

$$B_d = B_k$$

$$L_{1d} = L_{1k}$$

$$L_{2d} = L_{2k}$$

Sprawdzenie wytrzymałości samego podłoża

Obliczeniową wartość nośności podłoża R_d bez platformy roboczej można obliczyć korzystając ze wzorów (2.53) i (2.55), uwzględniając w nich wartości obliczeniowe parametrów.

Należy określić obciążenia obliczeniowe w dwóch przypadkach:

$$\text{przypadek 1 obciążenia:} \quad q_{1d} = 2.0q_{1k}$$

$$\text{przypadek 2 obciążenia:} \quad q_{2d} = 1.5q_{2k}$$

Gdy zarówno q_{1d} , jak i q_{2d} są mniejsze niż R_d , platforma robocza nie jest potrzebna. W przeciwnym przypadku wymagane jest zastosowanie platformy roboczej.

Sprawdzenie wytrzymałości materiału platformy

Należy upewnić się, że przyjęty do projektowania materiał platformy zapewni jej wymaganą nośność przy odpowiedniej miąższości. Porównując obciążenie obliczeniowe platformy (dla obu przypadków obciążenia) z jej maksymalną projektową nośnością, należy stosować odpowiednie współczynniki częściowe, zarówno dla obciążeń jak i parametrów wytrzymałościowych materiału platformy. Należy spełnić warunek, by wytrzymałość platformy roboczej na ścinanie była większą niż podłoża gruntowego.



Wymaganą miąższość platformy należy obliczyć dla dwóch przypadków obciążenia.

grunty spójne:

Dla przypadku 1 obciążenia:

$$D_1 = \left\{ \frac{B_d(q_{1d} - c_{ud}N_c s_{c1})}{\gamma_p K_p \tan \delta s_{p1}} \right\}^{0.5} \quad (2.57)$$

gdzie: $q_{1d} = 1.6q_{1k}$

Dla przypadku 2 obciążenia:

$$D_2 = \left\{ \frac{B_d(q_{2d} - c_{ud}N_c s_{c2})}{\gamma_p K_p \tan \delta s_{p2}} \right\}^{0.5} \quad (2.58)$$

gdzie: $q_{2d} = 1.2q_{2k}$

grunty niespoiste:

Dla przypadku 1 obciążenia:

$$D_1 = \left\{ \frac{B_d(q_{1d} - 0.5\gamma'_s B_d N_{\gamma s} s_{\gamma 1})}{\gamma_p K_p \tan \delta s_{p1}} \right\}^{0.5} \quad (2.59)$$

gdzie: $q_{1d} = 1.6q_{1k}$

Dla przypadku 2 obciążenia:

$$D_2 = \left\{ \frac{B_d(q_{2d} - 0.5\gamma'_s B_d N_{\gamma s} s_{\gamma 2})}{\gamma_p K_p \tan \delta s_{p2}} \right\}^{0.5} \quad (2.60)$$

gdzie: $q_{2d} = 1.2q_{2k}$

pozostałe oznaczenia jak w równaniach (2.54) i (2.55), ale z uwzględnieniem wartości obliczeniowych.

Ostatecznie do celów projektowych należy użyć większej wartości z D_1 i D_2 . Gdy wartości wymaganej miąższości platformy znacznie różnią się od siebie, należy sprawdzić ponownie obliczenia i zasadność przyjętych założeń. Minimalna miąższość platformy nie powinna być mniejsza niż $0.5B$ (dla urządzeń lekkich) lub 300mm, pomimo że z obliczeń może wynikać mniejsza lub nawet zerowa wartość. Gdy z obliczeń wynika, że wymagana jest platforma o znacznej miąższości (np. $D > 0.8m$), należy rozważyć zastosowanie wytrzymalszego materiału platformy lub wzmocnienia geosyntetykiem.

Zastosowanie wzmocnienia geosyntetycznego

Stosując w konstrukcji platformy roboczej wzmocnienie geosyntetyczne, w obliczeniach należy uwzględnić dodatkową nośność wynikającą z zastosowania zbrojenia geosyntetycznego, stąd całkowita nośność wynosi:

grunty spójne:

$$R_d = c_{ud}N_c s_c + (D^2/B)\gamma_p K_p \tan \delta s_p + 2T_d/B_d \quad (2.61)$$



grunty niespoiste:

$$R_d = 0.5\gamma'_s B_d N_{\gamma s} s_{\gamma} + (D^2/B_d) \gamma_p K_p \tan \delta s_p + 2T_d/B_d \quad (2.62)$$

Wymaganą grubość platformy wyznacza się następująco:

grunty spoiste:

Dla przypadku 1 obciążenia:

$$D_1 = \{B_d [q_{1d} - c_{ud} N_c s_{c1} - (2T_d/B_d)] / (\gamma_p K_p \tan \delta s_{p1})\}^{0.5} \quad (2.63)$$

gdzie: $q_{1d} = 1.6q_{1k}$

Dla przypadku 2 obciążenia:

$$D_2 = \{B_d [q_{2d} - c_{ud} N_c s_{c2} - (2T_d/B_d)] / (\gamma_p K_p \tan \delta s_{p2})\}^{0.5} \quad (2.64)$$

gdzie: $q_{2d} = 1.2q_{2k}$

grunty niespoiste:

Dla przypadku 1 obciążenia:

$$D_1 = \left\{ \left(B_d [q_{1d} - 0.5\gamma'_s B_d N_{\gamma s} s_{\gamma 1}] - (2T_d/B_d) \right) / (\gamma_p K_p \tan \delta s_{p1}) \right\}^{0.5} \quad (2.65)$$

gdzie: $q_{1d} = 1.6q_{1k}$

Dla przypadku 2 obciążenia:

$$D_2 = \left\{ \left(B_d [q_{2d} - 0.5\gamma'_s B_d N_{\gamma s} s_{\gamma 2}] - (2T_d/B_d) \right) / (\gamma_p K_p \tan \delta s_{p2}) \right\}^{0.5} \quad (2.66)$$

gdzie: $q_{2d} = 1.2q_{2k}$

Do celów projektowych należy zastosować większą wartość z D_1 i D_2 , jednak nie mniej niż 300 mm. W projekcie należy również zagwarantować, że geosyntezyk nie ulegnie awarii na skutek wyciągnięcia. Obliczenia oparte na mechanizmie ścięcia przy przebiciu są ważne tylko wtedy, gdy miąższość materiału ziarnistego powyżej warstwy wzmocnienia geosyntezycznego nie jest większa niż W (szerokość gaśienicy maszyny). Zazwyczaj umieszcza się jedną warstwę geosyntezyku w podstawie platformy. Dodatkowe warstwy zbrojenia mogą być wymagane w przypadku platform o bardzo niskiej wytrzymałości.

Ostatecznie, pomijając wzmocnienie geosyntezyczne, projektowa miąższość platformy powinna spełniać następujące warunki:

zarówno q_{1d} , jak i q_{2d} powinny być mniejsze od R_d

gdzie:

$$q_{1d} = 1.25q_{1k}$$

$$q_{2d} = 1.05q_{2k}$$

$$R_d = c_{ud} N_c s_c + (D^2/B) \gamma_p K_p \tan \delta s_p$$

Jeżeli warunki te nie są spełnione, miąższość platformy powinna być zwiększona.

Końcowa ocena wyników

Metoda projektowa zaproponowana w poradniku BRE 470 oparta została na wielu upraszczających założeniach i nie reprezentuje w pełni faktycznego zachowania gruntu. Należy również pamiętać, że istnieje prawdopodobieństwo znacznego zróżnicowania parametrów gruntowych, szczególnie blisko powierzchni terenu. Ważne jest zatem, aby wyniki obliczeń zostały sprawdzone przez kompetentną osobę, a obliczona wymagana miąższość platformy została zweryfikowana z obserwacjami zachowania się platform roboczych w podobnych warunkach terenowych. Jeżeli minimalna miąższość platformy roboczej obliczona metodą projektową opisaną w poradniku BRE 470 znacząco odbiega od miąższości istniejących, sprawdzonych platform, należy ponownie przeanalizować dane wejściowe.

2.10 Eurokod 7

Eurokod 7 nie posiada osobnego działu traktującego o konstrukcjach tymczasowych. Na wstępie znajduje się jednak kilka informacji, które odnieść można do konstrukcji tymczasowych. Dodatkowo w rozdziale poświęconym budowlom ziemnym znajdują się przydatne wskazówki, które można odnieść do platform roboczych.

Współczynniki częściowe

Współczynniki częściowe, które należy używać do obliczeń (w przypadku obciążeń trwałych i tymczasowych) zdefiniowane są w Załączniku A Eurokodu 7. Należy zwrócić uwagę, że w konstrukcjach tymczasowych lub krótkotrwałych sytuacjach obliczeniowych, jeżeli uzasadniają to prawdopodobne konsekwencje zniszczenia, można stosować mniej restrykcyjne wartości współczynników częściowych od określonych w Załączniku A. Dla warunków polskich należy zastosować podejście projektowe 2* (zestawy współczynników A1+M1+R2).

Zaleca się, aby wszelkie prace budowlane (w tym roboty tymczasowe) były na bieżąco poddawane inspekcji, a wyniki dokumentowane.

Należy sprecyzować wymagania dotyczące utrzymania, zapewniające bezpieczeństwo i użyteczność konstrukcji. Wymagania takie powinny zawierać informacje o:

- newralgicznych częściach obiektu, które wymagają regularnego sprawdzania;
- robotach niedopuszczalnych bez uprzedniej analizy projektu konstrukcji;
- częstotliwości inspekcji.

Eurokod 7 zawiera osobny rozdział dotyczący wbudowywania materiału nasypowego.

Najważniejszą sprawą związaną z projektowaniem konstrukcji z materiału nasypowego jest to, że uzyskanie właściwej jakości zależy od dobrych właściwości użytkowych materiału oraz odpowiednich parametrów po zagęszczeniu. Zaleca się ponadto rozpatrzenie różnych metod transportu i wbudowania materiału nasypowego.

W specyfikacji robót materiał nasypowy należy przyjąć tak, aby po zagęszczeniu osiągnął odpowiednią wytrzymałość, odkształcalność, trwałość i wodoprzepuszczalność. Należy uwzględnić przeznaczenie nasypu i wymagania, jakie narzuca konstrukcja, która będzie na nim posadowiona.



Materiałami odpowiednimi do budowy nasypów są prawie wszystkie naturalne materiały ziarniste oraz niektóre odpady przemysłowe.

Przy doborze materiału nasypowego należy uwzględnić następujące cechy:

- uziarnienie;
- wytrzymałość ziaren na kruszenie;
- zagęszczalność;
- przepuszczalność;
- plastyczność;
- wytrzymałość niżej zalegającego gruntu;
- zawartość części organicznych;
- agresywność chemiczną;
- skutki skażenia środowiska;
- rozpuszczalność materiału w wodzie;
- podatność na zmiany objętości (iły pęczniejące, materiały zapadowe);
- wrażliwość na zamarzanie i niskie temperatury;
- odporność na wietrzenie;
- wpływ urabiania, transportu i układania;
- możliwość wystąpienia scementowania po ułożeniu (np. żużel wielkopiecowy).

W przypadku, gdy nie można zastosować miejscowych materiałów naturalnych ze względu na ich niskie parametry, może być konieczne zastosowanie jednego z niżej wymienionych zabiegów:

- dostosowanie wilgotności;
- zmieszanie z cementem, wapnem, spoiwem hydraulicznym lub innymi materiałami;
- kruszenie, przesiewanie lub przemywanie;
- zabezpieczenie odpowiednim materiałem;
- ułożenie warstw drenujących.

Grunty zamarznięte, pęczniejące lub rozpuszczalne należy odrzucić jako materiały nasypowe.

Gdy wybrany materiał zawiera chemikalia potencjalnie agresywne lub zanieczyszczające środowisko, to należy zastosować odpowiednie środki zabezpieczające przed agresywnością w stosunku do konstrukcji, instalacji lub przed skażeniem wody gruntowej. Takie materiały dopuszcza się w dużych ilościach jedynie na terenie stale monitorowanym.

W przypadku wątpliwości co do jakości materiału nasypowego, należy go badać w miejscu pobrania w celu upewnienia się, że jest on odpowiedni do projektowanego przeznaczenia. Rodzaj, liczbę i częstotliwość badań należy dobierać odpowiednio do rodzaju i niejednorodności materiału oraz charakteru obiektu.

Dobór metod układania i zagęszczania nasypu lub zasypki

Należy ustalić kryteria zagęszczenia każdej strefy platformy roboczej. Technologia budowy i zagęszczania powinna być dobrana w taki sposób, aby zapewnić stateczność nasypu lub zasypki podczas całego okresu budowy, oraz aby nie miała negatywnego wpływu na rodzime podłoże.

Metody zagęszczania nasypów należy dobierać w zależności od kryteriów zagęszczenia oraz od:

- pochodzenia i rodzaju materiału;

- metody układania;
- wilgotności w czasie wbudowywania i jej ewentualnych zmian;
- początkowej i końcowej miąższości warstw;
- lokalnych warunków klimatycznych;
- jednorodności zagęszczenia;
- rodzaju podłoża.

W celu opracowania właściwej metody zagęszczania zaleca się przeprowadzić próbne zagęszczenie na danym terenie, z wykorzystaniem przewidzianego materiału do wbudowania i sprzętu do zagęszczania. Pozwoli to na opracowanie procedury zagęszczania (sposób wbudowania, sprzęt zagęszczający, grubość warstw, liczba przejść sprzętu, dobranie odpowiedniego rodzaju transportu i ilości wody do nawilgacania). Próbne zagęszczenie może także posłużyć do ustalenia kryteriów kontroli jakości zagęszczenia.

Tam, gdzie istnieje możliwość wystąpienia opadów w czasie układania materiału spoistego, powierzchnię nasypu zaleca się we wszystkich fazach profilować w taki sposób, aby zapewnić prawidłowy odpływ wody. Układanie nasypu lub zasypki w temperaturze ujemnej może wymagać ogrzewania układanego materiału przed ułożeniem i ochrony powierzchni nasypu przed przemarzaniem. Potrzebę zastosowania takich środków zaleca się rozpatrywać indywidualnie w każdym przypadku, z uwzględnieniem jakości materiału nasypowego i wymaganego stopnia zagęszczenia. Nasyp należy układać na nienaruszonej i odwodnionej powierzchni podłoża. Należy zapobiegać mieszaniu nasypu i podłoża, stosując geotekstyli separacyjne lub warstwę filtracyjną.

Badania kontrolne nasypu

Nasyp i zasypki należy sprawdzać w celu zapewnienia, że rodzaj użytego materiału, jego wilgotność w czasie wbudowywania i metoda zagęszczania są zgodne z wymaganiami. Dla niektórych mieszanek materiałowych i procedur zagęszczania nie wymaga się wykonania badań po zagęszczeniu, jeśli sposób zagęszczania sprawdzono badaniami na poletku doświadczalnym lub jest zgodny z doświadczeniem uzyskanym w porównywalnych przypadkach.

Do badania zagęszczenia zaleca się stosować jedną z poniższych metod:

- pomiary gęstości objętościowej szkieletu gruntowego, a jeśli projekt tego wymaga - także pomiary wilgotności;
- pomiary oporu podczas sondowania lub próbnego obciążenia gruntu. Takie pomiary mogą być jednak niewystarczające do określenia, czy osiągnięto właściwe zagęszczenie w gruntach spoistych. Zaleca się określenie minimalnej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego nasypu, np. za pomocą wskaźnika zagęszczenia I_s , z badania w aparacie Proctora, oraz sprawdzenie jej na miejscu robót. W przypadku nasypu lub zasypki z materiału kamiennego lub materiału zawierającego dużą ilość grubych okruchów, zaleca się badanie zagęszczenia metodami polowymi. Badanie Proctora jest nieprzydatne do kontroli zagęszczenia takich materiałów.

Polową kontrolę zagęszczenia można wykonać poprzez:

- sprawdzenie czy zagęszczanie było wykonane zgodnie z technologią opartą na wynikach badań z poletka doświadczalnego lub z porównywalnego doświadczenia;

- sprawdzenie, czy osiadanie wywołane przez dodatkowe przejścia urządzenia zagęszczającego jest równe lub mniejsze od określonej wartości;
- wykonanie próbnych obciążeń płytą statyczną lub dynamiczną;
- zastosowanie metod sejsmicznych lub dynamicznych.

W przypadku gdy przekroczenie określonego zagęszczenia jest niedopuszczalne, należy ustalić górną granicę zagęszczenia. Nadmierne zagęszczenie materiału platformy może spowodować niepożądane skutki w postaci kruszenia takich materiałów jak miękkie skały, żuźle i piaski wulkaniczne, użytych jako lekki materiał nasypowy.

Zaleca się, aby projekt platformy roboczej zapewniał:

- odpowiednią nośność podłoża;
- właściwe odwodnienie różnych warstw nasypu;
- zastosowanie odpowiednich filtrów i geosyntetyków tam, gdzie są one konieczne do spełnienia wymagań dotyczących drenażu;
- zastosowanie materiału nasypowego spełniającego w/w kryteria.

Należy zapobiegać oblodzeniu nawierzchni. Pojemność cieplna nawierzchni izolacyjnej lub nasypu z lekkiego materiału powinna być wystarczająco duża, aby uniknąć oblodzenia.

2.11 Wnioski z przeglądu literatury

Śledząc rozwój metod obliczeniowych platform roboczych można łatwo zauważyć, że dążą one w kierunku uproszczenia i przyspieszenia obliczeń oraz uwzględnienia współpracy nasypu z geosyntetykiem. Najbardziej efektywna i prosta wydaje się na chwilę obecną metoda poradnika BRE 470. Nie należy jednakże zapominać, że pojawiały się głosy na temat jej zbytnej zachowawczości. Poza tym metoda ta wymaga odpowiedniego dobrania parametrów wytrzymałościowych, które jak wiadomo w warstwach wierzchnich podłoża gruntowego często są bardzo zmienne. Istnieje zatem zawsze spore ryzyko, że uśrednienie parametrów nie da ostatecznie danych, które pozwolą na określenie rzeczywistego zachowania się podłoża gruntowego.

Ponadto na podstawie przedstawionego przeglądu metod obliczania platform roboczych sformułować następujące wnioski:

- Mechanizm pracy układu nasyp z gruntu niespoistego - podłoże słabonośne zależy od jego geometrii oraz względnej wytrzymałości podłoża i warstwy nasypowej.
- Nośność obliczeniowa platformy roboczej na podłożu słabonośnym jest wrażliwa na dobór parametrów wytrzymałościowych.
- Ważnym i trudnym do określenia parametrem jest kąt rozkładu naprężenia w gruncie. Jest to parametr zmienny w czasie obciążenia, zależny od poziomu odkształceń i niezwykle trudno dobrać jego uśrednioną wartość.



STRONA CELOWO POZOSTAWIONA PUSTA

Rozdział 3

BADANIA PODŁOŻA GRUNTOWEGO

3.1 Parametry wymagane do projektowania platform

Parametrami geotechnicznymi wymaganymi przy projektowaniu platform roboczych są:

- kąt tarcia wewnętrznego materiału platformy,
- miąższość platformy,
- wytrzymałość na ścinanie bez odpływu warstwy słabonośnej,
- cechy fizyczne gruntu, jego granulometria oraz położenie ZWG.

W przypadku zbrojenia platformy należy dodatkowo uwzględnić parametry wytrzymałościowe geosyntetyków.

Parametrami mechanicznymi podłoża podczas kontroli jakości wykonania platformy roboczej są:

- moduł odkształcenia gruntu,
- wskaźnik lub stopień zagęszczenia materiału platformy,
- kąt tarcia wewnętrznego materiału platformy,
- wytrzymałość na ścinanie bez odpływu warstwy słabonośnej.

Dodatkowo należy sprawdzić cechy uziarnienia materiału platformy takie jak:

- wskaźnik jednorodności uziarnienia,
- zawartość frakcji drobnych (o średnicy mniejszej niż $0,063\text{ mm}$) oraz frakcji grubych (od 2 mm do 63 mm).

Wyróżniamy wstępne badania podłoża wykorzystywane w procesie projektowania oraz badania realizowane w celu kontroli jakości wykonanej platformy roboczej. W projektowaniu platformy wykorzystujemy najczęściej wyniki wierceń, sondowań statycznych metodą CPTU, a w dalszej kolejności badania dylatometryczne i badania wytrzymałości na ścinanie połową sondą obrotową. Eurokod 7 wskazuje badania połową sondą obrotową, jako prosty i tani sposób na sprawdzenie wytrzymałości podłoża gruntowego do oceny przejezdności ciężkiego sprzętu i pojazdów.



3.2 Badania polowe

Wyniki badań polowych mogą być wykorzystywane bezpośrednio w projektowaniu platform roboczych i sprawdzaniu ich jakości (badania kontrolne).

3.2.1 Sondowania statyczne sondą CPT i CPTU

Sondowanie statyczne sondą CPT polega na penetracji podłoża gruntowego z powierzchni terenu lub z otworu wiertniczego poprzez powolne wciskanie pionowo w grunt ze stałą prędkością żerdzi zakończonej znormalizowaną końcówką składającą się ze stożka i cylindrycznej poboczniczy.

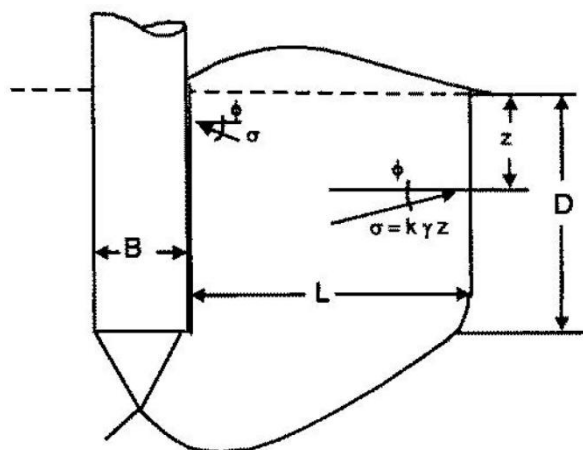
Podczas zagłębiania dokonuje się pomiaru oporu stożka - q_c i oporu tarcia wzdłuż poboczniczy tulei ciernej - f_s . CPTU jest badaniem CPT z dodatkowym pomiarem ciśnienia wody w porach gruntu – u . Badanie należy przeprowadzić zgodnie z normą PN-EN ISO 22476-1:2013-03 Rozpoznanie i badania geotechniczne - Badania polowe - Część 1: Badanie sondą statyczną ze stożkiem elektrycznym lub stożkiem piezo-elektrycznym.

Interpretacja badań CPT na małych głębokościach

Badania kontrolne z wykorzystaniem CPTU umożliwiają wyznaczanie cech wytrzymałościowych platformy oraz sprawdzenie jej miąższości. Ze względu na ograniczoną miąższość platformy (zazwyczaj mniejszą od głębokości krytycznej, patrz Rysunek 3.2) oraz wpływ warstwy słabonośnej na mobilizację oporu stożka w materiale platformy, właściwa interpretacja sondowań statycznych w tej warstwie jest utrudniona. Nie można tu zatem korzystać z typowych korelacji w celu wyznaczenia ϕ' tej warstwy. Pewne wskazówki dotyczące interpretacji sondowań CPTU na niewielkich głębokościach można znaleźć w pracach (Puech i inni, 2002, Bałachowski, 2015).

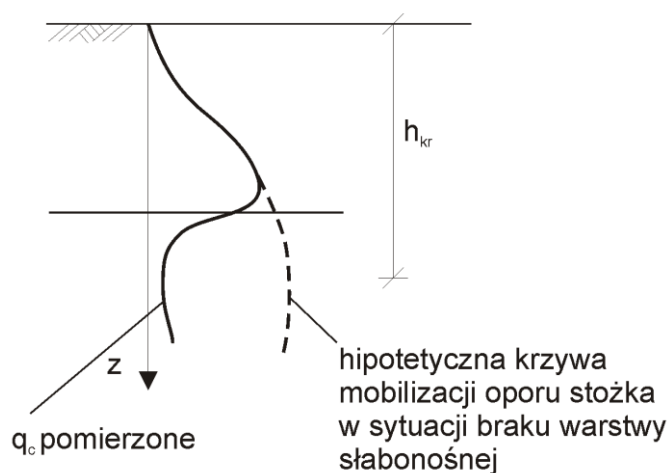
W przebiegu procesu sondowania wyróżnić można 3 fazy (Puech i inni, 2002, Bałachowski, 2007):

1. Faza początkowa – odpowiada pracy fundamentu bezpośredniego. Zagłębianie stożka powoduje wyraźne wypieranie gruntu na powierzchni terenu w sąsiedztwie fundamentu.
2. Faza druga – formowana jest cylindryczna powierzchnia zniszczenia z liniami poślizgu dochodzącymi do powierzchni terenu (Rysunek 3.1). Opór stożka przyrasta parabolicznie z głębokością.
3. Faza trzecia – przekroczenie głębokości krytycznej. Linie poślizgu nie dochodzą już do powierzchni terenu, a opór zagłębianego stożka nieznacznie wzrasta wraz z poziomem naprężenia w gruncie.



Rysunek 3.1 Cylindryczna powierzchnia zniszczenia (Biarez i inni, 1972)

Podczas interpretacji badań CPT należy wziąć pod uwagę wpływ uwarstwienia gruntu, a w szczególności warstwy słabej. Badania laboratoryjne (Schmertmann, 1978, Treadwell, 1976) wykazały, że podczas penetracji stożka na wyniki uzyskane w nowej warstwie wpływ wywiera poprzednia warstwa (Rysunek 3.2). Podobnie w momencie przechodzenia z jednej warstwy w drugą, zalegająca pod nią warstwa wpływa na opór stożka w warstwie pierwszej. Wpływ ten jest tym większy im większe jest zagęszczenie badanej warstwy.



Rysunek 3.2 Interpretacja krzywej mobilizacji oporu stożka w uwarstwowionym podłożu

Opór stożka q_c oraz skorygowany opór stożka q_t mogą posłużyć do określenia wytrzymałości gruntu na ścinanie bez odpływu c_u warstwy słabonośnej.

Na podstawie badania CPT:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k} \quad (3.1)$$

Albo w przypadku badania CPTU, ze wzoru:

$$c_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (3.2)$$

gdzie:

q_c - opór stożka,

q_t - opór stożka skorygowany o wpływ ciśnienia wody w porach gruntu,

N_k, N_{kt} - współczynniki stożka oszacowane na podstawie lokalnego doświadczenia lub wiarygodnych korelacji,

σ_{v0} - początkowe całkowite pionowe naprężenie geostatyczne na rozpatrywanej głębokości

Zaleca się stosowanie współczynnika N_k w przedziale $11 \div 19$ (Lunne i inni, 1997, Sikora, 2006), w praktyce zazwyczaj w granicach $15 \div 17$. Współczynnik N_{kt} zawiera się w przedziale $10 \div 20$, zazwyczaj przyjmuje się wartość średnią 15 (Sikora, 2006, Młynarek i inni, 2007). Wartość współczynnika rośnie wraz ze wskaźnikiem plastyczności (I_p) (Lunne i inni, 1997, Sikora, 2006) oraz ze wskaźnikiem prekonsolidacji - OCR (Lunne i inni, 1997, Młynarek i inni, 2007).

Badanie pozwala na weryfikację stratygrafii podłoża oraz rodzaju gruntu. Pozwala również na oszacowanie wskaźnika prekonsolidacji warstwy słabonośnej. Poniżej przedstawiono przykładowe wzory do wyznaczania OCR .

dla 52 rodzajów glin z placów budowy z Europy i Północnej Ameryki ($OCR = 1 \div 8$) (Marchetti, 1980):

$$OCR = k(q_t - \sigma_v) / \sigma_v' \quad (3.3)$$

gdzie:

$$k = 0,32(0,2 \div 0,5)$$

dla glin z 84 placów budowy na świecie ($OCR = 1 \div 40$ wyznaczone w badaniach edometrycznych) (Chen i inni, 1996):

$$OCR = 0,53(u_2 - u_0) / \sigma_v' \quad (3.4)$$

dla glin słabonośnych ($OCR = 1 \div 6$) (Mayne, 2005):

$$OCR = 0,60(q_t - u_0) / \sigma_v' \quad (3.5)$$

dla różnych rodzajów gruntu ($OCR = 1 \div 40$) (Mayne, 2007):

$$OCR = (0,101 p_a^{0,102} G_0^{0,478} \sigma_v'^{0,420}) / \sigma_v' \quad (3.6)$$

gdzie:

G_0 - moduł ścinania w zakresie małych odkształceń

p_a - naprężenie równe 100 kPa

Zalety badania:

- szybkość wykonania;
- ciągły lub prawie ciągły odczyt danych wraz z głębokością penetracji końcówki sondy;

Wady badania:

- problemy interpretacyjne w gruntach uwarstwionych oraz na małych głębokościach;

- nieodpowiednie do badań żwirów i antropogenicznych gruntów gruboziarnistych, w których stożek może ulec uszkodzeniu.

3.2.2 Metoda DCP (Dynamic Cone Penetrometer –Sonda Dynamiczna Stożkowa)

W przypadku sondy dynamicznej stożkowej (SDS) mierzony jest wpręż sondy wyrażony w mm/uderzenie, który można przedstawić na wykresie w zależności od głębokości. Zależności pomiędzy wprężem sondy wynikami pomiarów wskaźnika CBR (Kalifornijski wskaźnik nośności) zostały określone w opracowaniu (Vuuren, 1969, Kleyn i inni, 1983, Smith i inni, 1983), tak więc rezultaty badań sondą dynamiczną mogą być interpretowane i porównywane ze specyfikacją CBR dla projektowanych nasypów.

Zalety badania:

- szybki i prosty pomiar;
- możliwość zastosowania w podłożu uwarstwowym;
- metoda nieinwazyjna, wywołuje minimalne uszkodzenie nawierzchni;

Wady badania:

- metoda bardzo uproszczona;
- nieodpowiednie w gruntach spoistych;
- nieodpowiednie w gruntach zawierających kamienie lub muszle;
- sprzęt może ulec uszkodzeniu przy wbijaniu w bardzo sztywne podłoże lub przy niewłaściwym wyciąganiu.

3.2.3 Badania dylatometryczne

Badanie DMT należy przeprowadzać zgodnie z CEN ISO/TS 22467-11. Po zagłębieniu ostrza dylatomietru w gruncie na żadaną głębokość zwiększa się wolno ciśnienie gazu, powodując w ten sposób ruch membrany w kierunku gruntu. Sygnał elektryczny pozwala na identyfikację wartości ciśnienia wzbudzającego ruch membrany (tzw. ciśnienie kontaktowe). Wartość ciśnienia zwiększa się dalej, aż do uzyskania wychylenia środka membrany o około 1,1 mm przy jednoczesnym pomiarze ciśnienia odpowiadającego takiemu przemieszczeniu w kierunku gruntu. Ciśnienia te oznacza się odpowiednio jako A i B. Wartości tych ciśnień podlegają korekcji ze względu na wpływ oporu bezwładności membrany (na powietrzu). Wyznacza się wartości p_0 i p_1 , a następnie trzy wskaźniki: K_{DMT} , I_{DMT} , E_{DMT} .

Badanie pozwala na wyznaczenie oszacowania dolnego wartości kąta tarcia wewnętrznego materiału platformy na podstawie korelacji (Marchetti, 1997):

1. Bezpieczne oszacowanie dolne wartości kąta tarcia wewnętrznego wyznacza się:

$$\phi_{safe,DMT} = 28 + 14,6 \log K_{DMT} - 2,1 \log^2 K_{DMT} \quad (3.7)$$

gdzie $I_{DMT} > 1,8$

gdzie:

K_{DMT} - wskaźnik naprężenia bocznego

I_{DMT} - wskaźnik materiałowy

2. Według Mayne (Mayne, 2001):

$$\phi' = 20^\circ + \frac{1}{0,04 + 0,06/K_{DMT}} \quad (3.8)$$

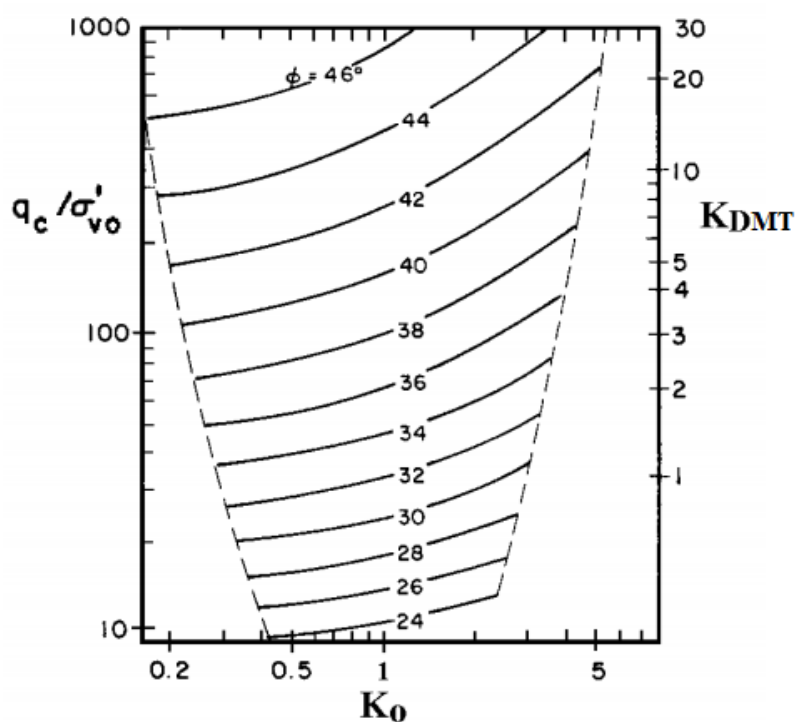
3. Według Cox (Cox i inni, 2015)

$$\phi' = 37,3 \left(\frac{K_D - 0,8}{K_D + 0,8} \right)^{0,47} \quad (3.9)$$

4. Początkowo należy oszacować wartość współczynnika parcia K_0 przy znanych wartościach q_c i K_{DMT} z równań proponowanych przez Baldiego dla świeżo zdeponowanych piasków (Baldi i inni, 1986):

$$K_0 = 0,376 + 0,095 K_{DMT} - 0,0017 \frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \quad (3.10)$$

Wykorzystując teorię Durgunoglu i Mitchella (Durgunoglu i inni, 1975) lub jej rozwiązanie graficzne (Rysunek 3.3) określa się wartość efektywnego kąta tarcia wewnętrznego na podstawie wskaźnika K_{DMT} .



Rysunek 3.3 Współczynnik nośności granicznej w zależności od współczynnika parcia (Marchetti, 1985)

W warstwie słabonośnej można określić wytrzymałość gruntu na ścinanie bez odpływu c_u oraz oszacować wpływ historii naprężenia w gruncie tj. parametry K_0 i OCR . Wytrzymałość na ścinanie bez odpływu wyznacza się (Marchetti, 1997):

$$c_u = 0,22\sigma'_{v0}(0,5K_{DMT})^{1,25} \quad (3.11)$$

gdzie $I_{DMT} < 1,2$

gdzie:

σ'_{v0} - składowa pionowa naprężenia efektywnego przed badaniem

K_{DMT} - wskaźnik naprężenia bocznego

Według Cox (Cox i inni, 2015)

$$c_u = \frac{p_0 - u_0}{10} \quad (3.12)$$

Według Iwasaki i Kamei (Iwasaki i inni, 1994):

$$c_u = 0,018E_{DMT} \quad (3.13)$$

oraz (Kamei i inni, 1995):

$$c_u = 0,35\sigma'_{v0}(0,47K_{DMT})^{1,14} \quad (3.14)$$

Według Młynarka (Młynarek i inni, 2012) (osady aluwialne):

$$c_u = 58,15 - 144,6I_L + 34,74OCR; R^2_{(OCR)} = 0,91 \quad (3.15)$$

gdzie:

I_L - stopień plastyczności

$R^2_{(OCR)}$ - współczynnik determinacji dla wskaźnika prekonsolidacji

Zasadniczym wynikiem badania DMT jest moduł ściśliwości, który wyznacza się ze wzorów:

$$M_{DMT} = R_M E_{DMT} \quad (3.16)$$

gdzie:

R_M - współczynnik korekcyjny

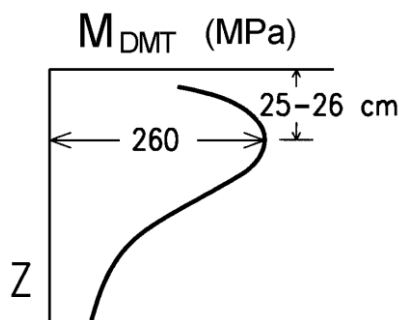
E_{DMT} - moduł dylatometryczny

Moduł ściśliwości z badania DMT uwzględnia nie tylko zagęszczenie danego materiału, ale również wpływ składowej poziomej stanu naprężenia w gruncie. Odzwierciedla zatem wpływ procesu zagęszczania na moduł odkształcenia podłoża (Bałachowski, Kurek 2014, 2015), Marchetti (2016). Badanie DMT wykorzystywano do kontroli zagęszczenia podbudowy drogi (Marchetti, 1994). Na podstawie korelacji z badaniami Proctora opracowano następujące kryterium kontroli zagęszczenia wg poniżej procedury:

- należy wykonać kilka wstępnych sondowań DMT w zagęszczonym podłożu (tzn. spełniającym wymogi specyfikacji)
- utworzyć wykres z średnią profili M_{DMT} z powyższych badań i użyć go jako profil odbiorowy (Rysunek 3.4).



Profil odbiorowy M_{DMT} używa się jako ekonomicznej metody kontroli jakości zagęszczenia z wrywkową weryfikacją badań przy użyciu innych metod (badanie Proctora, laboratoryjne/polowe badanie CBR i obciążenie płytą statyczną).



Rysunek 3.4 Przykładowy profil odbiorowy M_{DMT} do weryfikacji jakości zagęszczenia podłoża (Marchetti, 1994)

Zalety badania:

- można wyznaczyć kąt tarcia wewnętrznego (ϕ'), wytrzymałość na ścinanie bez odpływu c_u podłoża i moduł odkształcenia materiału platformy i podłoża (M_{DMT}) na podstawie jednego sondowania;
- można oszacować wskaźnik prekonsolidacji OCR warstwy słabonośnej;
- krótki czas trwania samego badania;
- badanie mało inwazyjne;
- w warstwie platformy można uzyskać praktycznie ciągły profil charakterystyk np. co 10 cm (zamiast standardowych 20 cm).

Wady badania:

- nieodpowiednie w przypadku bardzo zagęszczonego podłoża lub platformy z gruntu stabilizowanego (wymaga kotwienia lub zastosowania ciężkiego riga),
- nieodpowiednie w przypadku platformy zawierającej żwir, kamienie i otoczaki lub zbudowanej z gruboziarnistego materiału antropogenicznego.

3.2.4 Badania ścinania polową sondą obrotową

Ścinanie polową sondą obrotową FVT (field vane test) jest metodą pozwalającą oznaczyć wytrzymałości gruntu na ścinanie bez odpływu oraz wrażliwość strukturalną gruntu. Wytrzymałość na ścinanie wyznacza się za pomocą sondy obrotowej przez pomiar oporu przy obrocie końcówki krzyżakowej zagłębionej w gruncie. Metoda ta znajduje zastosowanie szczególnie w przypadkach, gdy istnieje konieczność określenia wytrzymałości na ścinanie bez odpływu warstw gruntów słabonośnych (grunty spoiste w stanie plastycznym i miękkoplastycznym, torfy, namuły, gytie, osady poflotacyjne itp.), z których pobranie próbek do badań laboratoryjnych jest trudne lub niemożliwe. Badanie należy przeprowadzić zgodnie z EN ISO 22476-9. Na podstawie badań sondą obrotową określa się wytrzymałość na ścinanie bez odpływu τ_{max} i wytrzymałość rezydualną τ_{min} . Wytrzymałość gruntu na ścinanie bez odpływu należy wyznaczyć poniższym wzorem:

$$c_u = \mu c_{fv} \quad (3.17)$$

gdzie:

c_{fv} - wytrzymałość gruntu na ścinanie o naturalnej strukturze,

μ - współczynnik korekcyjny (zazwyczaj zależny od granicy płynności, wskaźnika plastyczności, naprężenia efektywnego, wskaźnika prekonsolidacji, stopnia rozłożenia torfu).

Badanie sondą obrotową można wykorzystać na etapie badań wstępnych oraz badań kontrolnych. Pozwala ono na weryfikację wytrzymałości na ścinanie bez odplywu c_u uzyskanej innymi metodami. Umożliwia kalibrację współczynnika N_{kt} do interpretacji c_u w badaniach CPTU oraz weryfikację korelacji do wyznaczania c_u z badań DMT.

Zalety badania:

- szybkość i prostota wykonania badania;
- możliwość wyznaczenia wytrzymałości maksymalnej i rezydualnej oraz oszacowania wrażliwości strukturalnej gruntu.

Wady badania:

- badanie powinno być przeprowadzone w warstwie jednorodnej; soczewki piasku, muszle oraz przewarstwienia mogą zaburzać otrzymane wyniki.

3.2.5 Próbne obciążenie płytą statyczną

Płyta statyczna do próbnego obciążenia gruntu składa się z płyty sztywnej, konstrukcji obciążającej, dynamometru do pomiaru wywieranego nacisku, o podziałce elementarnej $1 \pm 0,02$ kN, urządzeń do pomiaru osiadań. Płyta stalowa może być o kształcie kołowym lub wielobocznym, najczęściej kwadratowym i powinna spełniać wymagane warunki sztywności.

Celem próbnego obciążenia płytą jest określenie modułu odkształcenia podłoża. Próbne obciążanie płytą należy przeprowadzać na dokładnie wyrównanej i nienaruszonej powierzchni podłoża albo na dnie wykopu. Badanie jest stosowane we wszystkich gruntach i skałach, ale raczej nie powinno być stosowane do miękkoplastycznych gruntów drobnoziarnistych. Badanie należy przeprowadzić zgodnie z EN ISO 22476-13.

Na podstawie pierwszego i drugiego cyklu obciążenia wyznacza się odpowiednio pierwotny moduł odkształcenia E_1 i wtórny moduł odkształcenia E_2 ze wzoru:

$$E_i = \frac{3 \cdot \Delta p}{4 \cdot \Delta s} \cdot D \quad (3.18)$$

gdzie:

Δp - wybrany zakres przyrostu naprężenia pod płytą,

Δs - przyrost całkowitego osiadania dla odpowiadającego mu przyrostu naprężeń Δp , łącznie z osiadaniem spowodowanym pełzaniem,

D - średnica płyty.

Na podstawie pierwotnego E_1 i wtórnego E_2 modułu odkształcenia wyznacza się wskaźnik odkształcenia I_o , będący miarą poprawności zagęszczenia podłoża:

$$I_0 = \frac{E_2}{E_1} \quad (3.19)$$

W przypadku podbudowy drogi przykładowe parametry progowe uznane za spełniające wymogi projektowe objęte kontrolą jakości to: moduł pierwotny odkształcenia podłoża o wartości $E_1 \geq 60,0 \text{ MPa}$, moduł wtórny $E_2 \geq 120,0 \text{ MPa}$ oraz wskaźnik odkształcenia $I_0 \leq 3,0$ (Kumor i inni, 2013).

Zalety badania:

- można wyznaczyć moduł odkształcenia podłoża

Wady badania:

- wymaga kotwienia lub obecności maszyny (koparka, ciężarówka);
- wielkość zastosowanej przeciwwagi ma wpływ na wyniki badań (Krawczyk i inni, 2015);
- ograniczony zasięg badania dochodzący do głębokości równej szerokości (średnicy) płyty;
- stosowanie standardowej płyty $\varnothing 30 \text{ cm}$ nie daje zazwyczaj informacji o odkształcalności podłoża pod platformą.

3.2.6 Metoda LWD (Light Weight Deflectometer – Lekka Płyta Dynamiczna)

Lekka płyta dynamiczna to urządzenie, które wykorzystuje energię potencjalną masy (najczęściej między 10 a 20 kg) uniesionej na określonej wysokości (około 75 cm). Urządzenie składa się z obciążnika, prowadzonego po wyczepieniu wzdłuż pręta i opadającego na element sprężynujący — amortyzujący (ze stali lub tworzywa sztucznego). Kula centrująca umieszczona pośrodku płyty, przekazuje na płytę jedynie siły pionowe. Płytę przykładą się do badanego miejsca na płasko. Jeśli jest to konieczne, dla wyrównania powierzchni należy nanieść pod płytę ciekłą warstwę wyrównującą z piasku.

Aby uzyskać pełen kontakt pomiędzy płytą a podłożem należy wykonać trzy uderzenia wstępne. Następnie należy w ten sam sposób przeprowadzić trzy uderzenia pomiarowe, w trakcie których przemieszczenia płyty rejestrowane są za pomocą miernika elektronicznego. Średnia wartość trzech zmierzonych maksymalnych wartości przemieszczeń pionowych stanowi bazę dla ustalenia dynamicznego modułu odkształcenia E_{vd} , przy czym przyjmuje się dwa upraszczające założenia:

- ustalanie wartości wyników dynamicznego badania nośności płytą obciążeniową odbywa się według wzoru na nośność płyty opartego na teorii półprzestrzeni sprężystej obciążonej statycznie:

$$E_{vd} = 1,5r \frac{\Delta\sigma}{\bar{s}[mm]} \quad (3.20)$$

- przyjmuje się, że występujące podczas przeprowadzania badań, maksymalne naprężenie przekazywane na grunt jest stałe w środku płyty i wynosi 100 kPa.

gdzie:

r - promień płyty obciążającej

\bar{s} – średnie osiadanie płyty, obliczone na podstawie wyników trzech uderzeń badawczych wykonanych po 3 uderzeniach wstępnych

Dynamiczny moduł odkształcenia podłoża dla płyty o średnicy 30 cm określa się z zależności:

$$E_{vd} [MN/m^2] = \frac{22,5}{\bar{s} [mm]} \quad (3.21)$$

Moduły otrzymane z badań płytą dynamiczną i z próbnego obciążenia płytą statyczną różnią się od siebie, a ich wzajemna zależność jest przedmiotem badań (Wyroślak i inni, 2016).

Zalety badania:

- krótki czas trwania badania – jedno badanie trwa około 3 minuty;
- możliwość wykonania serii badań w wielu punktach;
- w związku z krótkim czasem badania można zagęścić punkty badawcze, co zwiększy dokładność oceny i pozwoli wykryć wszystkie miejsca „słabe” (Sulewska, 2003);
- przyrząd można stosować w miejscach trudno dostępnych i przy ograniczonej powierzchni.

Wady badania:

- niewielki zasięg oddziaływania płyty

3.2.7 Metoda NDG (Nuclear Density Gauge – Sonda Izotopowa)



Rysunek 3.5 aparat NDG (VI Survey Instruments, 2014)

Metoda NDG wykorzystuje promieniowanie gamma. Badanie polega na wygenerowaniu promieniowania, które w podłożu gruntowym ulega rozproszeniu oraz absorpcji i pomiarze intensywności tych zjawisk. Mierniki izotopowe są w stanie pomierzyć również zawartość wody w

porach gruntu, czyli wilgotność gruntu. Zależność między natężeniami impulsów rejestrowanych przez aparaturę a parametrami badanego ośrodka ustala się przez przeprowadzenie pomiarów modelowych w ośrodkach wzorowych o dokładnie znanych właściwościach, których skład odpowiada pod względem mineralogicznym gruntowi badanemu później w terenie. Przy określaniu wilgotności dokładność pomiaru wynosi 0,5-1,5% wilgotności (Glinicki i inni, 2000). Ze względu na specyficzny charakter pracy, aparaty NDG muszą być codziennie poddawane kalibracji.

Procedura badania jest nieskomplikowana a pomiar wykonywany jest szybko i z wysoką dokładnością (Randrup i inni, 2001). Zakres badań dochodzi jedynie do głębokości około 300 mm. Metoda wykorzystuje materiały promieniotwórcze, z czym wiążą się wszystkie konsekwencje stosowania takich środków - rygorystyczne regulacje dotyczące transportu i przechowywania oraz odpowiednie szkolenia osób mających z nimi kontakt.

Zalety badania:

- szybki i prosty pomiar;
- możliwość kontroli głębokości pomiaru;

Wady badania:

- niewielki zakres głębokości badania;
- wysoki koszt;
- niebezpieczeństwa wynikające ze stosowania materiałów promieniotwórczych;
- do przeprowadzenia badania wymagane są specjalistyczne zezwolenia.

3.2.8 Metoda EDG (Electrical Density Gauge – Sonda Elektryczna)



Rysunek 3.6 Aparat EDG (Opal Testing, 2016)

Badanie polega na wytworzeniu pola elektrycznego w gruncie i pomiarze natężenia – I , napięcia – U oraz przesunięcia fazowego θ prądu przemiennego. Na ich podstawie wyznacza się odpowiadające wartości rezystancji – R oraz pojemności elektrycznej gruntu – C , które pozwalają określić impedancję – Z . Mierniki EDG umożliwiają również monitorowanie temperatury badanego

ośrodka. Wyznaczane w metodzie elektrooporowej parametry są ściśle związane ze składem i strukturą badanego gruntu.

Ważnym aspektem tej metody jest jej kalibracja. Aby móc przystąpić do wykonywania kontroli metodą EDG należy najpierw utworzyć „model gruntu”. W tym celu wykonuje się serie pomiarów w wybranych punktach testowych. Badanie trwa nie więcej niż kilka minut (Meehan i inni, 2011). Pomiar EDG jest bardzo wrażliwy na zawartość drobnych cząstek, które znacząco wpływają na oporność elektryczną gruntu (Zawadzki, 2015). Ponadto, aby odpowiednio przystosować elektryczne mierniki gęstości do danego gruntu należałoby, w czasie robót zagęszczających, dążyć do uzyskania jak największej różnorodności w gęstościach i wilgotnościach podłoża w różnych miejscach, co jest zadaniem trudnym na większości placów budowy, gdzie dąży się do uzyskania jednakowo zagęszczonego podłoża.

Zalety badania:

- szybki i prosty pomiar.

Wady badania:

- każdorazowo wymagana jest kompleksowa kalibracja.

3.2.9 Metoda BCD (Briaud Compaction Device – Aparat Kontroli Zagęszczenia Briauda)

Briaud Compaction Device jest prostym urządzeniem, w którym wyznaczana jest zależność naprężenie-odkształcenie badanego gruntu. Obciążenie przykładane jest do środka niewielkiej, odkształcalnej, stalowej płytki, która jest w bezpośrednim kontakcie z podłożem (Briaud i inni, 2006). Aparat mierzy ugięcie płytki za pomocą wbudowanych tensometrów. Odczyt dokonywany jest automatycznie w momencie, gdy przyłożone obciążenie osiągnie wartość 223 N. Źródłem obciążenia w tej metodzie jest operator, który obciąża urządzenie swoim ciężarem. Na podstawie pomierzonych w ten sposób wartości wyznaczany jest moduł odkształcenia gruntu. Każde urządzenie BCD jest poddawane kalibracji na etapie produkcji. Proces ten polega na porównaniu wyników mierzonych przez dany aparat z wynikami uzyskanymi w aparacie jednoosiowego ściskania, przeprowadzanych na gumowym bloczku testowym.

Zalety badania:

- szybki i prosty pomiar;
- możliwość wykorzystania aparatu zarówno w badaniach in situ jak i w laboratorium;
- możliwość wyznaczenie zależności modułu odkształcenia E od wilgotności w .

3.2.10 Metoda SSG (Soil Stiffness Gauge – Czujnik Sztywności Podłoża)



Rysunek 3.7 Aparat SSG (McLawn, 2006)

Urządzenia SSG wykorzystują zapożyczoną z przemysłu obronnego technologię, która pozwala na pomiar bardzo małych przemieszczeń ($< 1,27 \times 10^{-6} \text{ m}$). Aparaty SSG wywołują drgania za pomocą zmiennej siły, powodując pewne cykliczne przemieszczenia w podłożu. Pomiary wykonywane są dla 25 różnych częstotliwości w przedziale od 100 do 196 Hz.

Zalety badania:

- szybki i prosty pomiar.

Wady badania:

- niewielki zasięg badania, nie przekraczający głębokości 250 mm.

3.2.11 Metoda IC (Intelligent Compaction – Inteligentne Zagęszczanie)



Rysunek 3.8 Walec oraz panel sterowania w metodzie inteligentnego zagęszczania (Caterpillar, 2016)

W metodach inteligentnego zagęszczania informacje na temat zagęszczanego gruntu są zbierane już w czasie przejazdu maszyn zagęszczających. Pomiary wykonywane są za pomocą dodatkowych czujników, w które wyposaża się walce. W zależności od stosowanej technologii

pomiary dotyczą mocy potrzebnej do poruszania się walca, jego masy, częstotliwości i amplitudy drgań.

Trzy przykładowe technologie IC (White i inni, 2011) to:

MDP – machine drive power. W projekcie Iowa DOT wykorzystano technologię pomiaru MDP wbudowaną w walec okołkowy Caterpillar CP56.

CMV – compaction meter value. To rozwiązanie można znaleźć w gładkim walcu wibracyjnym firmy Volvo, w modelu o nazwie SD116DX. CMV jest bezwymiarowym parametrem, który zależy od średnicy i ciężaru walca oraz właściwości pracy maszyny (częstotliwość, amplituda drgań oraz prędkość). Dodatkowym parametrem stosowanym przy tej technologii jest RMV – resonant meter value, który określa zachowanie walca względem gruntu. Pomaga on wskazać nieprawidłowe pomiary, spowodowane np. niepełnym kontaktem walca z podłożem.

CCV – compaction control value. Przykładem maszyny, która korzysta z tej technologii jest podwójny gładki walec wibracyjny Sakai SW880. Parametr CCV oznaczany jest na podstawie przyspieszeń różnych składowych harmonicznym, mierzonych z wykorzystaniem akcelerometrów.

W przypadku wszystkich trzech technologii kalibracja polega na przejeździe maszyn na wcześniej przygotowanym, dobrze zagęszczonym podłożu. Jedną z podstawowych różnic między metodami tradycyjnymi a tzw. metodami inteligentnymi jest możliwość kontroli parametrów gruntu na całej zagęszczanej powierzchni. Każdy przejazd maszyn pozwala na szybkie wychwycenie odcinków o niedostatecznym zagęszczeniu. Dzięki temu dodatkowe zagęszczanie zostanie wykonane tylko tam, gdzie jest to potrzebne. Należy jednak pamiętać, że nie przeprowadzono jeszcze zbyt wielu testów i badań, które potwierdziłyby przydatność pomiarów metod IC w szerokim zakresie warunków gruntowych. Może się okazać, iż metody te sprawdzają się tylko w niektórych specyficznych przypadkach. Kolejnym utrudnieniem jest niewielka ilość opracowań na temat korelacji wyników pochodzących z metody IC z wynikami metod tradycyjnych. Niezależnie od swoich zalet oraz wad, metody te wykazują znaczny potencjał i należy je traktować jako rozwiązania przyszłościowe.

Zalety badania:

- szybki i prosty pomiar;
- możliwość ciągłego i kompletnego oszacowania zagęszczanej strefy;
- wykrywa obszary o niskim zagęszczeniu;
- zapobiega nadmiernemu zagęszczeniu;
- zmniejsza ilość przejazdów sprzętu potrzebnych do zagęszczania i ilość tradycyjnych badań odbiorowych;
- dostarcza informację o module odkształcenia gruntu na całej powierzchni, po której przejechało urządzenie badawcze.

Wady badania:

- koszt urządzenia.



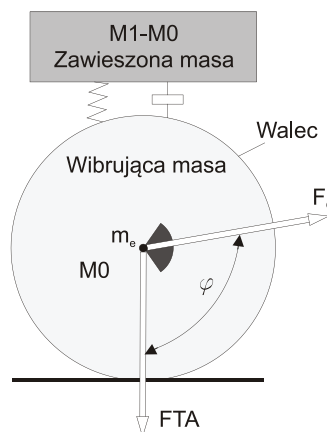
3.2.12 Portancemetre

Badanie polega na przejeździe po nawierzchni walcem wymuszającym drgania podłoża z rejestracją odpowiedzi gruntu. Za pomocą portancemetru przeprowadza się pomiar ciągłej sztywności podbudowy nawierzchni drogowej, kolejowej lub drogi przemysłowej. Dostarcza również przydatnych informacji dotyczących jakości robót ziemnych i podłoża.

Przeliczenie sztywności na moduł odkształcenia jest wykonane bezpośrednio poprzez wstępne skalibrowanie sprzętu, oparte na module E_{v2} z próbnego obciążenia płytą sztywną. Walec badawczy prowadzi się wzdłuż konstrukcji na wolnym biegu. Aparatura dostarcza ciągłe informacje o zmienności modułu platformy na trasie badania.



Rysunek 3.9 Sprzęt do badań portancemetrem (VECTRA France, 2016)



Rysunek 3.10 Schemat działania portancemetru (VECTRA France, 2016)

Zalety badania:

- z badań można otrzymać wartość modułu odkształcenia podłoża w warunkach obciążeń dynamicznych;
- pomiar ciągły liniowy wzdłuż trasy przejazdu;
- możliwość wyodrębnienia obszarów o większej odkształcalności;
- zasięg oddziaływania (pomiarów) około 60 cm w głąb;
- krótki czas trwania badania.

Wady badania:

- wysoki koszt.

3.3 Badania laboratoryjne na etapie kontroli

Badania te wykonuje się na etapie oceny przydatności kruszywa lub podczas badań kontrolnych po wykonaniu platformy. Kąt tarcia wewnętrznego materiału platformy określa się na próbkach materiału pobieranego z platformy i odtwarzanych w laboratorium. Stan zagęszczenia i struktura odtworzonej próbki mogą się różnić od cech gruntu w terenie. Dużą trudność sprawiają badania kruszywa zawierającego grubsze frakcje, które nie może być badane w aparacie bezpośredniego ścinania o typowych wymiarach skrzynki, ale wymaga zastosowania aparatu wielkoskalowego. Podobnie sytuacja wygląda w badaniach trójosiowego ściskania. Ze względu na zmniejszanie się kąta tarcia wewnętrznego z poziomem naprężenia, bezpieczniejsze oszacowanie ϕ' wymaga przeprowadzenia badań przy odpowiednim poziomie naprężenia. Badania w aparacie trójosiowego ściskania należy przeprowadzać z zadawanym ciśnieniem w komorze nie mniejszym niż 200 kPa (patrz Rozdział 4 podpunkt 4.1.5) lub podobnym naprężeniem normalnym w aparacie bezpośredniego ścinania.

Oprócz badań parametrów wytrzymałościowych, aby dostarczyć wszystkich niezbędnych informacji do zaprojektowania platformy roboczej należy wykonać badania:

- cech fizycznych (informacja o ciężarze objętościowym gruntu)
- analizę granulometryczną (ocena wskaźnika jednorodności uziarnienia, zawartości frakcji drobnych i gruboziarnistych)
- badanie zagęszczalności gruntu metodą Proctora (ocena wskaźnika zagęszczenia)
- badanie CBR (badanie zagęszczalności)

Badania te wykonać należy zgodnie z procedurami opisanymi w PKN-CEN ISO/TS 17892:2009 Badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów.



STRONA CELOWO POZOSTAWIONA PUSTA

Rozdział 4

DOBÓR MATERIAŁU PLATFORMY ROBOCZEJ

4.1 Zalecenia BRE 470

Materiał platformy należy dobrać w taki sposób, aby spełnione zostały wymagania dotyczące zagęszczalności, trwałości, możliwości przenoszenia obciążeń i odwodnienia. Maksymalna średnica ziaren zależy od wymagań związanych z użytkowaniem. Nie powinna ona przekraczać 150 mm, a w przypadku stosowania niektórych rodzajów wiertnic 75 mm. Materiał nie powinien zawierać związków organicznych i cząstek gliniastych. Materiały, które zostały wcześniej w znaczny sposób rozkruszone (na skutek poruszania się po nich pojazdów) należy odrzucić ze względu na możliwe pogorszenie się cech filtracyjnych i zmniejszenie parametrów wytrzymałościowych.

Należy dokładnie zbadać parametry geotechniczne materiału przeznaczonego do wbudowania, tj. parametry wytrzymałościowe, trwałość materiału i moduł ścisłości materiału oraz zmienność przestrzenną danego parametru. Materiał platformy roboczej należy również sprawdzić pod kątem oddziaływania na ludzi, pozostałe materiały użyte w konstrukcji oraz uwzględnić jego dowóz i składowanie. Wysoka zawartość siarczanu powodować może niekorzystną reakcję z betonem użytym do wykonywania fundamentów, szczególnie, gdy platforma ma stanowić część konstrukcji trwałej. Nieposortowany gruz zawierać może niebezpieczne materiały, takie jak azbest i pręty zbrojeniowe. Ponadto gruz może zawierać zbyt dużą ilość gipsu.

Podczas układania i zagęszczania materiału platformy wymaga się odpowiedniej kontroli jakości, w celu sprawdzenia czy spełnione zostały wymogi techniczne. Należy losowo pobierać próbki materiału do badań z odpowiednią częstotliwością, a następnie określić, czy spełnia on wymagania projektowe.



4.1.1 Dobór materiału na platformę roboczą

Do budowy platformy roboczej należy wybrać grunt niespoisty, ułożyć i zagęścić go zgodnie z odpowiednią specyfikacją w warunkach kontrolowanych, tak żeby osiągnięta została projektowa wytrzymałość materiału platformy.

4.1.2 Wytrzymałość materiału platformy

Grunty niespoiste, takie jak piasek, żwir i kruszywo łamane, charakteryzują się wysoką wytrzymałością na ścinanie, szczególnie przy wysokim stopniu zagęszczenia. Głównym parametrem wytrzymałościowym brany pod uwagę jest efektywny kąt tarcia wewnętrzznego ϕ' .

Wielkość ϕ' jest funkcją:

- stopnia zagęszczenia i wilgotności gruntu niespoistego,
- poziomu naprężenia i stanu odkształcenia przy których dochodzi do awarii,
- wytrzymałości i kształtu ziaren materiału ziarnistego.

Zagęszczony grunt niespoisty, badany przy niskim poziomie naprężenia, wykazuje maksymalną wartość kąta tarcia wewnętrznego, co jest bezpośrednio związane z dylatacją. Efekt dylatacji zanika przy wysokim poziomie naprężenia. W przypadku słabo zagęszczonego materiału niespoistego należy przyjąć założenie $\phi' = \phi'_{cv}$, natomiast kiedy analizujemy dobrze zagęszczony materiał $\phi' = \phi'_{cv} + \Delta\phi'$, gdzie $\Delta\phi'$ jest funkcją naprężenia, stopnia zagęszczenia i właściwości ziaren takich jak wytrzymałość, kształt i szorstkość.

4.1.3 Poprawny dobór materiału platformy

W platformach roboczych należy stosować odpowiedniej jakości materiał ziarnisty spełniający następujące wymagania:

- nie może zawierać on części organicznych,
- nie powinien zawierać więcej niż 15% frakcji drobnych (tzn. nie więcej niż 15% wagi mogą stanowić cząstki ilaste i gliniaste),
- powinien umożliwiać swobodny przepływ wody,
- powinien być wytrzymały, trwały i nieulegający łatwo degradacji w trakcie planowanego okresu eksploatacji platformy,
- maksymalna średnica ziaren nie powinna być większa od 2/3 grubości zagęszczonej warstwy lub od 150 mm (należy przyjąć mniejszą z tych dwóch wartości). (Margines błędu umiejscowienia niektórych rodzajów pali może zostać przekroczony przy zastosowaniu platformy roboczej z materiału o dużych średnicach ziaren (150 mm). W takim przypadku należy zastosować mniejszą maksymalną średnicę ziaren materiału platformy, np. 75 mm).

Materiał dobrze uziarniony tzn. $D_{60}/D_{10} > 6$ umożliwia konstruowanie platform o większej nośności, ponieważ można go lepiej zagęścić, dzięki czemu taka platforma jest bardziej odporna na uszkodzenia powodowane przez ruch ciężkich urządzeń i zanieczyszczenie materiału platformy frakcją drobną.

Tam gdzie tylko jest to możliwe, materiał powinien być dobrze zagęszczony. Jednakże podczas przeprowadzania niektórych robót, takich jak np. wykonywanie kolumn kamiennych w technologii Vibro, materiał zbyt zagęszczony może powodować pewne utrudnienia podczas ich wykonawstwa. Dlatego w niektórych przypadkach grunt równomiernie uziarniony może okazać się odpowiedniejszy do budowy platformy. W przypadku układania platformy na bardzo słabonośnym gruncie spoistym uzyskanie jej wysokiego zagęszczenia może być niemożliwe.

W Tabeli 4.1 zestawiono porady na temat ogólnych warunków przydatności materiałów dostępnych na rynku budowlanym.

Tabela 4.1 Przydatność materiału na platformę roboczą

Materiał	Przydatność na materiał platformy roboczej
Żwir naturalny	Materiał o wysokiej jakości; lepszy różnoziarnisty
Pokruszona, mocna skała	Materiał o wysokiej jakości; lepszy różnoziarnisty
Odpady z kamieniołomów	Mogą być nierównomiernie uziarnione
Gruz betonowy	Doskonały kiedy dostępny jest czysty i odpowiednio uziarniony materiał; niesortowany gruz budowlany może zawierać nieodpowiednie materiały
Gruz z cegieł	Może ulegać nadmiernym uszkodzeniom (kruszenie, łamanie)
Żużel	Materiał o wysokiej wodoprzepuszczalności. Może powodować zanieczyszczenia wody przez wymywanie siarczanów w warunkach podwyższonej wilgotności lub zastoju wody
Gruz kopalniany	Materiał może mieć bardzo zmienne parametry. Często zawiera nadmierne ilości frakcji drobnych. Może być nieodpowiedni w stanie podwyższonej wilgotności ze względu na zbyt niski współczynnik filtracji
Popioły lotne	Lekki materiał o właściwościach samoutwardzalnych. Może zawierać znaczną ilość frakcji ilastej, przez co współczynnik filtracji może być zbyt niski w stanie podwyższonej wilgotności

Przy wykonywaniu obliczeń projektowych, należy poprawnie dobrać charakterystyczną wartość efektywnego kąta tarcia wewnętrznego ϕ' . Powinna być ona ostrożnym oszacowaniem rzeczywistej wytrzymałości w terenie. Materiał o wartości charakterystycznej efektywnego kąta tarcia wewnętrznego $\phi' < 35^\circ$ prawdopodobnie będzie nieodpowiedni do wykonania poprawnej technicznie i ekonomicznie (o ograniczonej miąższości) platformy.

4.1.4 Dobór wartości charakterystycznych efektywnego kąta tarcia wewnętrznego ϕ' , w przypadku gdy nie jest możliwe wykonanie badań laboratoryjnych materiału platformy

Najlepszym sposobem określenia wartości efektywnego kąta tarcia wewnętrznego ϕ' jest wykonanie odpowiednich badań laboratoryjnych. Poniżej (Tabela 4.2) przedstawiono typowe charakterystyczne wartości efektywnego kąta tarcia wewnętrznego ϕ' . Szacunkowy dobór wartości

kąta wymaga dużego doświadczenia inżynierskiego. Parametr ϕ' zależy również od wytrzymałości na ściskanie ziaren stosowanego materiału q_{c_par} (patrz Tabela 4.3).

Tabela 4.2 Typowe wartości charakterystyczne efektywnego kąta tarcia wewnętrznego ϕ' (BRE Report 470, 2004)

Wytrzymałość ziaren		Kąt tarcia wewnętrznego ϕ'	
Rodzaj	q_{c_par} (MPa)	Niskie zagęszczenie	Wysokie zagęszczenie
Słaba	< 25	Nieodpowiedni	Nieodpowiedni
Średnia	25 – 50	35°	40°
Wysoka	> 50	35°	45°

Tabela 4.3 Typowy zakres wytrzymałości na ściskanie ziaren dla różnych rodzajów materiałów (BRE Report 470, 2004)

Materiał	q_{c_par} (MPa)
Piaskowiec	25 – 50
Wapień	20 – 140
Łupek	100 – 200
Granit	100 – 250
Bazalt	150 – 300
Beton	20 – 40

4.1.5 Dobór wartości charakterystycznych efektywnego kąta tarcia wewnętrznego ϕ' , gdy możliwe jest wykonanie badań laboratoryjnych materiału platformy

Zaleca się wykonywanie badań w aparacie trójosiowego ściskania z odpływem wody. Warunki terenowe zbliżone są do warunków w płaskim stanie odkształcenia, w związku z tym przyjęcie parametrów wytrzymałościowych na podstawie wyników z aparatu trójosiowego ściskania jest odpowiednio zachowawcze (ostrożne). Należy badać próbki w pełni nasycone wodą, ze względu na to, że w przypadku wielu nasypowych gruntów ziarnistych istnieje niewielka różnica pomiędzy efektywnym kątem tarcia wewnętrznego ϕ' zmierzonym w przypadku suchych i w pełni nasyconych próbek. Prędkość odkształceń należy przyjąć w taki sposób, aby nie miała znacznego wpływu na wyniki. W zależności od wielkości największych ziaren powinno stosować się próbki o średnicy 38-100 mm. Przy typowym stosunku wysokości do średnicy próbki 2:1 wpływ warunków brzegowych zamocowania próbki ma niewielkie znaczenie. Alternatywnie można przeprowadzić badania bezpośredniego ścinania w wielkowymiarowym aparacie skrzynkowym (300 mm).

W badaniach należy przyjąć rzeczywistą wartość naprężenia. Bezpieczne oszacowanie kąta można otrzymać z badań trójosiowych z zadawanym ciśnieniem nie mniejszym niż 200 kPa lub podobnym naprężeniem normalnym w aparacie bezpośredniego ścinania.



Istotnym jest, aby badania przeprowadzać na próbkach rekonstruowanych przy odpowiednim stopniu zagęszczenia. Jeżeli w warunkach terenowych występuje niskie zagęszczenie, próbka laboratoryjna powinna zostać uformowana z luźnego materiału ziarnistego.

Przeprowadzenie badań w pełnym zakresie wielkości średnicy ziaren jest niemożliwe w przypadku wielu materiałów ziarnistych. Teoretycznie badanie można wykonać na materiale o zmniejszonej średnicy ziaren, jednak może okazać się, że materiał po przeskalowaniu zawiera nadmierną ilość frakcji drobnej. Najprostszym sposobem, na przeprowadzenie badania w przypadku materiału o średnicy ziaren umożliwiających jego zbadanie, jest usunięcie ziaren o zbyt dużych wymiarach. Należy tak dobrać badania laboratoryjne, aby możliwe było ich przeprowadzenie na materiale z pozostawionymi ziarnami o możliwie największej średnicy.

Przyjmując wartość charakterystyczną efektywnego kąta tarcia wewnętrznego ϕ' na podstawie wyników badań laboratoryjnych, należy uwzględnić poniższe zjawiska:

- Efekt wielkości średnicy ziaren, w przypadku gdy badania przeprowadzono na materiale o zmniejszonej średnicy,
- Efekt degradacji i zanieczyszczenia materiału platformy drobnymi frakcjami podczas jej projektowanego okresu użytkowania.

4.2 Wpływ zawartości frakcji drobnych na parametry platformy roboczej

Nośność platformy roboczej w dużej mierze zależy od stopnia zagęszczenia materiału użytego do jej powstania. Najlepszą zagęszczalność otrzymuje się używając materiału o współczynniku równomierności uziarnienia $c_u > 6$. Nie zawsze jednak taki materiał dostępny jest na placu budowy. W przypadku gruntów równoziarnistych należy stosować doziarnianie materiału, najczęściej przez dodanie grubszych frakcji. W związku ze zdarzającymi się niepoprawnymi praktykami dosypywania pyłów do gruntu zasypowego, zdecydowano się na przeprowadzenie badań laboratoryjnych mających na celu ustalenie zależności między parametrami wytrzymałościowymi gruntów zasypowych wykorzystywanych do budowy platform roboczych w zależności od zawartości frakcji pylastej.

4.2.1 Program badań

Aby ustalić wpływ zapylenia materiału platformy roboczej na jej parametry dokonano szeregu badań laboratoryjnych na materiale wyjściowym oraz na próbkach o skokowo wzrastającej zawartości frakcji pylastej. W programie badań uwzględniono próbki zawierające odpowiednio 1, 3, 5, 7, 9 oraz 11 % frakcji drobnych. Wykonano następujące badania: analizę składu granulometrycznego metodą sitową, oznaczenie gęstości właściwej szkieletu gruntowego, oznaczenie maksymalnej i minimalnej gęstości objętościowej, oznaczenie wilgotności optymalnej, oznaczenie kąta tarcia wewnętrznego i spójności w aparacie bezpośredniego ścinania.

4.2.2 Materiał do badań

Grunt niespoisty, wykorzystywany do badań, został dostarczony do laboratorium z placu budowy Trasy Sucharskiego w Gdańsku. Analiza sitowa wykazała zawartość 1% frakcji drobnych w materiale wyjściowym. W badanie gęstości właściwej szkieletu gruntowego uzyskano średnią wartość $\rho_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$. Do próbek dodawano pyłów przygotowanych w Laboratorium Geotechniki Politechniki Gdańskiej.

4.2.3 Badania uziarnienia gruntów

Badania uziarnienia gruntów przeprowadzono w laboratorium za pomocą analizy sitowej. Dla każdej próbki sporządzono wykres krzywej uziarnienia i obliczono wskaźnik równomierności uziarnienia C_U .

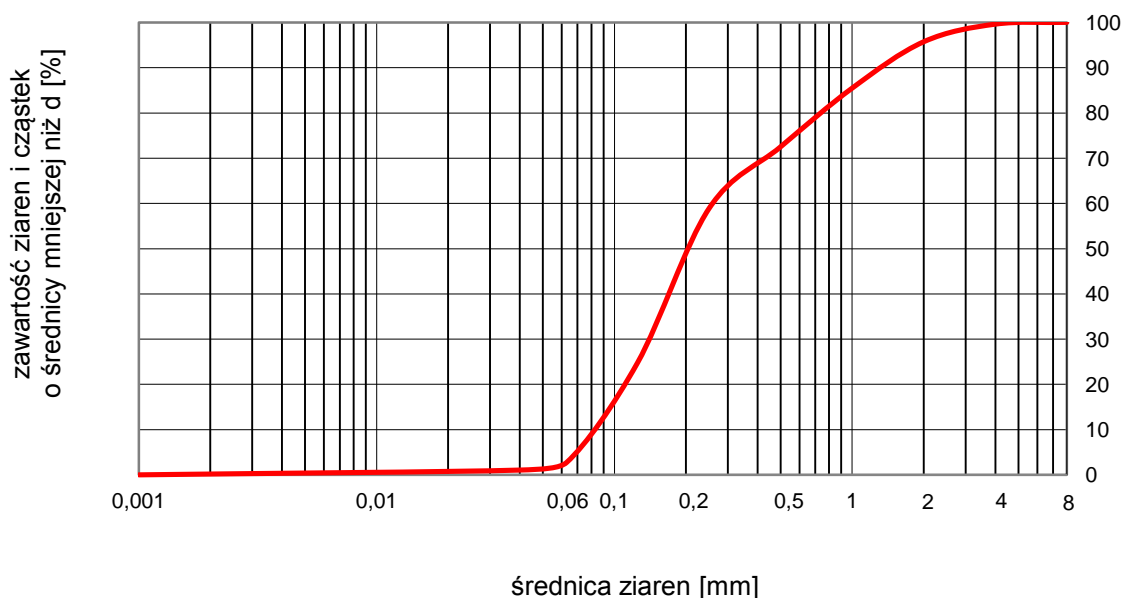
$$C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (4.1)$$

gdzie:

d_{60} – średnica ziaren stanowiących wraz z mniejszymi 60% masy gruntu [mm]

d_{10} – średnica ziaren stanowiących wraz z mniejszymi 10% masy gruntu [mm]

Dostarczony materiał wyjściowy cechuje się zawartością frakcji drobnych w gruncie 1%. Jest to drobny średni kwarcowy o zaokrąglonych ziarnach.



Rysunek 4.1 Wykres uziarnienia materiału wyjściowego

W Tabeli 4.4 zestawiono średnice ziaren d_{10} i d_{60} w poszczególnych próbkach. Zauważyć można, że wraz ze wzrostem zawartości frakcji drobnej średnica ziaren d_{10} maleje.

Tabela 4.4 Średnice ziaren d_{10} i d_{60} w poszczególnych próbkach

Zawartość frakcji drobnych	d_{10}	d_{60}	C_U
[%]	[mm]	[mm]	[-]
1	0,083	0,271	3,248
3	0,079	0,271	3,436
5	0,071	0,237	3,320
7	0,068	0,250	3,674
9	0,051	0,238	4,696
11	0,036	0,244	6,732

4.2.4 Oznaczenie wskaźników maksymalnej i minimalnej porowatości gruntu

W badaniach laboratoryjnych wyznaczono gęstości właściwe szkieletu gruntowego ρ_s oraz maksymalne i minimalne gęstości objętościowe szkieletu gruntowego ρ_{dmax} i ρ_{dmin} .

Wartości wskaźników porowatości maksymalnej e_{max} minimalnej e_{min} określono:

$$e_{max} = \frac{\rho_s - \rho_{dmin}}{\rho_{dmin}} \quad (4.2)$$

$$e_{min} = \frac{\rho_s - \rho_{dmax}}{\rho_{dmax}} \quad (4.3)$$

gdzie:

e_{max} - wskaźnik porowatości maksymalnej [-]

ρ_s - gęstość właściwa szkieletu gruntowego [g/m³]

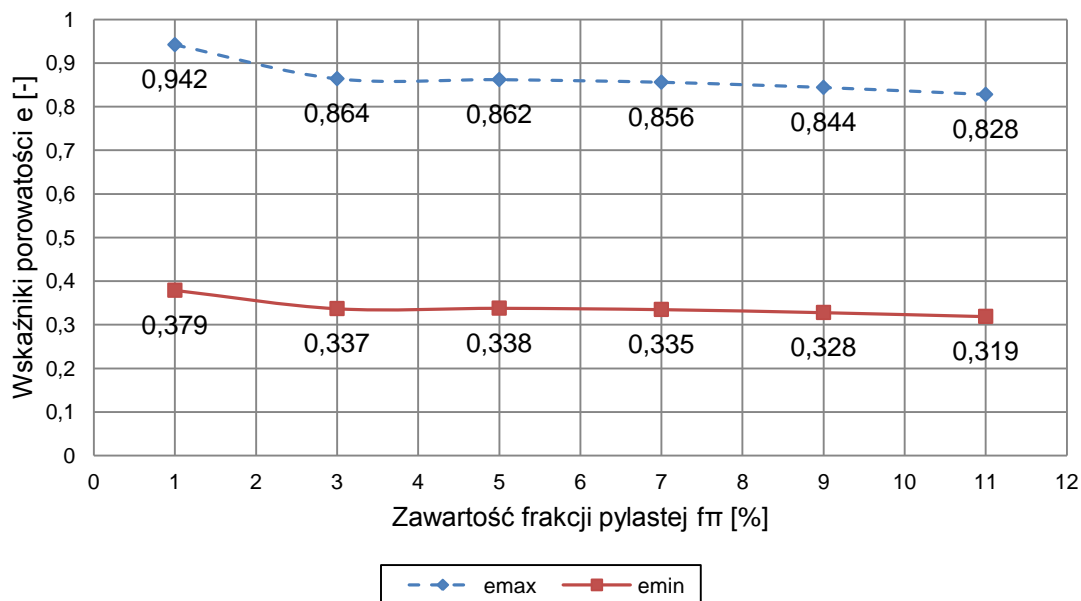
ρ_{dmin} - minimalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego [g/cm³]

e_{min} - wskaźnik porowatości minimalnej [-]

ρ_{dmax} - maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego [g/cm³]

Wartości wskaźników porowatości maksymalnej i minimalnej w zależności od zawartości frakcji pylastej w platformie roboczej przedstawiono na Rysunku 4.2. Zaobserwowano zmniejszenie się wskaźników porowatości zarówno maksymalnej jak i minimalnej wraz ze wzrostem zawartości frakcji drobnych w materiale platformy.





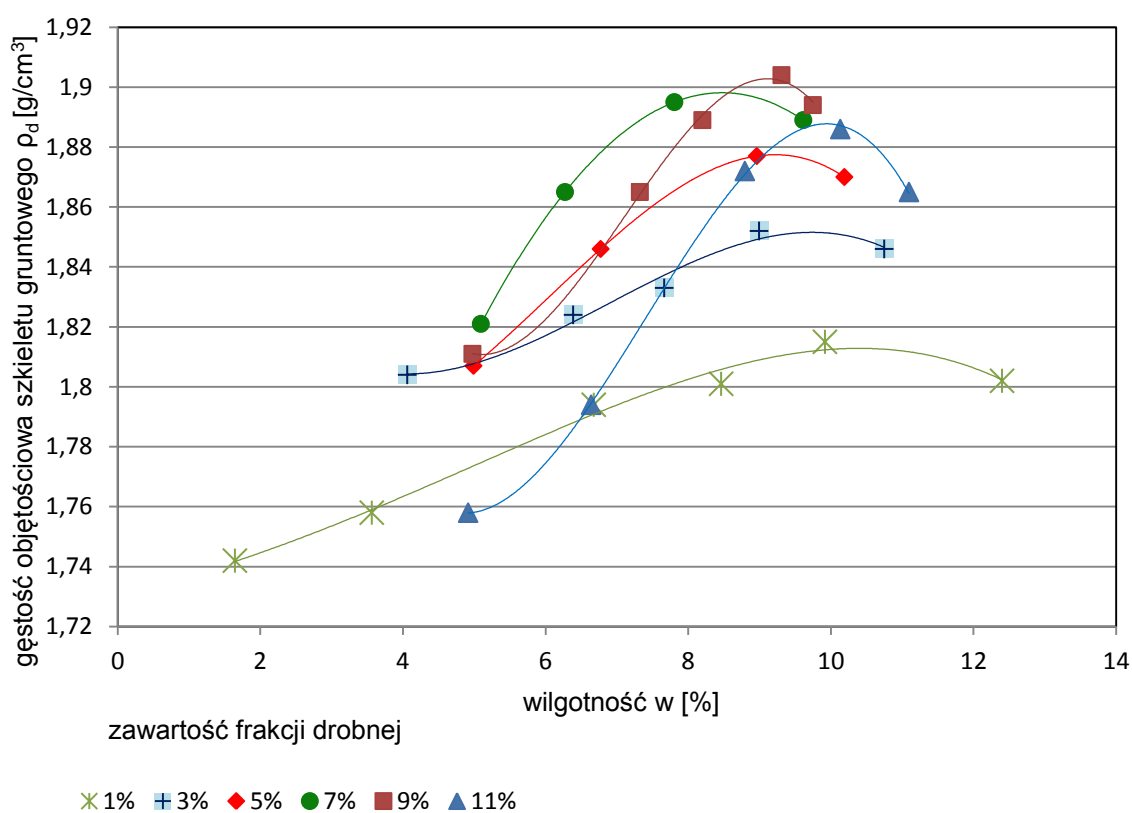
Rysunek 4.2 Wskaźniki porowatości maksymalnej i minimalnej

4.2.5 Oznaczenie wilgotności optymalnej

Wilgotność optymalną próbek określono w aparacie Proctora metodą I. Badanie wykonano zgodnie z procedurą opisaną w rozdziale 5.10.2 Eurokodu 7 EN 1997-2:2009. Próbkę umieszczoną w małym cylindrze zagęszczano w trzech warstwach ubijakiem lekkim, za każdym razem wykonując 25 uderzeń. Badanie próbek materiału wyjściowego wykonano trzykrotnie. Próbki materiałów o zwiększonej zawartości frakcji drobnej zostały przebadane dwukrotnie. Zestawienie otrzymanych wyników znajduje się w Tabeli 4.5. Przedstawiono tam wilgotność optymalną, maksymalną gęstość objętościową szkieletu gruntowego oraz wilgotności odpowiadające 50% i 80% wilgotności optymalnej. Zaobserwować można tendencję zmniejszania się wilgotności optymalnej i zwiększania się gęstości objętościowej szkieletu gruntowego wraz z wzrostem zawartości frakcji drobnej. Jednak po osiągnięciu pewnego stopnia zawartości frakcji drobnej (w badanym materiale 9%) wilgotność optymalna ulega zwiększeniu, a maksymalna gęstość objętościowa szkieletu maleje. Po przekroczeniu pewnej zawartości frakcji drobnej, materiał staje się trudno zagęszczalny.

Tabela 4.5 Wilgotność optymalna badanych materiałów

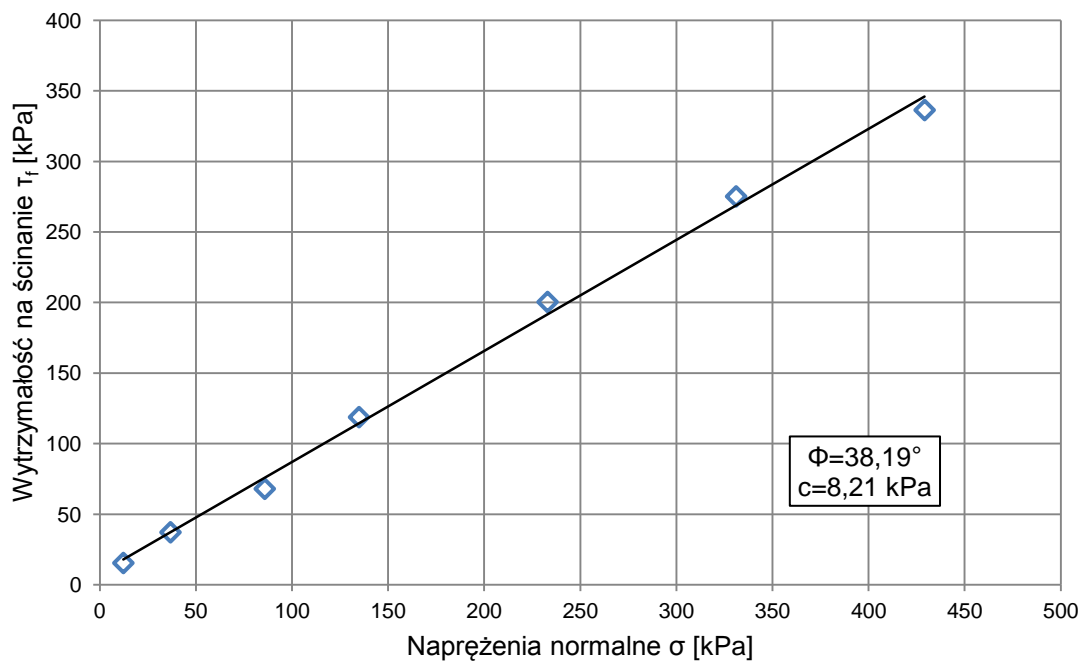
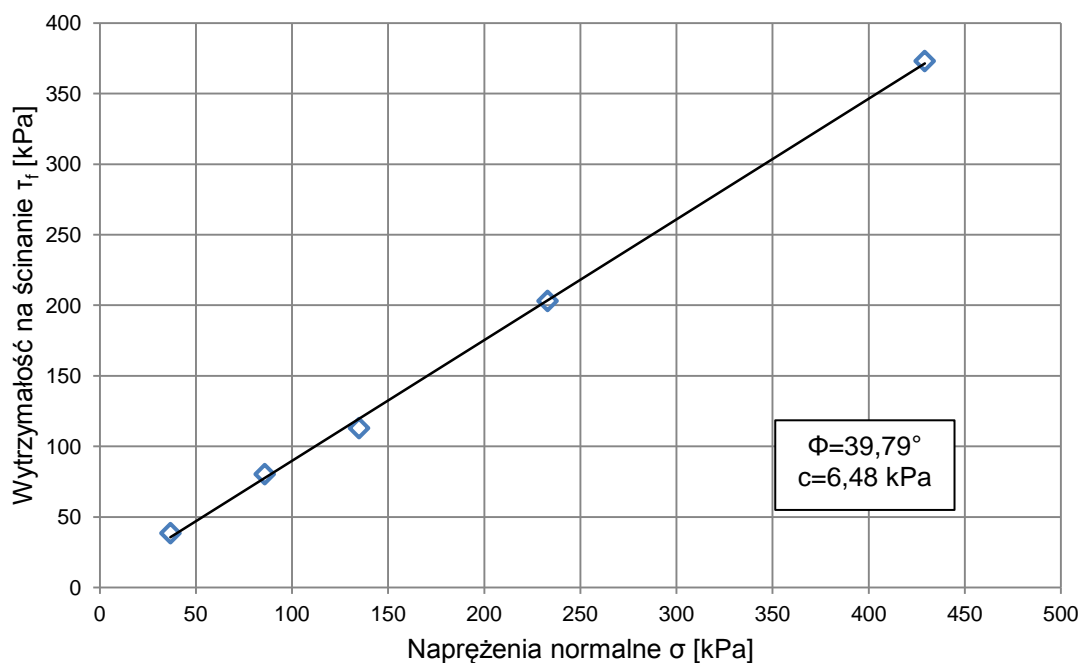
Zawartość frakcji drobnych	w_{opt}	w_{50}	w_{80}	ρ_{dmax}
[%]	[%]	[%]	[%]	[g/cm ³]
1	10	5	8	1,81
3	9,8	4,9	7,84	1,855
5	9,6	4,8	7,68	1,875
7	8,3	4,15	6,64	1,898
9	9,4	4,7	7,52	1,904
11	9,8	4,9	7,84	1,886



Rysunek 4.3 Badanie w aparacie Proctora materiału o różnej zawartości frakcji drobnej

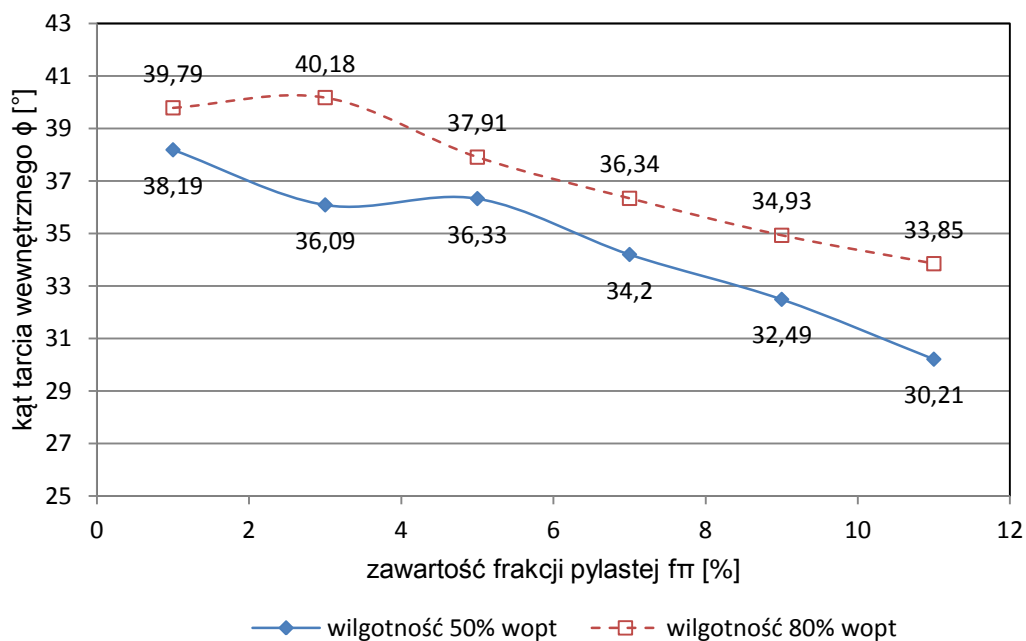
4.2.6 Oznaczenie kąta tarcia wewnętrznego i spójności

Badania w aparacie bezpośredniego ścinania przeprowadzono na próbkach o wilgotności równej 50% oraz 80% wilgotności optymalnej. Dla danej wilgotności gruntu wyniki uśredniono i przedstawiono na wykresach za pomocą prostej Coulomba. Wyniki dla materiału wyjściowego zestawiono na Rysunku 4.4 i 4.5. Wyniki badań materiału z dodatkiem frakcji drobnych zamieszczono w Aneksie nr 2.

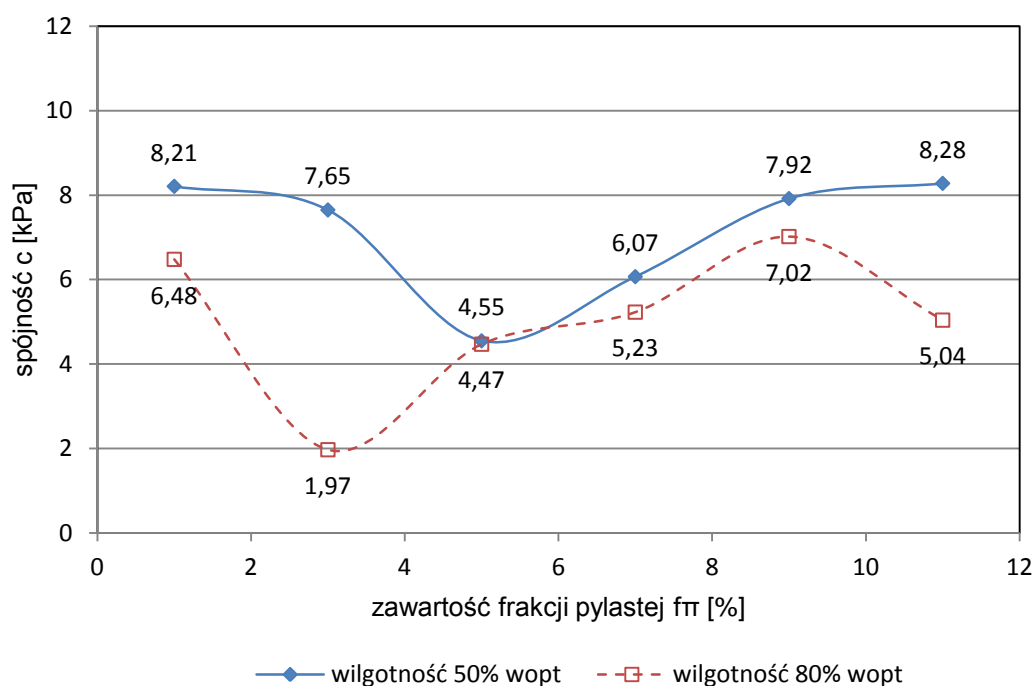
Rysunek 4.4 Badanie w aparacie bezpośredniego ścinania materiału wyjściowego przy wilgotności 50% w_{opt} Rysunek 4.5 Badanie w aparacie bezpośredniego ścinania materiału wyjściowego przy wilgotności 80% w_{opt}

4.2.7 Zestawienie parametrów wytrzymałościowych

Wartości kąta tarcia wewnętrznego oraz spójności gruntu w zależności od zawartości frakcji pylastej w materiale platformy roboczej przedstawiono na Rysunku 4.6 i 4.7.



Rysunek 4.6 Kąt tarcia wewnętrznego w zależności od zawartości frakcji pylastej w badanym materiale.



Rysunek 4.7 Spójność gruntu w zależności od zawartości frakcji pylastej w badanym materiale

Przy danej zawartości frakcji pylastej kąt tarcia wewnętrznego materiału zagęszczanego przy wilgotności równej $80\%w_{opt}$ jest większy niż przy $50\%w_{opt}$. Zaobserwowano, że wraz ze wzrostem zawartości cząstek drobnych w platformie maleje jej kąt tarcia wewnętrznego. W przypadku spójności nie zaobserwowano wyraźnej tendencji zmian tego parametru wraz z zawartością frakcji pylastej.

Zgodnie z BRE 470 (BRE Report 470, 2004) materiał platformy roboczej powinien charakteryzować się kątem tarcia wewnętrznego $\phi' > 35^\circ$. Zgodnie z 4.6 można zauważyć, że już przy 7% zawartości frakcji drobnych wartość wyznaczonego kąta tarcia wewnętrznego spada

poniżej wymaganej. Spójność jest z reguły wyższa w przypadku materiału zagęszczanego przy wilgotności równej 50% w_{opt} .

4.2.8 Podsumowanie

Na podstawie badań laboratoryjnych można zaobserwować, że doziarnianie platformy materiałem pylastym przyniosło zamierzony efekt w postaci zwiększenia wskaźnika równomierności uziarnienia. Jednak jego wymaganą wartość ($C_u > 6$) uzyskano dopiero, gdy zawartość frakcji drobnych wyniosła 11%. W związku z tym zmalały wartości wskaźników porowatości maksymalnej i minimalnej e_{max} i e_{min} , a kąt tarcia wewnętrzny ϕ' był znacznie mniejszy od wymaganego.

Analiza badań laboratoryjnych wykazała, że metoda doziarniania platformy roboczej frakcją pylastą jest mało efektywna i skutkuje znacznym pogorszeniem jej parametrów wytrzymałościowych. Prawidłowym podejściem byłoby doziarnienie platformy frakcją gruboziarnistą. W ten sposób uzyskanoby wymagany wskaźnik równomierności uziarnienia przy zachowaniu wysokich parametrów wytrzymałościowych.

4.3 Analiza wybranych przypadków platform roboczych - analizy własne

4.3.1 Obwodnica Południowa Gdańska

Budowa Południowej Obwodnicy Gdańska odbywała się na terenach Żuław Wiślanych o podłożu w różnym stopniu przewarstwionym namułami oraz piaskami drobnymi i średnimi. Na analizowanym odcinku wykonano wzmocnienie podłoża, poprzez wstępną konsolidację z użyciem drenów pionowych oraz wzmocnienie kolumnami CMC.

Według specyfikacji technicznej „Wzmocnienie podłoża słabonośnego nasypów drogowych na odcinku km 5+712 – km 17+860 drogi ekspresowej S7, w ramach budowy Południowej Obwodnicy miasta Gdańska” (Menard Polska, 2009) platformę roboczą stanowi warstwa zagęszczonego gruntu niespoistego, do wykonania której użyto gruntu naturalnego tj. – żwiru (Gr) lub pospółki (grSa) lub piasku (CSa, MSa lub FSa) zgodnie z PN-B-02480:1986 spełniająca następujące wymagania:

- wodoprzepuszczalność $k > 5,2 \text{ m/d}$;
- zawartość części pylastych $< 0,075 \text{ mm}$ poniżej 8%;
- wskaźnik różnoziarnistości $U > 3$;
- moduł odkształcenia materiału platformy roboczej z próbnego obciążenia płytą $Ev_2 > 30 \text{ MPa}$;
- platforma robocza powinna umożliwiać pracę sprzętu w każdych warunkach pogodowych;
- platforma robocza stanowić będzie integralną część nasypu drogowego;
- powierzchnia platformy roboczej powinna znajdować się 0,5m powyżej poziomu wody gruntowej i być odwadniana w każdych warunkach pogodowych.

Na budowie obwodnicy wykonano poletko próbne, na którym wbudowano pewną ilość drenów pionowych. Poletko miało umożliwić sprawdzenie stabilności maszyny na wykonanej platformie roboczej na podstawie oceny wizualnej w trakcie jazdy i pracy.



Rysunek 4.8 Plan sytuacyjny Południowej Obwodnicy Gdańska na mapie topograficznej

Platformy robocze wykonywane na budowie Południowej Obwodnicy Gdańska spełniły swoje zadanie za wyjątkiem miejsca, w którym podczas przejazdu 120 tonowy Liebherr zaczął niebezpiecznie się przechylać. Przyczyną było niewłaściwe rozpoznanie podłoża i instalacji. Pod poziomem terenu znajdował się nieoznaczony przepust wodny, który pod naciskiem sprzętu załamał się i spowodował znaczne osiadanie powierzchni platformy.

4.3.2 Trasa Sucharskiego

Na terenie odcinka Trasy Sucharskiego na dojeździe do obiektu WD1 – droga DS3 w km 0+000 do 0+170 i w km 0+355 do 0+493 oraz km 5+442 do 5+517) panowały niekorzystne warunki gruntowe. Jako wzmocnienie wybrano metodę drenów pionowych i nasypu przeciążającego oraz kolumny kombinowane Menarda.

Wykonanie kolumn kombinowanych Menarda wymagało uformowania warstwy platformy roboczej o niezbędnej miąższości. Platforma robocza była odpowiednio odwadniana w każdych warunkach pogodowych i wyniesiona co najmniej 50 cm nad poziom wody gruntowej. Platforma była tak skonstruowana, aby w każdych warunkach pogodowych zapewnić ciągłą i bezpieczną pracę ciężkiego sprzętu, w tym maszyn gaśnicowych o masie do 100 ton w przypadku drenów pionowych i do 80 ton dla kolumn kombinowanych Menarda. Miąższość platformy roboczej wynikała z warunków gruntowo-wodnych i została określona bezpośrednio przed przystąpieniem do robót przez kierownika robót. Materiał platformy roboczej został zagęszczony powierzchniowo w celu uzyskania modułu odkształcenia $E_{v2} > 30 \text{ MPa}$ w przypadku drenów pionowych i $E_{v2} > 25 \text{ MPa}$ dla kolumn kombinowanych Menarda. Odwodnienie powierzchniowe platformy roboczej zapewniono poprzez odprowadzenie wód do systemu melioracyjnego, utrzymując odpowiednią drożność rowów.

4.3.3 Budowa mostu przez rzekę Wisłę koło Kwidzyna wraz z dojazdami w ciągu drogi krajowej nr 90

Droga krajowa Nr 90 zapewnia dojazd do przeprawy mostowej, po wschodniej stronie Wisły i prowadzi do miejscowości Baldram, leżącej przy drodze krajowej nr 55. Podłoże gruntowe wzmocniono metodą mikrowybuchów. Wykonano platformę roboczą z gruntów niespoistych o miąższości do 2 m. Stanowi ona wzmocnienie podłoża umożliwiające poruszanie się ciężkim sprzętem do prowadzenia robót ziemnych oraz jest jednocześnie "zasobnikiem" do tworzenia "kolumn" w słabonośnych gruntach organicznych w trakcie prac strzałowych. W trakcie detonacji we wzmocnianym podłożu następuje dynamiczna konsolidacja gruntów słabych oraz formuje się kolumna z gruntu mineralnego.

Po wykonaniu wszystkich kolumn platformę roboczą wyrównano do rzędnej posadowienia nasypu drogowego pomniejszonej o grubość materaca i zagęszczono powierzchniowo. Przyjęto grubość warstwy materaca 50 cm, zbudowanej z pospółki ułożonej w dwóch warstwach: dolnej o grubości 20 cm i górnej o grubości 30 cm. Na spodzie materaca ułożono geowłókninę, a pomiędzy warstwami oraz nad nią ułożono dwie warstwy geosiatki o wytrzymałości na rozciąganie wzdłużnej około 70 kN/m i rozciąganie poprzeczne około 60 kN/m.

Od początku trwania robót występował problem niewłaściwej jakości wbudowanych gruntów. Problemem był zbyt niski współczynnik równomierności uziarnienia $U = 1,6 - 2,4$ (wymóg $U \geq 3$). Mimo uwag Nadzoru (ZBM Inwestor Zastępczy Sp. z o.o., 2011) wykonawca wbudował ten materiał, co doprowadziło do decyzji o wstrzymaniu robót, którą jednak po zapewnieniach wykonawcy poprawy jakości materiałów po kilku dniach odwieszono. Wykonawca wbudował kruszywa z kilku źródeł (Nowa Wieś, refulat, Dzierzgoń), co po wymieszaniu znacznie polepszyło parametry platformy roboczej.

Na początku grudnia 2010 r. wykonawca zgłosił piasek ze żwirowni Nowa Wieś jako materiał nasypowy do wbudowania w platformę roboczą. Nadzór odrzucił jednak ten materiał ze względu na niespełnienie wymogów specyfikacji, gdyż współczynnik równomierności uziarnienia był mniejszy od deklarowanego ($U \geq 3$). Ponadto nadzór zalecił przeprowadzenie przez specjalistyczną



jednostkę analizy wpływu pogorszenia parametrów materiału na osiadania w czasie (maksymalne osiadanie 10 cm). W późniejszym czasie wykonawca mieszał materiał z materiałem pochodzącym z innych żwirowni, którego ilość okazała się niewystarczająca do zakończenia budowy. W związku z tym wykonawca wymieszał materiał równoziarnisty z posiadanym piaskiem z Nowej Wsi jednocześnie deklarując jego doziarnienie. Nie uzyskał jednak poprawy parametrów geotechnicznych.

Badania przeprowadzone w Laboratorium Geotechnicznym Katedry wykazały (patrz rozdział 4.2), że wraz z wzrostem zawartości cząstek pylastych parametry gruntu zmieniają się w następujący sposób:

- współczynnik różnoziarnistości (C_u) wzrasta;
- gęstość właściwa szkieletu gruntowego (ρ_s) wzrasta;
- wskaźniki porowatości maksymalnej (e_{max}) i minimalnej (e_{min}) maleją;
- wilgotność optymalna maleje (w_{opt}), a gęstość objętościowa wzrasta (ρ_d);
- kąt tarcia wewnętrznego (ϕ') maleje.

Najbardziej niepokoi fakt zmniejszenia się wartości kąta tarcia wewnętrznego, ponieważ jest on głównym parametrem wytrzymałościowym gruntu nasypowego odpowiedzialnym za nośność konstrukcji. Ma to istotne znaczenie szczególnie w przypadku, kiedy materiał ten służy do formowania kolumn wzmacniających podłoże gruntowe (mikrowybuchy). W żadnym wypadku nie należy dopuszczać do wbudowywania materiału o zbyt niskich parametrach.

4.3.4 Wzmocnienia podłoża pod zbiornikami na olej napędowy, zlokalizowanymi na terenie rafinerii Grupy Lotos SA w Gdańsku

Platformę roboczą wykonano w ramach wzmocnienia podłoża pod stalowymi zbiornikami na olej napędowy o pojemności nominalnej 32000 m³, zlokalizowanymi na terenie rafinerii Grupy Lotos SA w Gdańsku. Platforma robocza miała pełnić rolę zarówno konstrukcji tymczasowej jak i trwałej – wbudowanej w konstrukcję docelową podłoża pod zbiornikiem (Bolt i inni, 2011).

W celu uzyskania nośności podłoża wymaganej do przeniesienia obciążeń od zbiorników wykonano wzmocnienie podłoża metodą podatnych kolumn żwirowych KSS oraz skonstruowano podbudowę zbiornika w postaci materaca gruntowo – geosyntetycznego. Prace wykonywano w następującej kolejności:

- wykonanie wykopu pod platformę roboczą;
- wymiana gruntu – w miejscach przypowierzchniowego występowania gruntów organicznych;
- wykonanie platformy roboczej;
- uzdatnienie podłoża – wykonanie kolumn żwirowych KSS;
- wykonanie warstw podbudowy pod dnem zbiornika i fundamentem obwodowym;
- wykonanie fundamentu obwodowego pod płaszcze zbiornika wraz z elementami odwodnienia;
- wykonanie materaca żwirowo-geosyntetycznego pod dnem zbiornika wraz z przekryciem.

STRONA CELOWO POZOSTAWIONA PUSTA

Rozdział 5

ANALIZY NUMERYCZNE

5.1 Wstęp

Stan graniczny jako pojęcie umowne, określa pewien stan naprężenia i obciążenia w danym ośrodku, przy którym dochodzi do nieograniczonego plastycznego płynięcia lub niekontrolowanego zniszczenia. Hipotetyczna funkcja opisująca warunek stanu granicznego w przestrzeni naprężeń, na mocy postulatów Druckera, musi przedstawiać pewną powierzchnię wypukłą. W przypadku ośrodków gruntowych najczęściej stosowanym kryterium spełniającym powyższe warunki jest warunek Coulomba. Wszystkie stany naprężenia mieszczące się wewnątrz powierzchni stanu granicznego są dopuszczalne i nie powodują zniszczenia ośrodka gruntowego; jedynie naprężenia równe naprężeniom granicznym zgodnie z teorią plastyczności są przyczyną wystąpienia nieograniczonych deformacji plastycznych, czyli zniszczenia ośrodka gruntowego. Przyjęcie w stanie granicznym modelu ciała idealnie plastycznego oraz stowarzyszonego prawa płynięcia, które można traktować jako prawo fizyczne materiału, umożliwia wyprowadzenie dwóch twierdzeń teorii nośności granicznej. Pierwsze twierdzenie (statyczne) mówi, iż poszukiwaną wielkość oszacujemy od dołu, jeśli do analizy przyjmiemy statycznie dopuszczalne pole naprężeń; czyli analizowany stan naprężeń będzie pochodził z obszaru bezpiecznego, znajdującego się wewnątrz powierzchni granicznej w przestrzeni naprężeń. Drugie twierdzenie (kinematyczne) pozwala nam poszukiwać oszacowania górnego poszukiwanej wielkości za pomocą przyjętego pola prędkości (Florkiewicz, 1989). Pole to musi spełniać warunki brzegowe zadania oraz być kinematycznie dopuszczalne (Michałowski i inni, 1995). Ponadto konieczne jest zapewnienie dodatniej wartości mocy obciążeń zewnętrznych na obciążonym brzegu oraz zerowej mocy reakcji na nieruchomym obszarze utwierdzenia. Kinematyczna analiza stateczności jest grupą metod oszacowujących z góry rozwiązanie ściśle postawionego problemu na mocy jednego z twierdzeń stanu granicznego (Bagińska i inni, 2008). Kiedy oszacowanie górne (kinematyczne) oraz dolne (statyczne) dostarcza



identyczne rozwiązanie, można mówić o rozwiązaniu ścisłym (zupełnym) poszukiwanej wielkości (Izbicki, 1983).

Rozwiązanie kinematycznie dopuszczalnego zagadnienia nośności podłoża uwarstwowego poszukiwano wykorzystując program LimitStateGEO. Oprogramowanie stosować można do modelowania problemów w płaskim stanie odkształcenia w dowolnej, zadanej przez użytkownika geometrii.

Stan graniczny nośności (SGN) podłoża pod fundamentem wyznacza się na podstawie techniki Discontinuity Layout Optimization (DLO, Optymalizacja Układu Nieciągłego). Program umożliwia współpracę z aktualnymi normami projektowymi takimi jak Eurokod 7 poprzez stosowanie swobodnego wyboru współczynników częściowych i opcji rozwiązywania wielokrotnych scenariuszy (LimitState Ltd, 2014). DLO wykorzystuje techniki optymalizacji matematycznych do identyfikacji krytycznych powierzchni nieciągłości układu. Są to linie poślizgu pomiędzy poruszającymi się, sztywnymi blokami materiału tworzącymi mechanizm zniszczenia. Wyznacza się górną granicę obciążenia zgodnie z teorią plastyczności. Wykorzystane w LimitStateGEO procedury powielają i automatyzują tradycyjne ręczne metody obliczania stanu granicznego nośności, stosowane od wielu lat przez inżynierów geotechników.

5.2 Metodyka prowadzonych analiz i przeprowadzone obliczenia

W analizie nośności platform roboczych założono dwie metody obliczeniowe dotyczące wyznaczenia zapasu bezpieczeństwa: podejście A (współczynnik ze względu na oddziaływanie) i podejście B (współczynnik ze względu na wytrzymałość podłoża). W przypadku użycia podejścia A, analizowane jest zniszczenie wynikające z nacisku gąsienicy zadawanego na platformę roboczą, a uzyskany współczynnik ukazuje zapas bezpieczeństwa obrazujący ilokrotnie należałoby zwiększyć nacisk, aby nastąpiło zniszczenie. Przy zastosowaniu podejścia B, przez współczynnik dzielone są parametry geotechniczne $tg\phi'$, c' oraz c_u aż do wystąpienia zniszczenia podłoża. W ten sposób uzyskuje się zapas bezpieczeństwa w stosunku do parametrów gruntu użytego do konstrukcji platformy roboczej.

Możliwe jest użycie różnych kombinacji współczynników częściowych do parametrów geotechnicznych oraz oddziaływań. W niniejszej pracy zdecydowano się na użycie trzech podejść obliczeniowych.

W pierwszym podejściu wszystkie współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych i oddziaływań równe są jedności. Podejście to obrazuje podejście tradycyjne z wynikami w postaci współczynników bezpieczeństwa. Druga metoda wykorzystuje zestaw współczynników częściowych zgodnych z Eurokodem 7 przy użyciu podejścia projektowego 1b (DA 1b), a trzecia zgodnie z podejściem 2b* (DA 2b*). W podejściach tych uzyskanymi wynikami są współczynniki częściowe do nośności, które odpowiadają współczynnikom bezpieczeństwa z podejścia tradycyjnego. Współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych oraz do oddziaływań przedstawiono w Tabelach 5.1 i 5.2.



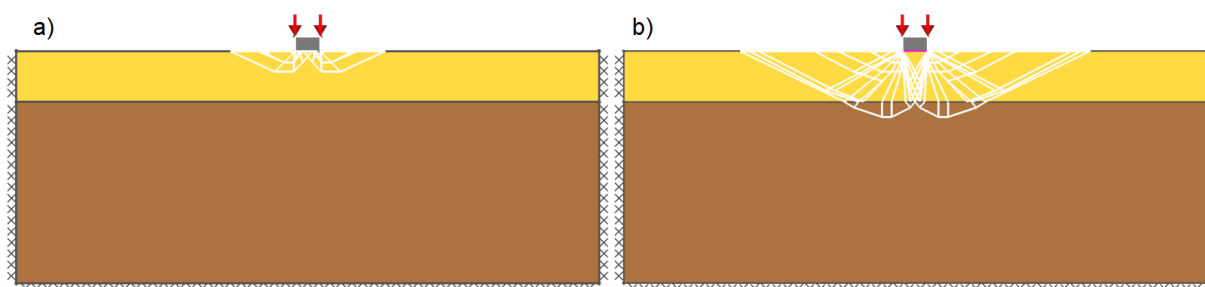
Tabela 5.1 Wartości współczynników częściowych do parametrów geotechnicznych używanych w analizie

Podejście	Wartość współczynnika częściowego		
	$\gamma_{\phi'}$	$\gamma_{c'}$	γ_{c_u}
współczynniki częściowe dla parametrów podłoża równe jeden	1	1	1
DA 1b	1,25	1,25	1,4
DA 2b*	1	1	1

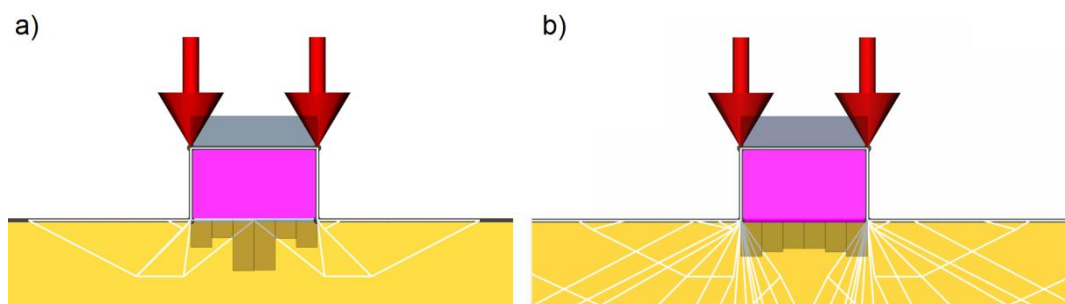
Tabela 5.2 Wartości współczynników częściowych do oddziaływań używane w analizie

Oddziaływanie		Symbol	współczynniki częściowe dla parametrów podłoża równe jeden	DA 1b	DA 2b*
Stałe	Niekorzystne	γ_G	1,0	1,0	1,35
	Korzystne		1,0	1,0	1,0
Zmienne	Niekorzystne	γ_Q	1,0	1,3	1,5
	Korzystne		1,0	0	0

W obliczeniach przyjęto stałe niekorzystne współczynniki częściowe do oddziaływań. Geometria analizowanego przypadku przedstawiona została na Rysunku 5.3. Analizy przeprowadzono dla urządzenia Liebherr LBR 155 przekazującego na gąsienice obciążenie zastępcze równomiernie rozłożone o wartości $q = 77kPa$. Szerokość gąsienicy $B = 0,7m$ jest stała we wszystkich analizowanych przypadkach. Obliczenia przeprowadzono dla różnych miąższości platformy roboczej h . Założono, że platforma robocza pracuje w warunkach z odplywem, natomiast w słabonośnym podłożu uwzględniono warunki bez odplywu. Do symulacji pracy obydwu warstw użyto modelu Mohra-Coulomba. Powierzchnia kontaktu pomiędzy gąsienicą i platformą roboczą opisana jest poprzez element o zerowej grubości. Założono współczynnik tarcia między podstawą fundamentu a gruntem odpowiadający wartości 50% kąta tarcia wewnętrznego materiału platformy roboczej. Takie rozwiązanie skutkuje wyrównaniem naprężeń pod fundamentem. W celu porównania pracy platformy roboczej z założeniem szorstkości w powierzchni kontaktu i jej braku zdecydowano się na porównanie prostego przypadku obliczeniowego. Mechanizm zniszczenia w przypadku braku tarcia w podstawie to ogólna utrata nośności w materiale platformy roboczej, natomiast przy zastosowaniu współczynnika tarcia odpowiadającego wartości 50% kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej widać wyraźny mechanizm ścięcia przy przebiciu (Rysunek 5.1). Przy porównywaniu naprężeń zaobserwować można wyraźne różnice w przypadku braku tarcia w podstawie oraz przy zastosowaniu współczynnika tarcia (Rysunek 5.2). W pierwszym przypadku największe naprężenia skupione są w środku podstawy, natomiast w drugim przypadku naprężenia są dobrze wyrównane. Ponadto zaobserwowano wyraźne różnice w uzyskanej przy danym podejściu nośności. W przypadku braku tarcia nośność w zależności od miąższości oraz parametrów zastosowanego materiału platformy roboczej była przynajmniej dwukrotnie niższa.



Rysunek 5.1 Schematy zniszczenia a) brak tarcia w podstawie b) współczynnik tarcia odpowiadający wartości 50% kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej

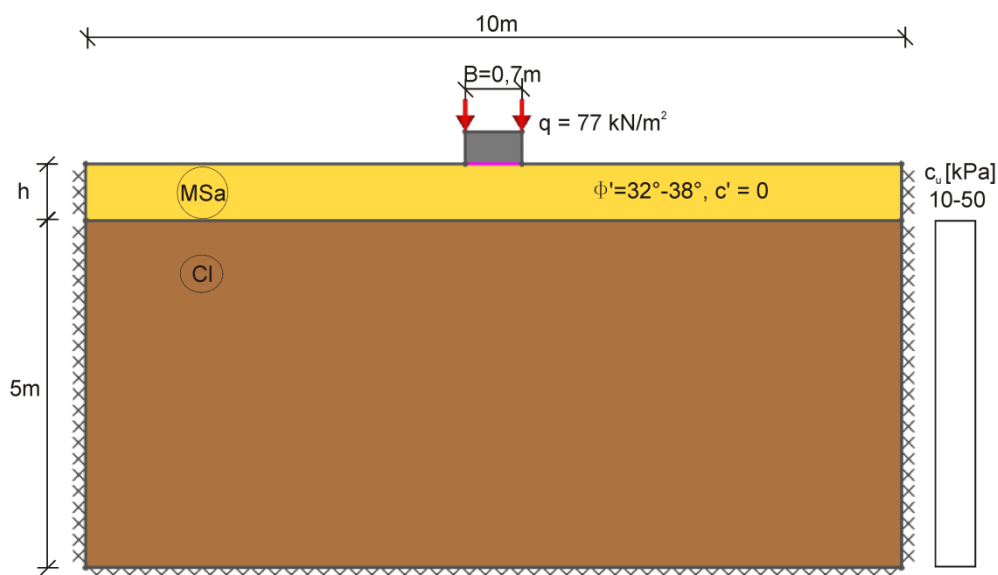


Rysunek 5.2 Napężenie pod fundamentem a) brak tarcia w podstawie b) współczynnik tarcia odpowiadający wartości 50% kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej

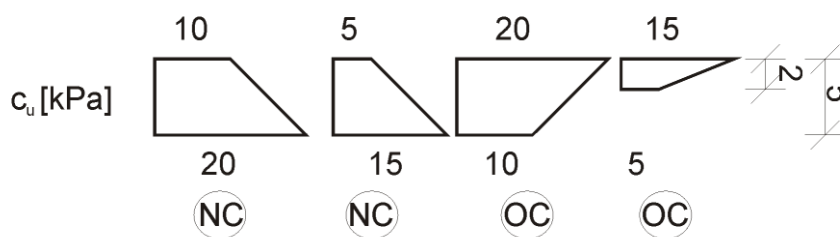
Rozpatrzono dwa przypadki:

- podłoże słabonośne o wartości $c_u = 10 - 50 \text{ kPa}$ stałej w obrębie warstwy;
- podłoże bardzo słabonośne o liniowo zmiennej wartości wytrzymałości na ścinanie bez odpływu z głębokością.

Rozważano trzy różne kąty tarcia wewnętrznego materiału platformy roboczej tj. $\phi' = 32^\circ$, $\phi' = 35^\circ$ oraz $\phi' = 38^\circ$.



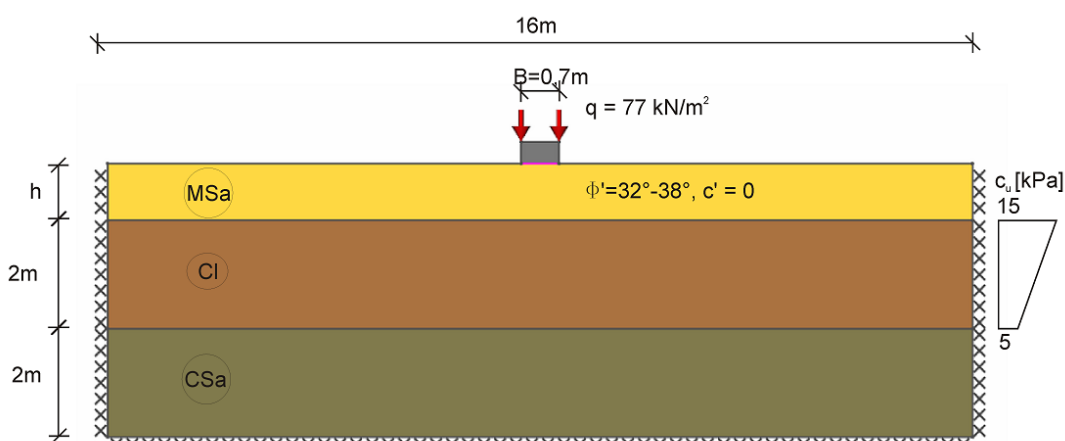
Rysunek 5.3 Geometria analizowanego przypadku – podłoże o stałej wartości c_u z głębokością

Rysunek 5.4 Schematy rozkładu liniowo zmiennego c_u z głębokością

W przypadku podłoża bardzo słabonośnego rozważano liniowo zmienne schematy rozkładu wytrzymałości na ścinanie bez odpływu:

- podłoże o wytrzymałości na ścinanie bez odpływu, wynoszącej w górnej strefie 10 kPa i wzrastającej wraz z głębokością o 2 kPa/m (miąższość 5m),
- podłoże o wytrzymałości na ścinanie bez odpływu, wynoszącej w górnej strefie 5 kPa i wzrastającej wraz z głębokością o 2 kPa/m (miąższość 5m),
- podłoże o wytrzymałości na ścinanie bez odpływu, wynoszącej w górnej strefie 20 kPa i malejącej wraz z głębokością o 2 kPa/m (miąższość 5m),
- podłoże o wytrzymałości na ścinanie bez odpływu, wynoszącej w górnej strefie 15 kPa i malejącej wraz z głębokością o 5 kPa/m (miąższość 2m).

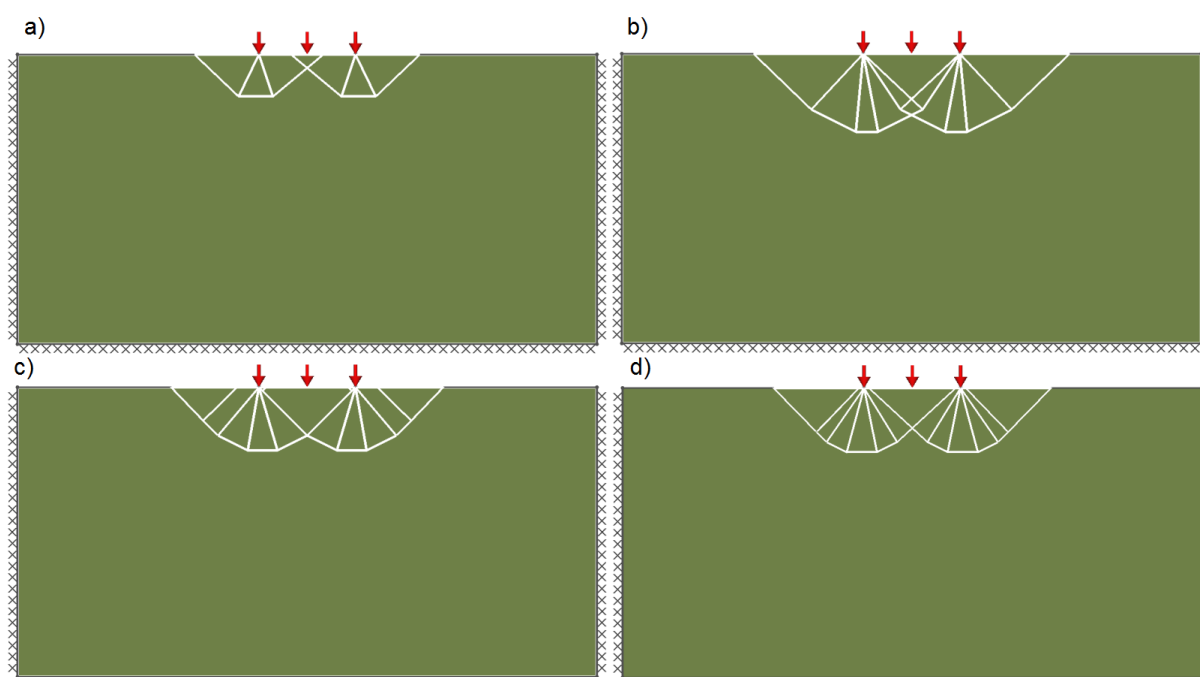
W ostatnim z przypadków przy względnej miąższości $\left(\frac{h}{b}\right) \geq 1,5$ konieczne było zastosowanie warstwy piasku poniżej warstwy podłoża bardzo słabonośnego (Rysunek 5.5), ponieważ uzyskane powierzchnie zniszczenia dochodziły do brzegów obszaru. Wzrost wytrzymałości na ścinanie bez odpływu wraz z głębokością jest charakterystyczny dla gruntów normalnie skonsolidowanych, natomiast spadek c_u dotyczy gruntów prekonsolidowanych.

Rysunek 5.5 Geometria analizowanego przypadku – podłoże o wartości $c_u = 15\text{kPa} - 5\text{kPa/m} \cdot z$, $\frac{h}{B} \geq 1,5$

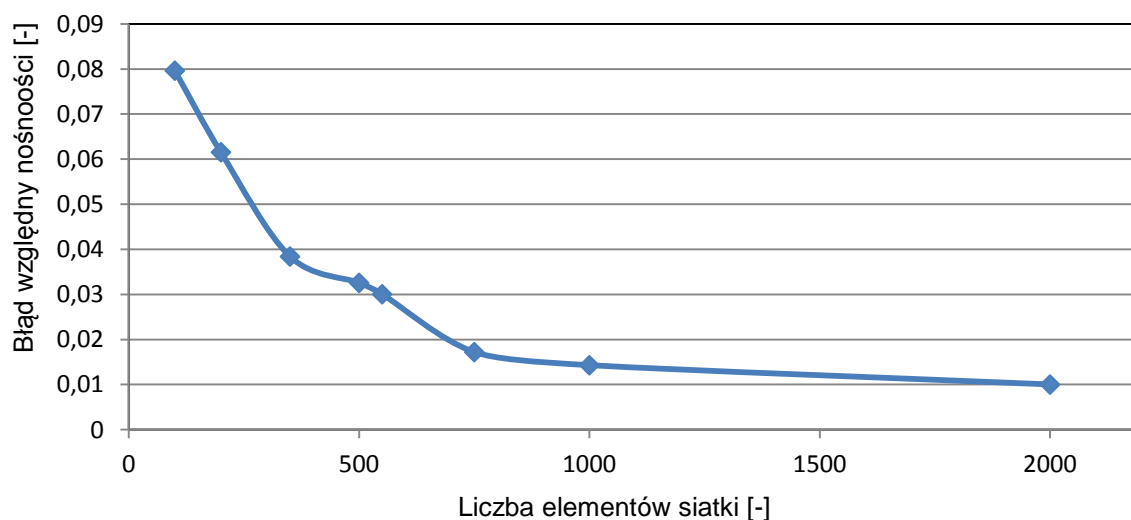
W programie Limit State GEO można stosować zaproponowane zagęszczenia siatek o stałej liczbie elementów, na które dzielony jest analizowany przypadek oraz zagęszczenie dobierane ręcznie, w którym liczbę elementów do podziału wpisuje użytkownik. W celu sprawdzenia dokładności obliczeń porównano wyniki uzyskane przy użyciu programu Limit State GEO z rozwiązaniem analitycznym Flamanta, gdzie nośność wyliczona została ze wzoru:

$$p = (2 + \pi)c_u \quad (5.1)$$

Wyniki uzyskane przy siatce o zagęszczeniu małym (250 elementów) i średnim (500 elementów), w porównaniu z obliczeniami analitycznymi, są zawyżone (Rysunek 5.7). W bieżącej analizie autorka wybrała drobne zagęszczenie siatki, tj. podział obszaru na 1000 elementów. Obliczenia mechanizmu zniszczenia bezpośredniego fundamentu pasmowego posadowionego na warstwie gliny wykazały, że przy drobnym zagęszczeniu siatki błąd względny rozwiązania wynosi około 1,5%. Również mechanizm zniszczenia uzyskany przy takim zagęszczeniu można uznać za wiarygodny. Dalsze zwiększanie zagęszczenia siatki nie skutkuje znaczącymi zmianami w przebiegu powierzchni poślizgu (Rysunek 5.6) i nie redukuje błędu względnego rozwiązania.



Rysunek 5.6 Kształty mechanizmu zniszczenia w glinie uzyskane przy użyciu siatki a) grubej b) średniej c) drobnej d) bardzo drobnej



Rysunek 5.7 Błąd względny nośności podłoża obliczonej metodą analityczną i przy użyciu programu LimitState GEO przy różnym zagęszczeniu siatki

5.3 Wyniki obliczeń

5.3.1 Podejście A

5.3.1.1 Przypadek podłoża słabonośnego o stałej wartości c_u z głębokością

Mechanizm zniszczenia w podejściu A (współczynnik ze względu na oddziaływanie), z uwzględnieniem współczynników częściowych równych 1, analizowano dla różnych miąższości platform roboczych i wytrzymałości na ścinanie bez odpływu materiału podłoża słabonośnego oraz różnych efektywnych kątów tarcia wewnętrznego materiału platformy. W Tabelach 5.3, 5.4 i 5.5 zestawiono uzyskane wartości współczynników częściowych A dla efektywnego kąta tarcia wewnętrznego materiału platformy odpowiednio 32° , 35° i 38° . W tabeli szarym kolorem zaznaczono przypadki niespełnienia warunku nośności. Zastosowano tu tradycyjne kryterium współczynnika bezpieczeństwa równego 2 dla fundamentu bezpośredniego na podłożu spoistym bez uwzględnienia przyrostu wytrzymałości na ścinanie podłoża wskutek konsolidacji (współczynniki częściowe dla podłoża równe 1). W podejściu DA 1b i DA 2b* założono minimalny współczynnik częściowy równy odpowiednio 1 i 1,35. W przypadku kąta tarcia wewnętrznego 32° i $c_u = 20 \text{ kPa}$ nośność platformy jest spełniona (Tabela 5.3) gdy $\left(\frac{h}{b}\right) = 1,25$. Przy $c_u = 30 \text{ kPa}$ nośność platformy jest spełniona, gdy $\left(\frac{h}{b}\right) = 0,4$. Gdy $c_u = 50 \text{ kPa}$ nośność platformy jest zachowana niezależnie od jej miąższości (Tabela 5.3). Można zauważyć, że niezależnie od stosowanego podejścia obliczeniowego uzyskuje się generalnie zbliżone wartości wymaganej miąższości platformy (Tabela 5.3 i 5.4). Analizując wpływ kąta tarcia wewnętrznego na nośność platformy przy $c_u = 20 \text{ kPa}$ i współczynnikach częściowych równych 1, można stwierdzić, że nośność platformy jest zapewniona przy $\left(\frac{h}{b}\right) = 1,25$ dla $\phi' = 32^\circ$, $\left(\frac{h}{b}\right) = 1$ dla $\phi' = 35^\circ$, $\left(\frac{h}{b}\right) = 1$ dla $\phi' = 38^\circ$.

Tabela 5.3 Współczynniki częściowy wg podejścia A w przypadku efektywnego kąta tarcia wewnętrznego $\phi' = 32^\circ$

h	h/B	Współczynnik częściowy A								
		Współczynniki = 1			Eurokod 7 DA 1b			Eurokod 7 DA 2b*		
		c_u			c_u			c_u		
[m]	[-]	20 kPa	30 kPa	50 kPa	20 kPa	30 kPa	50 kPa	20 kPa	30 kPa	50 kPa
0,175	0,25	1,353	1,785	2,403	0,6979	0,9083	1,112	0,9724	1,349	1,542
0,28	0,4	1,422	2,064	2,667	0,8541	1,101	1,2	0,9892	1,375	1,632
0,35	0,5	1,486	2,125	2,727	0,9427	1,164	1,213	1,039	1,412	1,768
0,525	0,75	1,65	2,171	2,756	0,9813	1,2	1,3	1,148	1,471	1,936
0,7	1	1,905	2,295	2,813	1,109	1,261	1,332	1,336	1,7	2,057
0,875	1,25	2,129	2,586	3,028	1,288	1,332	1,37	1,531	1,858	2,141
1,05	1,5	2,501	2,986	3,255	1,495	1,495	1,495	1,814	2,085	2,273
1,225	1,75	2,841	3,204	3,284	1,61	1,61	1,61	2,015	2,154	2,295
1,4	2	3,316	3,316	3,316	1,612	1,612	1,612	2,128	2,396	2,485

Tabela 5.4 Współczynniki częściowe wg podejścia A w przypadku efektywnego kąta tarcia wewnętrznego $\phi' = 35^\circ$

h	h/B	Współczynnik częściowy A								
		Współczynniki = 1			Eurokod 7 DA 1b			Eurokod 7 DA 2b*		
		c_u			c_u			c_u		
[m]	[-]	20 kPa	30 kPa	50 kPa	20 kPa	30 kPa	50 kPa	20 kPa	30 kPa	50 kPa
0,35	0,5	1,543	2,132	3,155	1,05	1,274	1,788	1,131	1,579	2,337
0,525	0,75	1,855	2,26	3,262	1,041	1,38	1,851	1,294	1,674	2,417
0,7	1	2,143	2,678	3,505	1,356	1,586	1,976	1,525	1,984	2,744
1,05	1,5	2,912	3,57	3,812	1,815	2,086	2,12	2,107	2,644	3,384
1,4	2	3,909	3,910	3,909	2,238	1,724	1,724	2,844	3,369	3,455

Tabela 5.5 Współczynniki częściowe wg podejścia A w przypadku efektywnego kąta tarcia wewnętrznego $\phi' = 38^\circ$

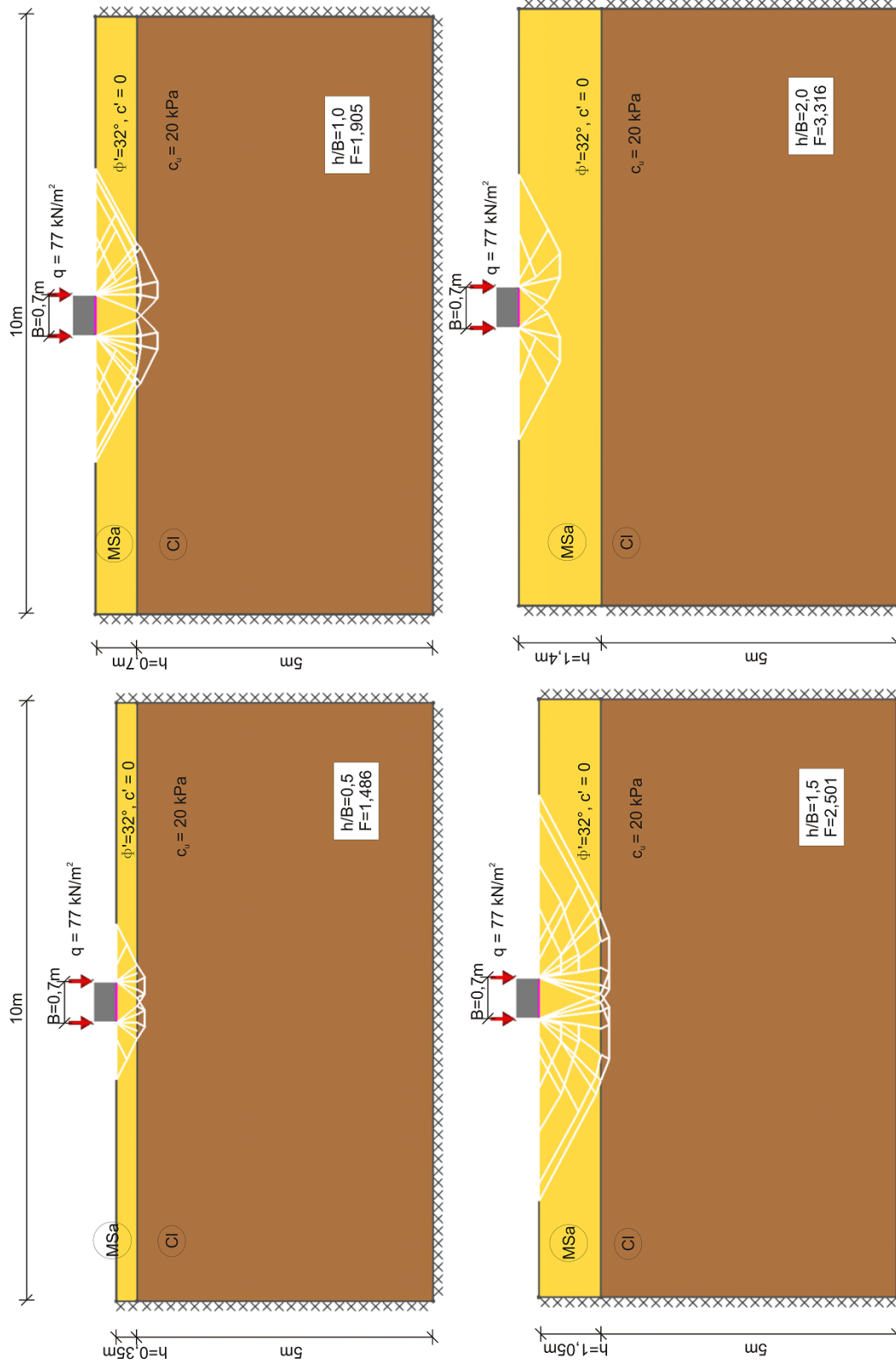
h	h/B	Współczynnik częściowy A								
		Współczynniki = 1			Eurokod 7 DA 1b			Eurokod 7 DA 2b*		
		c_u			c_u			c_u		
[m]	[-]	20 kPa	30 kPa	50 kPa	20 kPa	30 kPa	50 kPa	20 kPa	30 kPa	50 kPa
0,35	0,5	1,569	2,309	3,571	1,022	1,475	2,106	1,231	1,711	2,645
0,525	0,75	1,972	2,615	3,822	1,076	1,614	2,203	1,426	1,937	2,831
0,7	1	2,353	3,036	4,123	1,164	1,884	2,477	1,712	2,249	3,202
1,05	1,5	3,325	4,137	4,304	1,737	2,526	3,068	2,423	3,106	3,267
1,4	2	4,432	4,433	4,433	2,786	2,818	2,818	3,309	3,309	3,309

Wyniki obliczeń metodą DLO, z uwzględnieniem podejścia A, przy wszystkich współczynnikach częściowych do parametrów geotechnicznych podłoża równych jeden, zostały przedstawione jako funkcja względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right)$ i wytrzymałości na ścinanie bez odpływu podłoża słabonośnego. Na Rysunkach 5.8 i 5.9 zaprezentowano mechanizmy zniszczenia w zależności od zmiany względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right)$. W analizowanym przypadku wytrzymałości na ścinanie podłoża słabonośnego wynoszą $c_u = 20Pa$ (Rysunek 5.8) i $c_u = 50Pa$ (Rysunek 5.9), kąt tarcia wewnętrznego materiału platformy $\phi' = 32^\circ$.

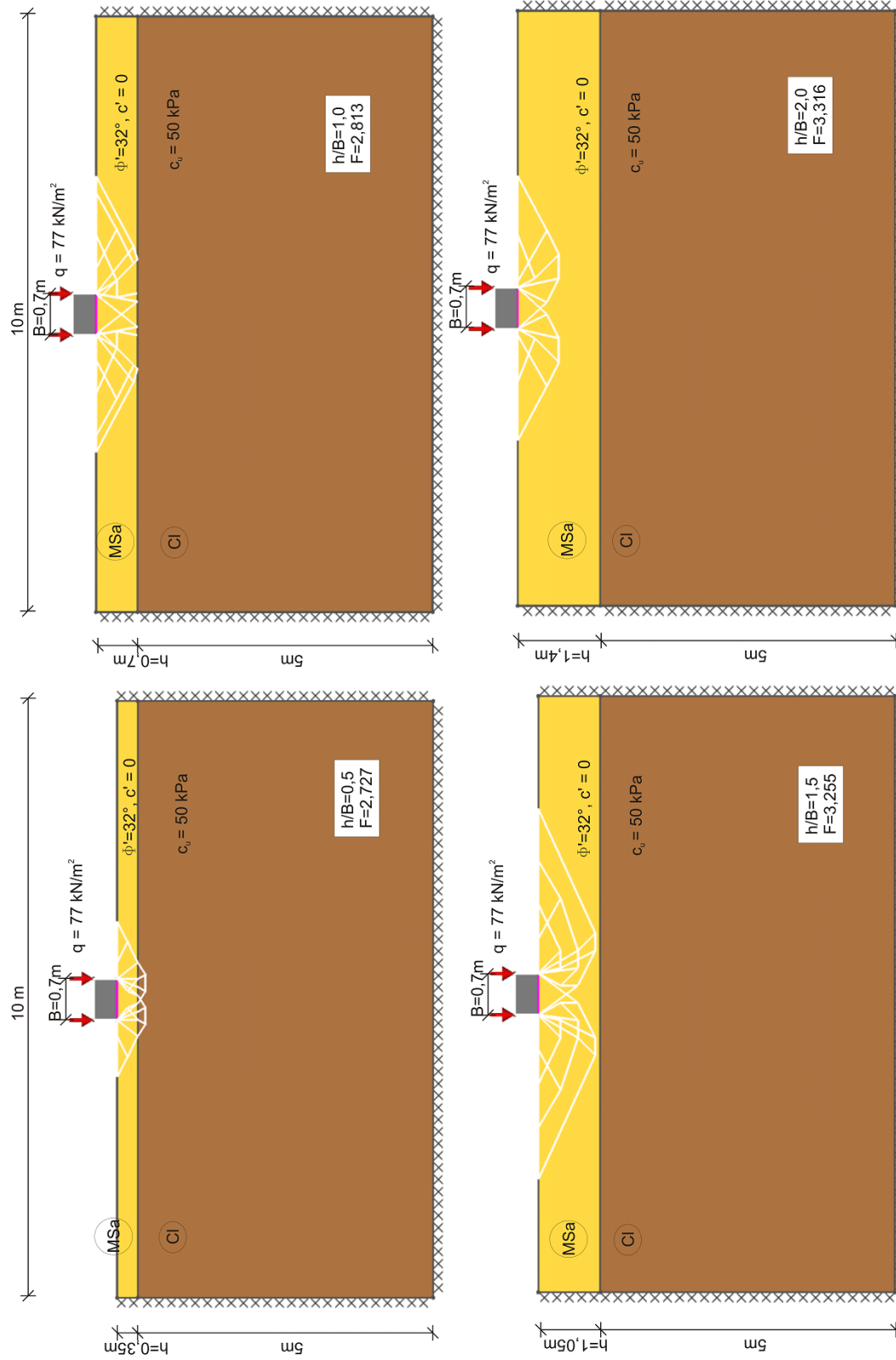
W przypadku względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$ i podłoża słabonośnego ($c_u = 20Pa$) występuje wyraźny mechanizm zniszczenia przy przebiciu. Wraz z wzrostem miąższości górnej warstwy, mechanizm ścicia przy przebiciu przestaje obowiązywać, a zniszczenie następuje po przekroczeniu ogólnej nośności materiału platformy. Natomiast w przypadku podłoża słabonośnego o $c_u = 50Pa$ i $\left(\frac{h}{B}\right) = 1$ linie poślizgu występują na granicy warstw platforma robocza - podłoże słabonośne. Mechanizm zniszczenia ograniczony jest zatem do warstwy samej platformy i strefy kontaktowej. Przy większej miąższości platformy mechanizm zniszczenia obejmuje jedynie warstwę wierzchnią.

Na Rysunkach 5.10 i 5.11 przedstawiono mechanizmy zniszczenia przy stałej miąższości platformy ($\phi' = 32^\circ$) i różnej wartości wytrzymałości na ścinanie bez odpływu c_u . Przy $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$ (Rysunek 5.10) podłoże jest stateczne przy $c_u \geq 30 kPa$. Przy $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,5$ (Rysunek 5.11) podłoże jest stateczne przy $c_u \geq 20 kPa$. Przy $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$ obserwujemy mechanizm zniszczenia przy przebiciu niezależnie od założonej wartości c_u . Przy $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,5$ mechanizm zniszczenia przy przebiciu przestaje obowiązywać gdy $c_u \geq 30 kPa$.

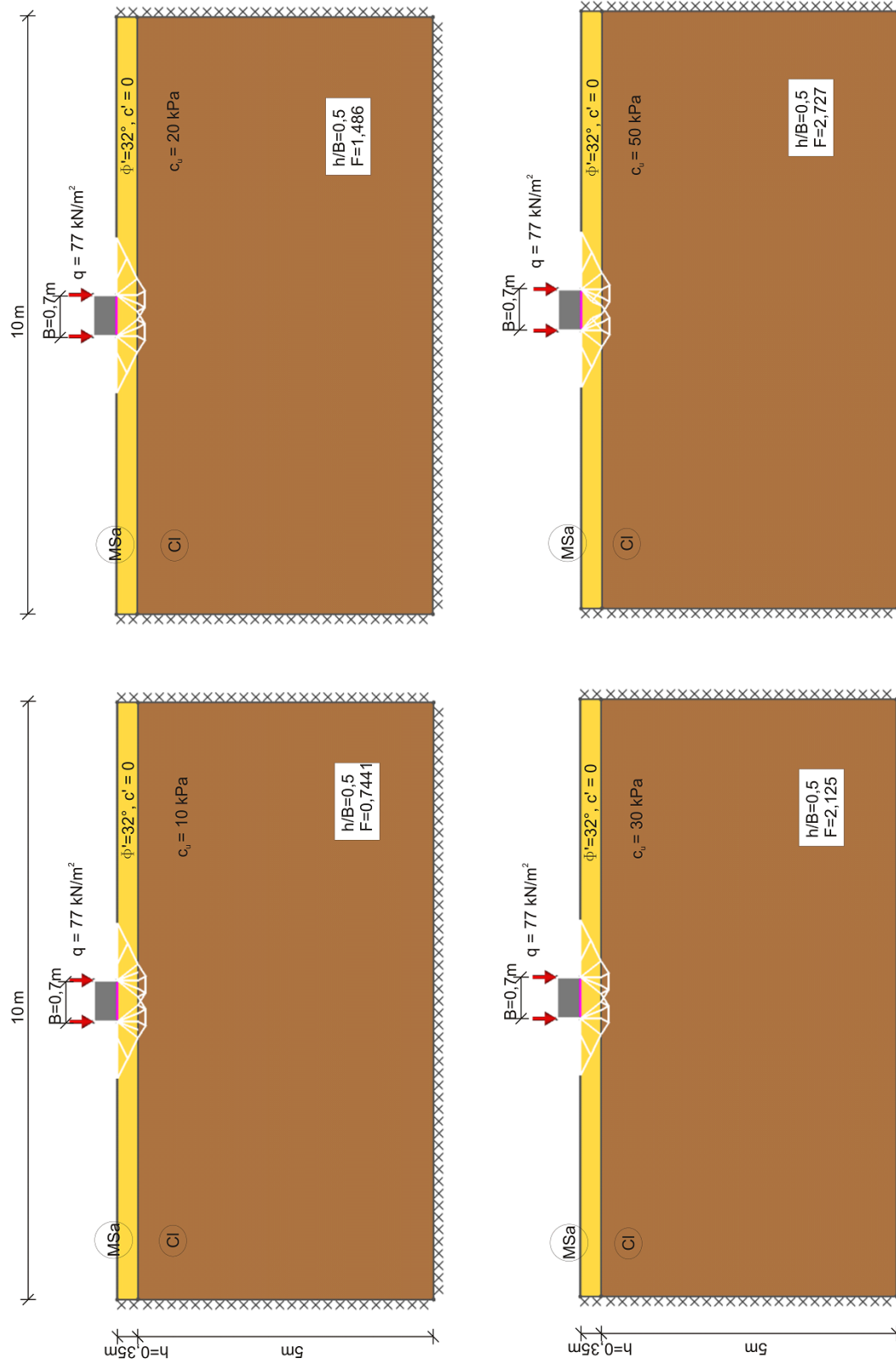
Kształt mechanizmów zniszczenia w momencie wystąpienia ścicia przy przebiciu jest zgodny z przypadkiem (Bagińska i inni, 2008) przedstawiającym linię nieciągłości w gruncie uwarstwowym, gdzie kąt tarcia wewnętrzznego gruntu warstwy górnej jest większy od kąta tarcia wewnętrzного znajdującego się pod nim podłoża. Kształt ten jest również zgodny z uzyskanym w badaniach modelowych (Rozdział 6).



Rysunek 5.8 Mechanizmy zniszczenia przy względnych miąższościach platformy ($\frac{h}{B}$) = 0,5; 1; 1,5; 2, wytrzymałości na ścinanie bez odplywu $c_u = 20 \text{ kPa}$, $\phi' = 32^\circ$ (współczynniki częściowe dla parametrów podłoża równe jeden)



Rysunek 5.9 Mechanizmy zniszczenia przy względnych miąższościach platformy $(\frac{h}{B}) = 0.5; 1; 1.5; 2$, wytrzymałości na ścinanie bez odplywu $c_u = 50 \text{ kPa}$, $\phi' = 32^\circ$ (współczynniki częściowe dla parametrów podłoża równe jeden)



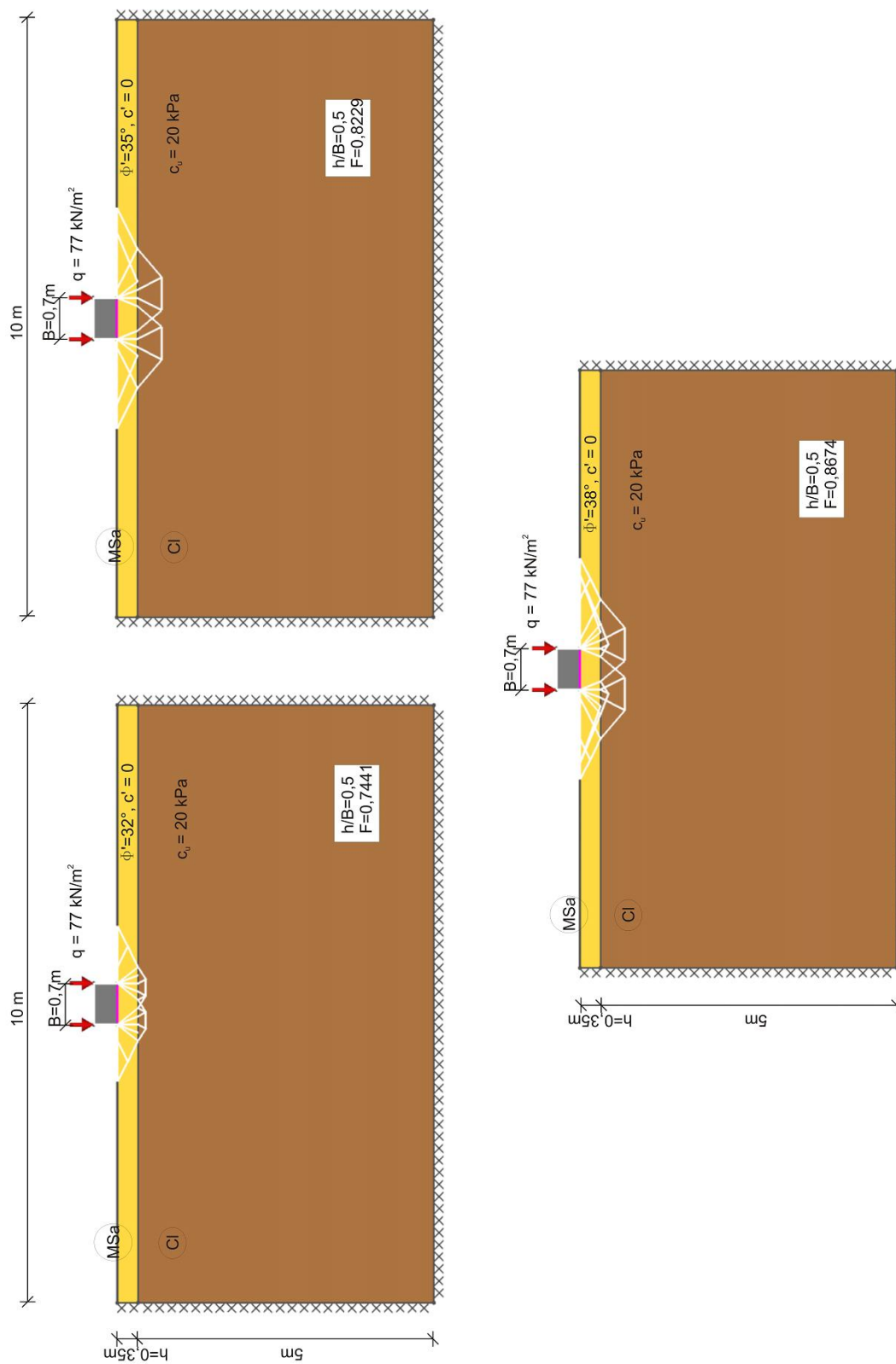
Rysunek 5.10 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $(\frac{h}{B}) = 0,5$ i różnych wartościach wytrzymałości na ścinanie bez odplywu c_u , $\phi' = 32^\circ$ (współczynniki częściowe dla parametrów podłoża równe jeden)



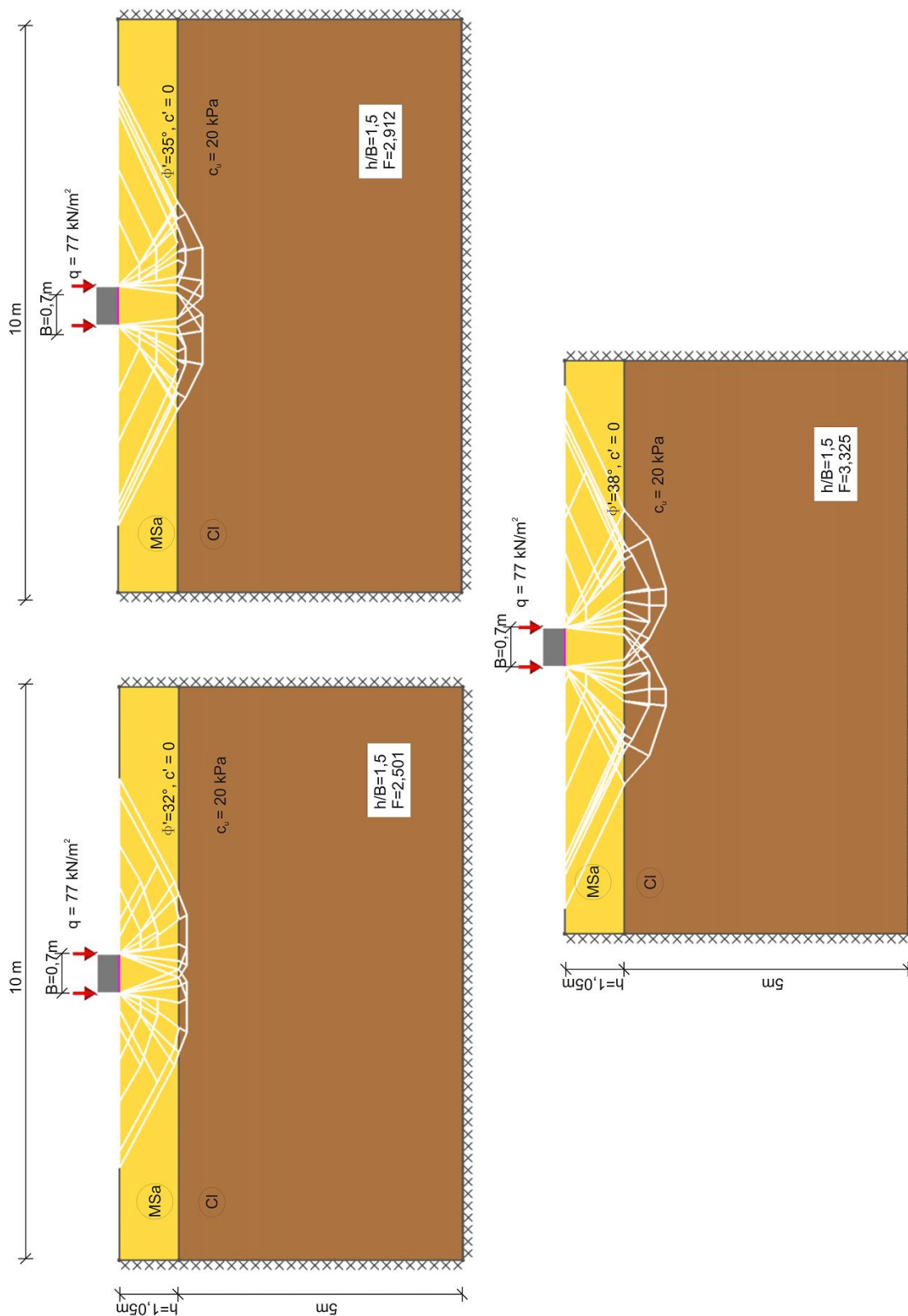
Rysunek 5.11 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy ($\frac{h}{B} = 1,5$ i różnych wartościach wytrzymałości na ścinanie bez oddziaływania c_u , $\phi' = 32^\circ$ (współczynniki częściowe dla parametrów podłoża równe jeden)

Wpływ wartości kąta tarcia wewnętrznego materiału platformy na mechanizm zniszczenia pokazano na Rysunku 5.12 gdy $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$ i na Rysunku 5.13 gdy $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,5$ przy $c_u = 20 \text{ kPa}$. W obu przypadkach obserwuje się wyraźny mechanizm przebicia. Zasięg poziomy linii poślizgu zwiększa się wraz z wartością kąta tarcia wewnętrznego. W związku z tym uważnie obserwowano poszczególne etapy obliczeń, zwłaszcza przy użyciu najwyższego z analizowanych kątów tarcia wewnętrznego ($\phi' = 38^\circ$), w celu oceny ewentualnego wpływu warunków brzegowych na mechanizm zniszczenia. Wpływ ten może się uwidocznic w przypadku platformy o dużej miąższości. Podczas obliczeń linie formowały się w pewnej odległości od brzegów obszaru, w związku z tym nie rozszerzano analizowanego obszaru. Analogiczne wyniki dotyczące wpływu wartości kąta tarcia wewnętrznego przy $c_u = 50 \text{ kPa}$ przedstawiono na Rysunkach 5.14 i 5.15. Również w tym przypadku sprawdzono wpływ warunków brzegowych na wyniki obliczeń. Przy $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$ obowiązuje mechanizm zniszczenia przy przebiciu niezależnie od wartości kąta tarcia wewnętrznego materiału platformy. Szczególnie interesujące wyniki uzyskano w przypadku $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,5$ (Rysunek 5.15) i $c_u = 50 \text{ kPa}$. Gdy $\phi' = 32^\circ$ obserwujemy ogólny mechanizm zniszczenia w materiale platformy i w kontakcie platforma-podłoże. Przy $\phi' = 38^\circ$ obserwujemy wyraźny mechanizm ścięcia przy przebiciu, tj. podłoże jest relatywnie słabsze w stosunku do materiału platformy.

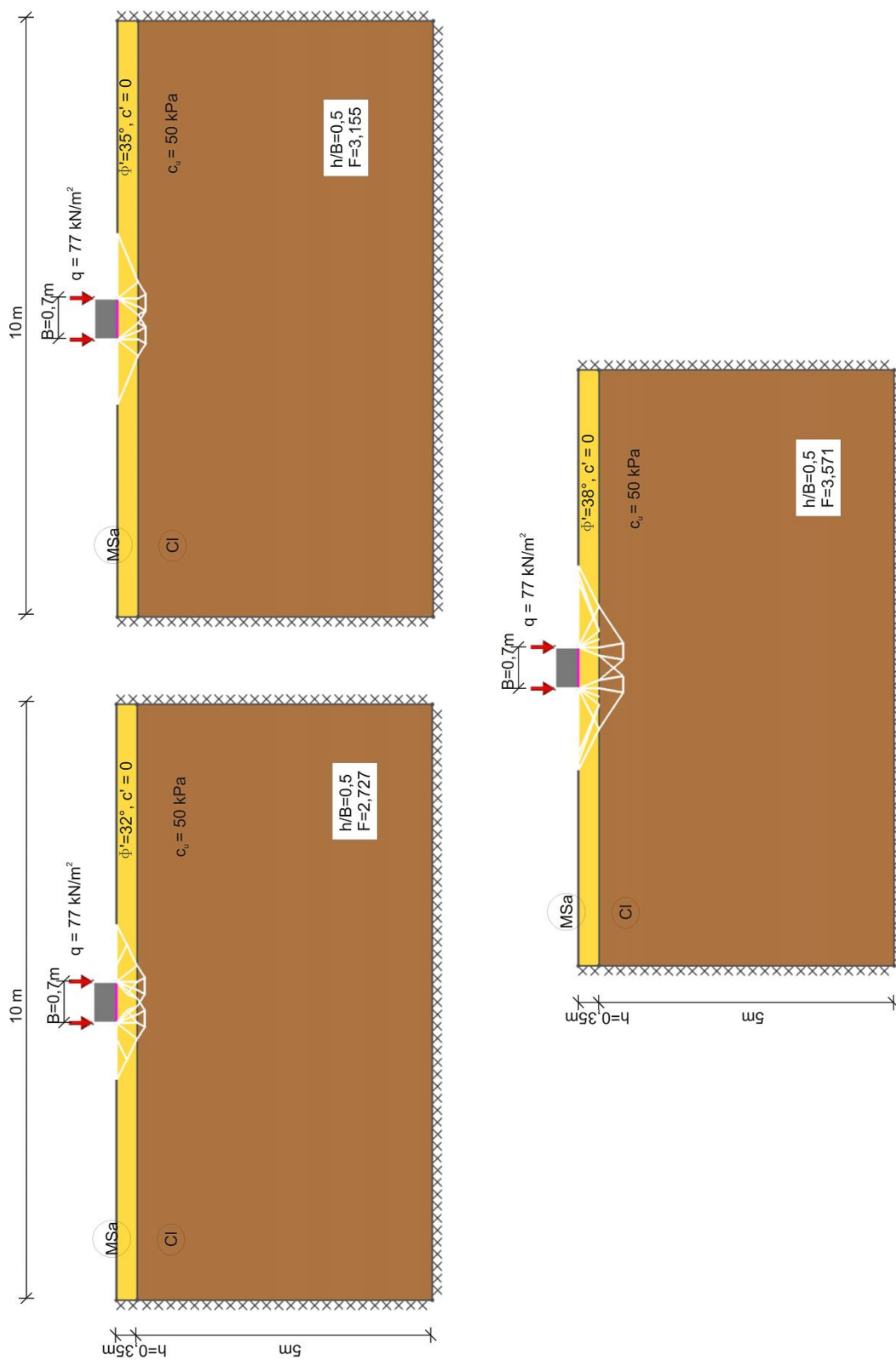
Podczas zniszczenia, pod fundamentem formuje się sztywna bryła gruntu. Ma ona kształt zbliżony do klina w przypadku $\phi' = 32^\circ$. Przy wyższych wartościach kąta tarcia wewnętrznego i niskich wartościach c_u obserwujemy sztywną bryłę w postaci trapezu. Przy $c_u = 50 \text{ kPa}$ sztywna bryła gruntu pod fundamentem ma kształt trapezu, niezależnie od przyjętego kąta tarcia wewnętrznego (Rysunek 5.15).



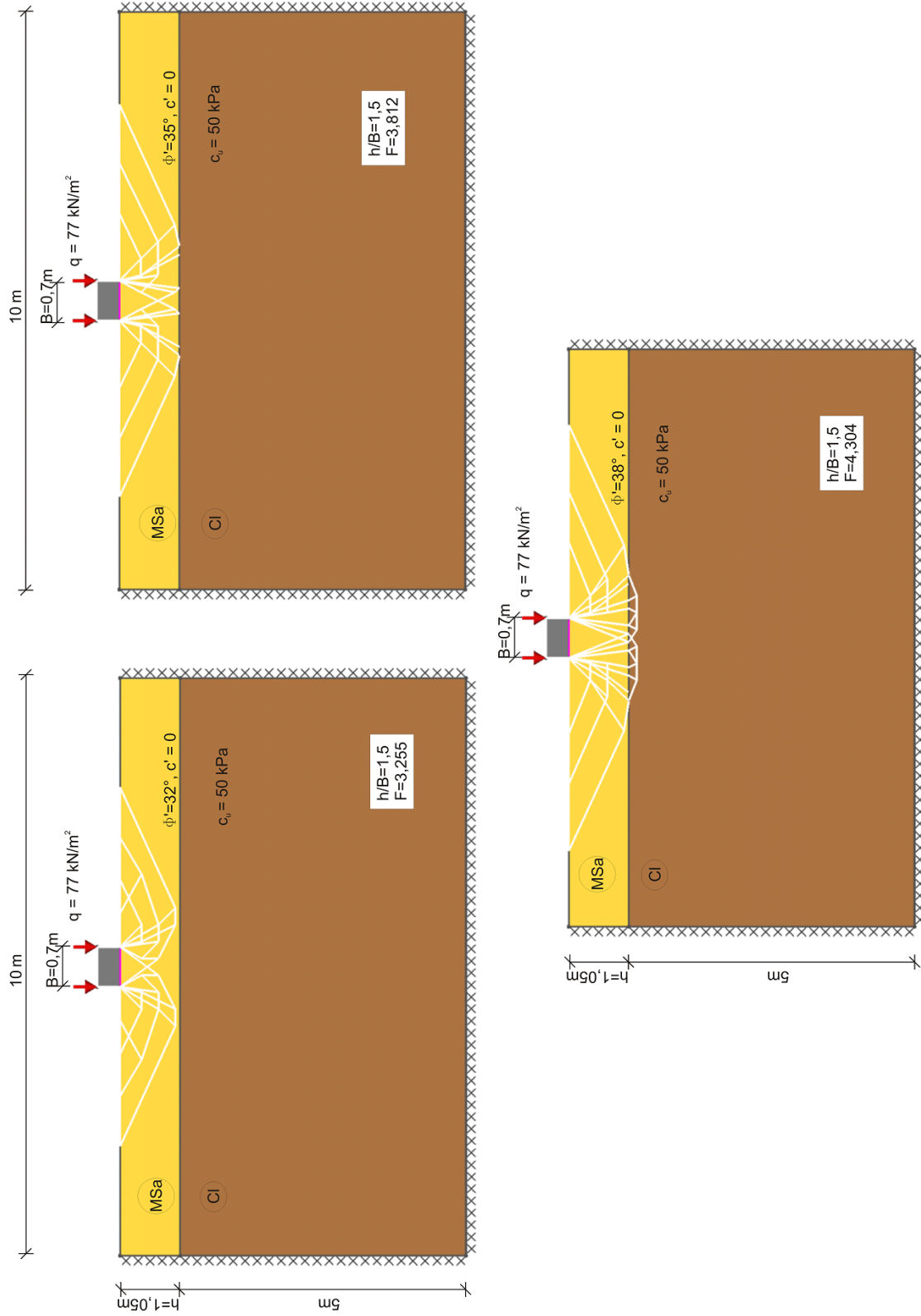
Rysunek 5.12 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $(\frac{h}{B}) = 0,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (współczynniki częściowe dla parametrów podłoża równe jeden)



Rysunek 5.13 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy ($\frac{h}{B} = 1.5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznej platformy roboczej ϕ' (współczynniki częściowe dla parametrów podłoża równe jeden)



Rysunek 5.14 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $(\frac{h}{B}) = 0,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (współczynniki częściowe dla parametrów podłoża równe jeden)



Rysunek 5.15 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $(\frac{h}{B}) = 1.5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (współczynniki częściowe dla parametrów podłoża równe jeden)

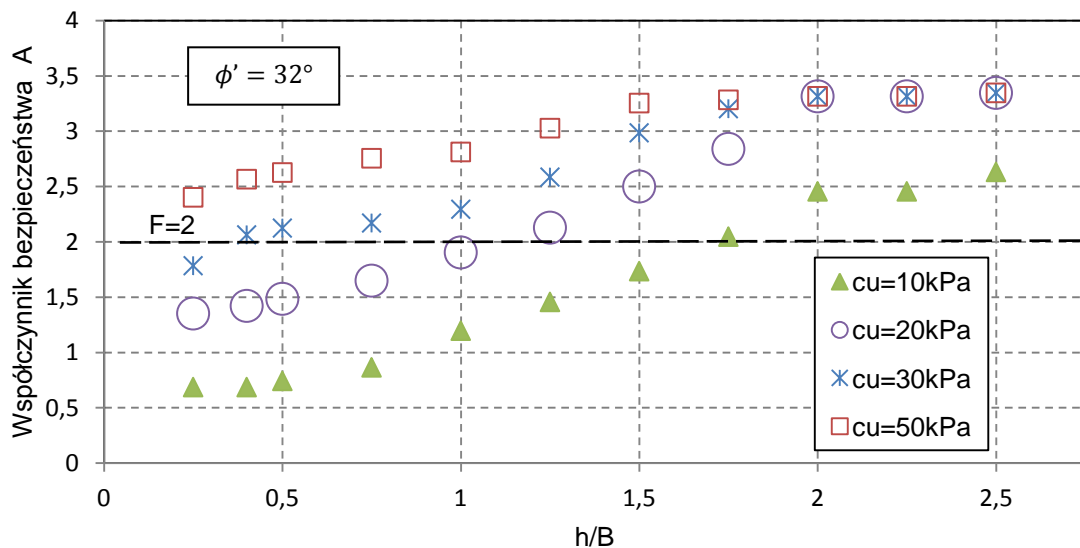
Współczynnik częściowy w podejściu A dla różnych wartości c_u przedstawiono dla kąta $\phi' = 32^\circ$ na Rysunku 5.16 w zależności od względnej miąższości platformy. Przy $\left(\frac{h}{B}\right) \geq 2$ współczynnik ten przyjmuje wartość stałą 3,25 (współczynniki częściowe dla parametrów podłoża równe jeden) przy c_u równym co najmniej 20 kPa. Oznacza to, że przy odpowiednio dużej miąższości platformy, wpływ warstwy słabszej staje się pomijalny i mechanizm zniszczenia zależy jedynie od parametrów warstwy górnej. Należy zauważyć, że współczynnik częściowy A w przypadku bardzo słabonośnego podłoża ($c_u = 10 \text{ kPa}$) jest znacząco niższy od pozostałych i wynosi około 2,5. Nawet w przypadku względnej miąższości warstwy platformy $\left(\frac{h}{B}\right) \geq 2$ obecność warstwy słabej obniża wówczas nośność podłoża uwarstwionego. Wyjaśnieniem tej sytuacji jest występowanie innego mechanizmu zniszczenia, gdy podłoże bardzo słabonośne zalega pod wytrzymałą warstwą (patrz Rysunek 5.11).

Jeżeli użyta zostanie typowa wartość współczynnika bezpieczeństwa w podejściu tradycyjnym do nośności fundamentu bezpośredniego $F = 2$, to podłoże będzie stateczne (patrz Rysunek 5.16), gdy względna miąższość platformy $\left(\frac{h}{B}\right)$ przewyższa wartość:

- 1,7 w przypadku $c_u = 10 \text{ kPa}$,
- 1,2 w przypadku $c_u = 20 \text{ kPa}$,
- 0,4 w przypadku $c_u = 30 \text{ kPa}$,

i w pełnym zakresie w przypadku $c_u = 50 \text{ kPa}$.

Współczynniki bezpieczeństwa dla parametrów podłoża równe jeden



Rysunek 5.16 Współczynnik bezpieczeństwa A w zależności od względnej miąższości platformy roboczej $\left(\frac{h}{B}\right)$ dla różnych wartości c_u , $\phi' = 32^\circ$ (podejście tradycyjne).

Wyniki obliczeń zgodnych z DA 1b przedstawiono na Rysunku 5.17, natomiast w przypadku podejścia 2b* na Rysunku 5.18. W obydwu przypadkach zaobserwowano podobne tendencje jak w analizach przy współczynnikach częściowych równych jeden. Odmienne kształt krzywych jest

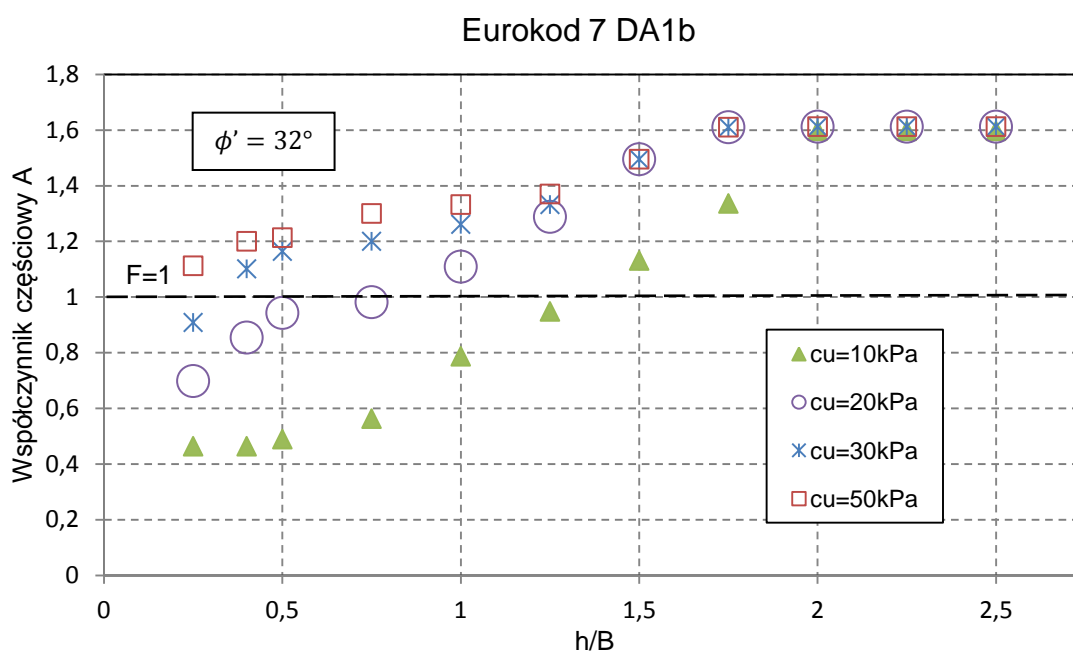
skutkiem przyjęcia innych współczynników częściowych do parametrów geotechnicznych. Stateczność podłoża w podejściu DA 1b ($\gamma_m \neq 1$) zapewniona jest, kiedy współczynnik częściowy A przekracza wartość jedności. Warunek ten jest spełniony, kiedy względna miąższość platformy ($\frac{h}{B}$) jest wyższa niż:

- 1,3 gdy $c_u = 10kPa$,

- 0,9 gdy $c_u = 20kPa$,

- 0,3 gdy $c_u = 30kPa$

i w pełnym zakresie w przypadku $c_u = 50kPa$.



Rysunek 5.17 Współczynnik częściowy A w zależności od względnej miąższości platformy roboczej ($\frac{h}{B}$) dla różnych wartości wytrzymałości na ścinanie bez odpływu c_u , $\phi' = 32^\circ$.

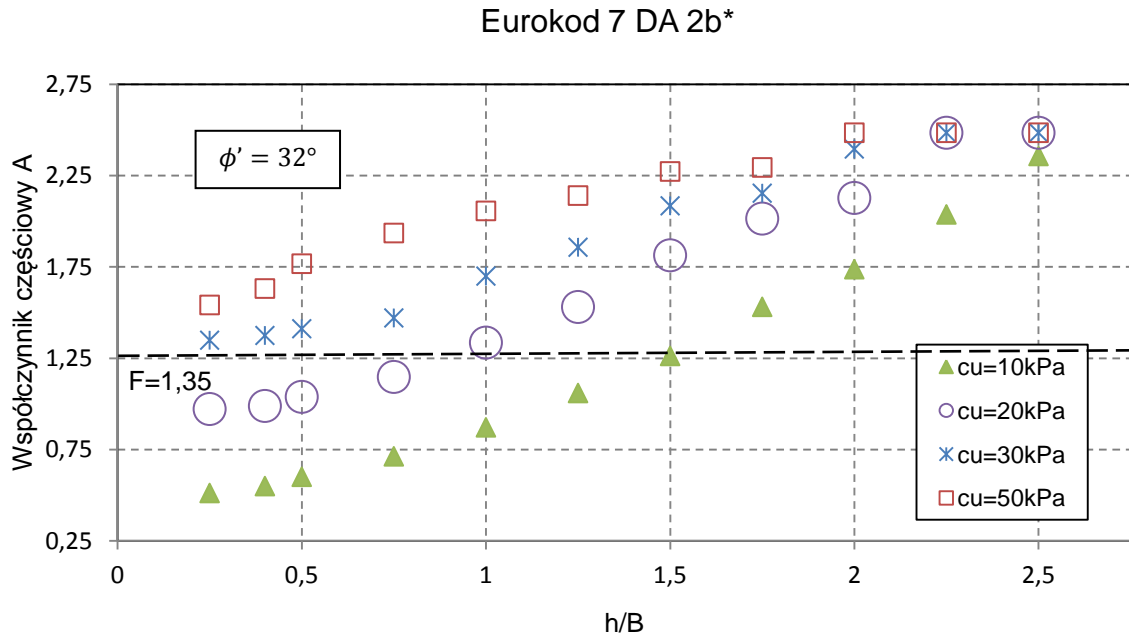
Stateczność podłoża w podejściu DA 2b* ($\gamma_m = 1$) spełniona jest, gdy wartość współczynnika częściowego A osiąga wartość 1,35. Jest to spełnione, gdy względna miąższość platformy ($\frac{h}{B}$) jest większa niż:

- 1,6 gdy $c_u = 10kPa$,

- 1,1 gdy $c_u = 20kPa$,

- 0,4 gdy $c_u = 40kPa$

i w pełnym zakresie w przypadku $c_u = 50kPa$.



Rysunek 5.18 Współczynnik częściowy A w zależności od względnej miąższości platformy roboczej ($\frac{h}{B}$) dla różnych wartości wytrzymałości na ścinanie bez odplywu c_u , $\phi' = 32^\circ$.

Można zauważyć, że minimalna względna miąższość platformy uzyskana z obliczeń przy współczynnikach częściowych równych 1 jest wyższa niż w przypadku obliczeń z uwzględnieniem DA 1b oraz DA 2b* Eurokodu 7. Wynika z tego, że rozwiązanie z uwzględnieniem współczynników częściowych równych 1 jest bardziej konserwatywne (ostrożne) niż podejścia proponowane w Eurokodzie 7. W przypadku DA 1b wszystkie krzywe zbiegają się do wartości współczynnika częściowego A bliskiej 1,6, niezależnie od wytrzymałości na ścinanie bez odplywu przy względnej miąższości platformy ($\frac{h}{B}$) powyżej 2,0 (Rysunek 5.17). W przypadku podejścia DA 2b* jednakową wartość współczynnika częściowego uzyskuje się powyżej względnej miąższości platformy ($\frac{h}{B}$) = 2,5. Oznacza to, że nośność platformy roboczej przy ($\frac{h}{B}$) > 2,5 nie zależy od wytrzymałości podłoża słabonośnego, ponieważ mechanizm zniszczenia występuje jedynie w górnej warstwie, co zaobserwować można na Rysunku 5.20.

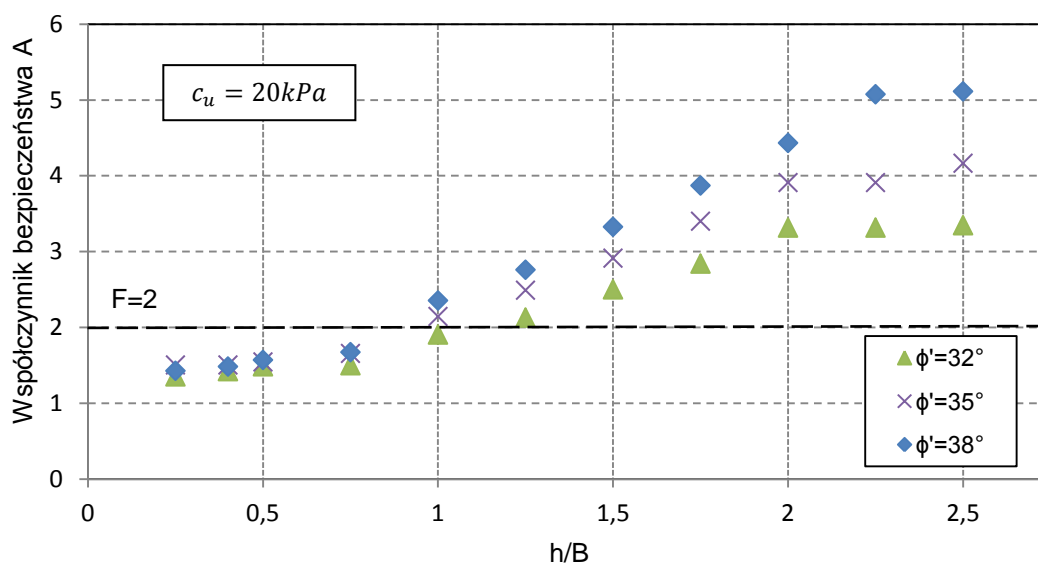
W przypadku podłoża słabonośnego o $c_u = 20kPa$ współczynniki bezpieczeństwa A przedstawiono na Rysunku 5.19 jako funkcję względnej miąższości platformy roboczej ($\frac{h}{B}$) i efektywnego kąta tarcia wewnętrznego materiału platformy roboczej. Dla małych wartości ($\frac{h}{B}$), tj. do 0,75, wartość współczynnika bezpieczeństwa A jest prawie taka sama niezależnie od efektywnego kąta tarcia wewnętrznego materiału platformy roboczej. Oznacza to, że ścięcie przy przebiciu pojawia się w platformie roboczej wraz z ogólnym mechanizmem zniszczenia występującym w słabonośnym podłożu, a nośność platformy roboczej zależy głównie od wytrzymałości na ścinanie słabonośnego podłoża. Przy względnej miąższości platformy roboczej ($\frac{h}{B}$) większej od 0,75 wyliczony

współczynnik bezpieczeństwa wzrasta wraz z efektywnym kątem tarcia wewnętrznego materiału platformy.

Współczynnik częściowy A w funkcji kąta tarcia wewnętrznego ϕ' osiąga swoją maksymalną wartość przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right)$ większej niż 2. Dla wyższych wartości kąta tarcia wewnętrznego przy zastosowaniu większych miąższości platform roboczych zaobserwowano wpływ warunków brzegowych na rozwiązanie, gdy linie poślizgu zbliżały się do brzegu analizowanego obszaru. Prowadzi to do przeszacowania wartości obliczonego współczynnika częściowego A. W momencie wystąpienia takiego przypadku obliczenia powtarzano dla poszerzonego obszaru.

Gdy stosuje się standardowy współczynnik bezpieczeństwa dla fundamentów bezpośrednich równy 2, możliwe jest wyznaczenie niezbędnej względnej miąższości platformy wymaganej do zapewnienia wystarczającej nośności. Względna miąższość $\left(\frac{h}{B}\right)$ powinna osiągać wartość 1,1 przy $\phi' = 32^\circ$, 0,9 przy $\phi' = 35^\circ$ i 0,85 przy $\phi' = 38^\circ$ (Rysunek 5.19).

Współczynniki bezpieczeństwa dla parametrów podłoża równe jeden



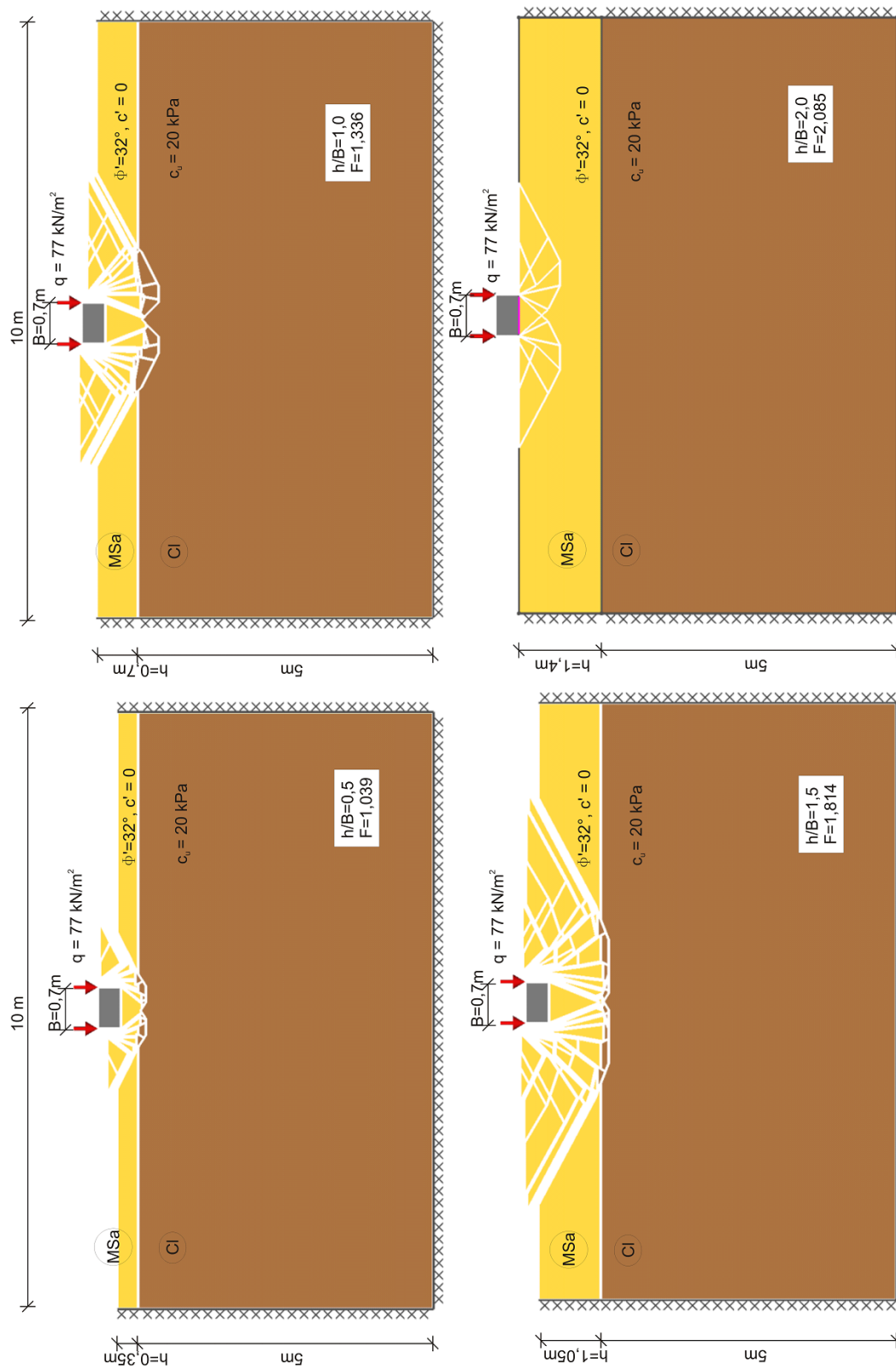
Rysunek 5.19 Współczynnik bezpieczeństwa A w zależności od względnej miąższości platformy roboczej $\left(\frac{h}{B}\right)$ w przypadku różnych wartości kąta tarcia wewnętrznego

W przypadku analizy mechanizmu zniszczenia przy wykorzystaniu współczynników zgodnych z Podejściem DA 2b* rozważono dwie wartości wytrzymałości na ścinanie podłoża słabonośnego: $c_u = 20 Pa$ (Rysunek 5.20) i $c_u = 50 Pa$ (Rysunek 5.21) w zależności od względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right)$, przyjmując kąt tarcia wewnętrznego materiału platformy $\phi' = 32^\circ$. Podobnie jak w przypadku gdy zastosowano współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych podłoża równe jeden, mechanizm zniszczenia wraz ze wzrostem względnej miąższości platformy roboczej ulega zmianie z mechanizmu ścicia przy przebiciu na ogólne zniszczenie w warstwie platformy roboczej. Na Rysunkach 5.22 i 5.23 przedstawiono mechanizmy zniszczenia przy stałej względnej

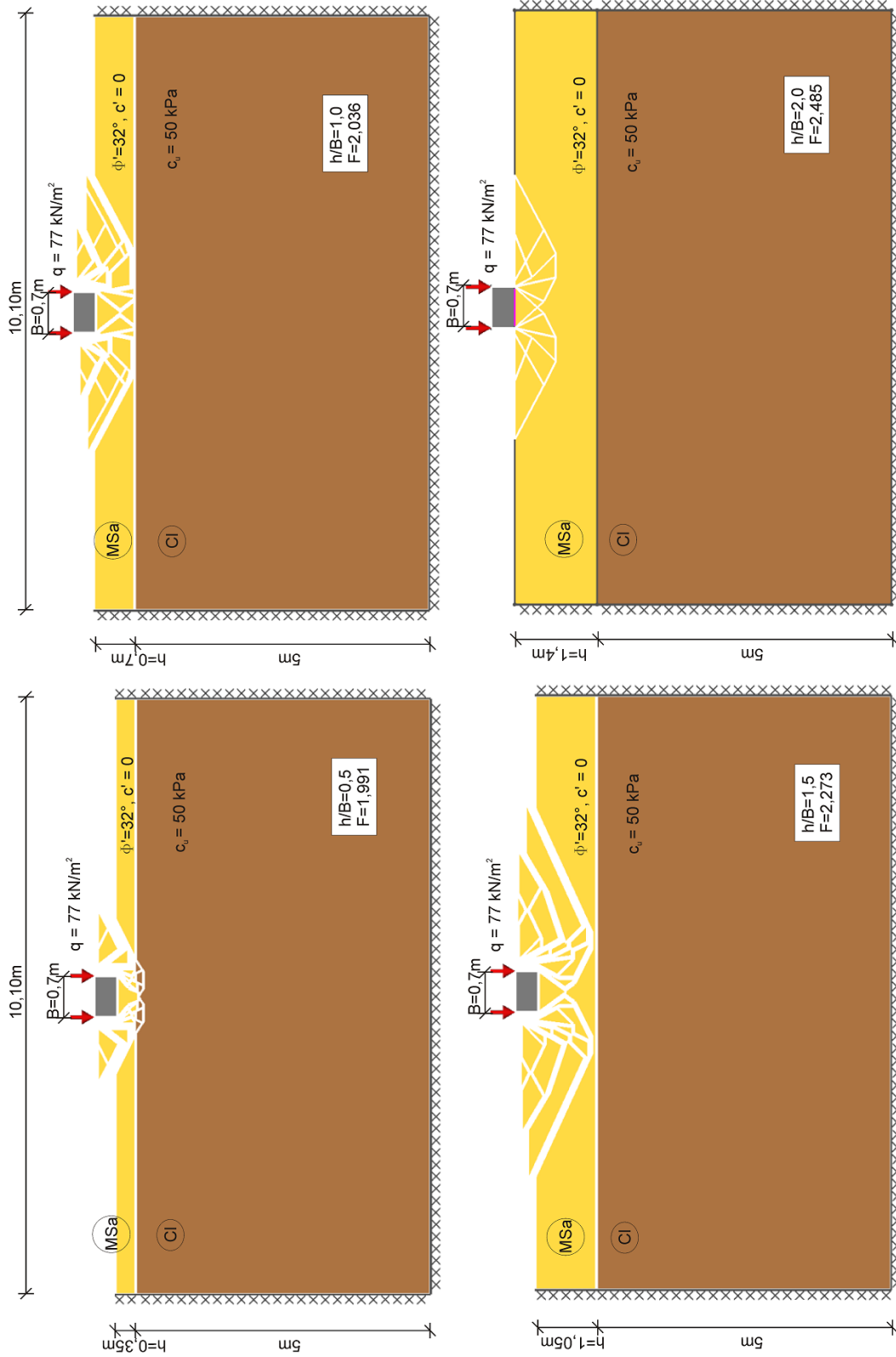
miąższości platformy przy $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$ i $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,5$ i różnej wartości wytrzymałości na ścinanie bez odpływu c_u , przy kącie tarcia wewnętrznego materiału platformy $\phi' = 32^\circ$. W obydwu przypadkach podłoże jest stateczne przy $c_u \geq 20 \text{ kPa}$. W przypadku względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$ przy wszystkich rozważanych wartościach wytrzymałości na ścinanie bez odpływu występuje wyraźny mechanizm zniszczenia przy przebiciu. Natomiast przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,5$ w przypadku podłoża o $c_u = 50 \text{ Pa}$, linie poślizgu ujawniają się na granicy warstw platforma robocza - podłoże słabonośne.

Mechanizm zniszczenia zależy od względnej wytrzymałości platformy i podłoża słabonośnego. Przy zadanym kącie tarcia wewnętrznego $\phi' = 32^\circ$ (Rysunek 5.23) linie poślizgu wnikają głęboko w podłoże o $c_u = 10 \text{ kPa}$. Wraz ze wzrostem c_u maleje zasięg powierzchni zniszczenia w gruncie słabonośnym i przy $c_u = 50 \text{ kPa}$ obserwujemy zniszczenie wyłącznie w materiale platformy.

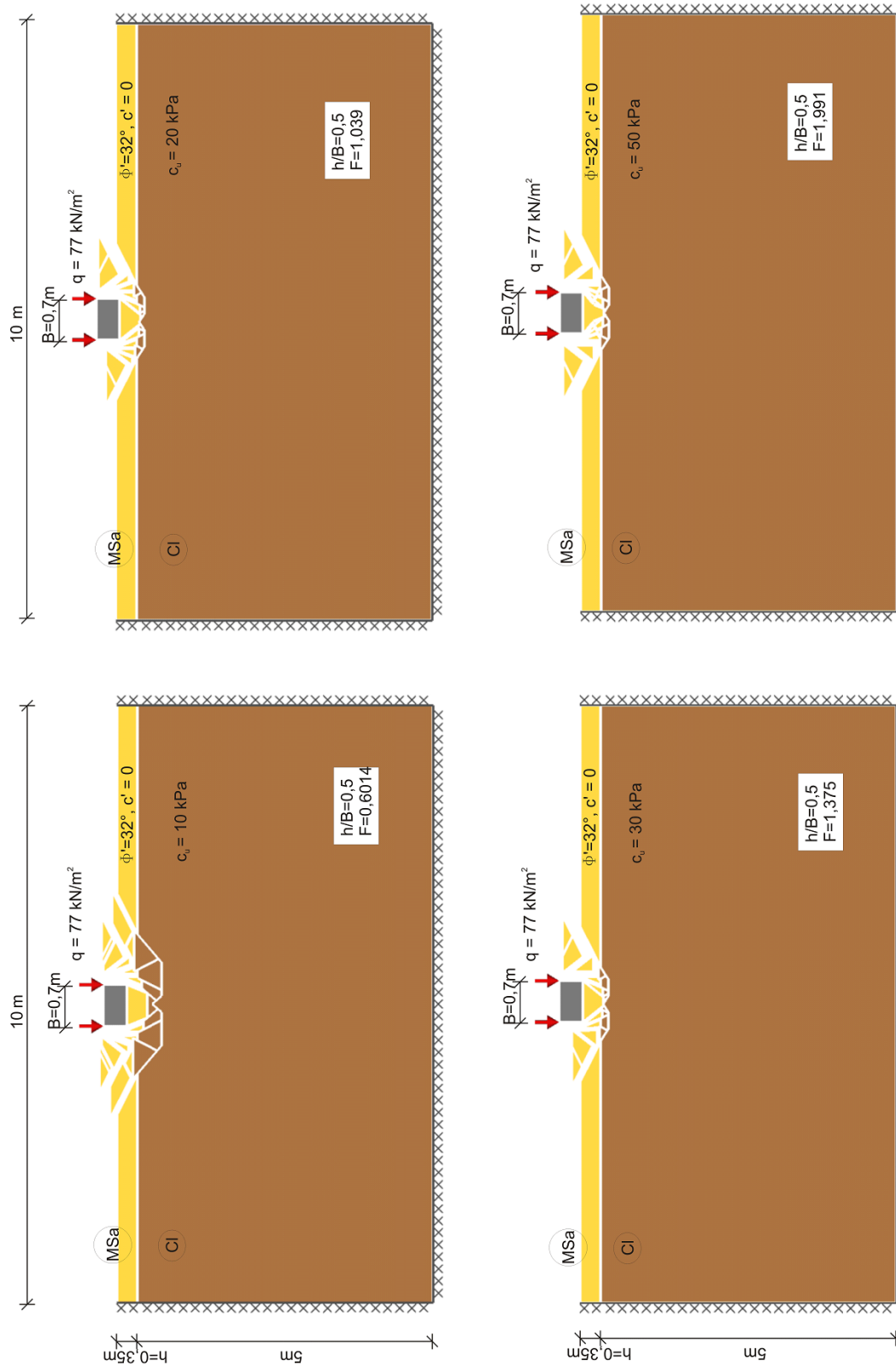
Wpływ kąta tarcia wewnętrznego materiału platformy na mechanizm zniszczenia pokazano na Rysunku 5.24 gdy $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$ i na Rysunku 5.25 gdy $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,5$ przy $c_u = 20 \text{ kPa}$. Przy danej miąższości platformy i c_u podłoża, mechanizm zniszczenia wnika głębiej w podłoże słabonośne wraz ze wzrostem ϕ' (Rysunek 5.24 i 5.25). Również tutaj sprawdzono, czy mechanizm zniszczenia przebiega swobodnie w obszarze obliczeniowym, nie kolidując z warunkami brzegowymi. W obydwu przypadkach taka ewentualność się nie pojawiła.



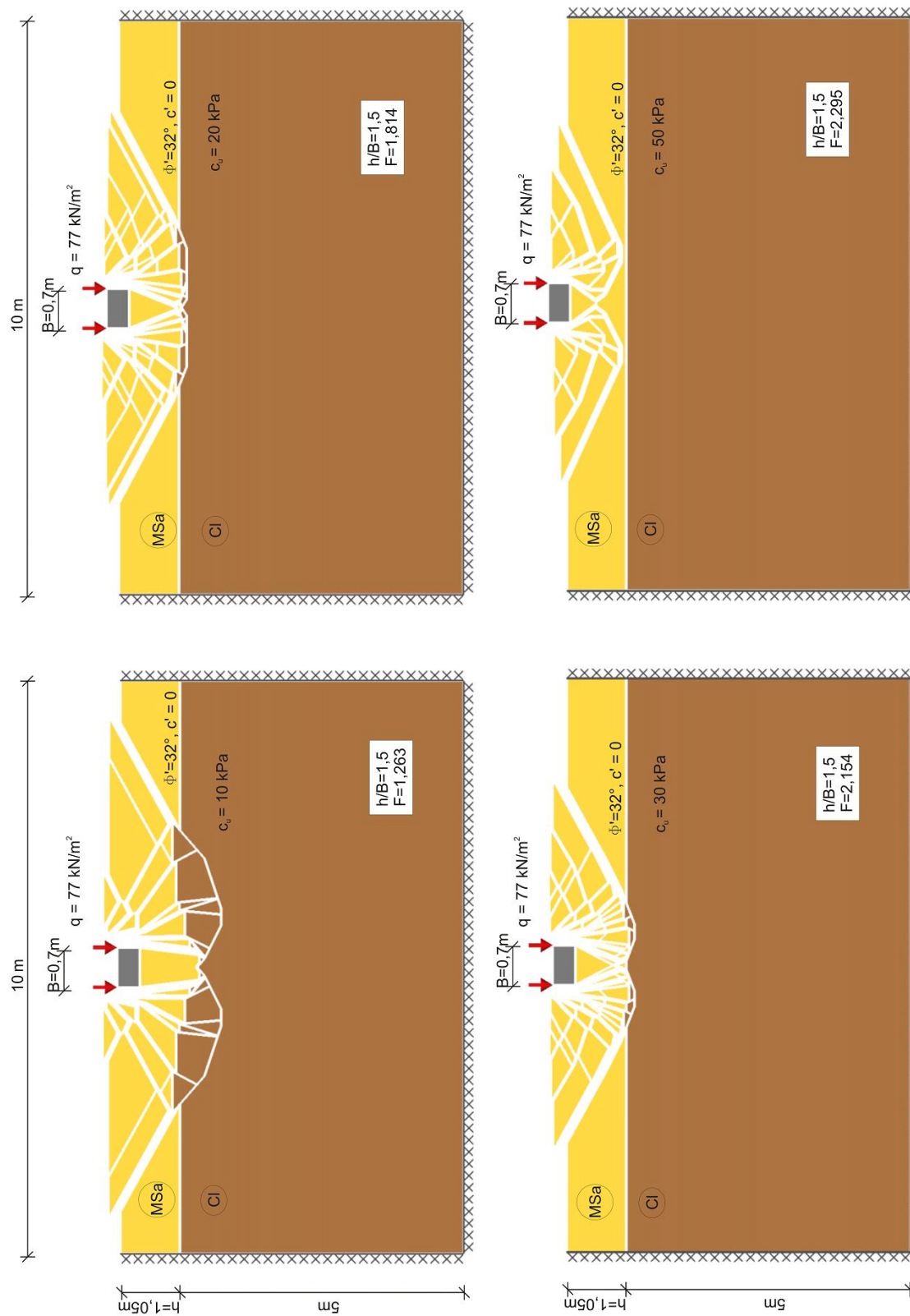
Rysunek 5.20 Mechanizmy zniszczenia przy względnych miąższościach platformy ($\frac{h}{B}$) = 0,5; 1; 1,5; 2, wytrzymałości na ścinanie bez odpływu $c_u = 20$ kPa (Eurokod 7, DA 2b*)



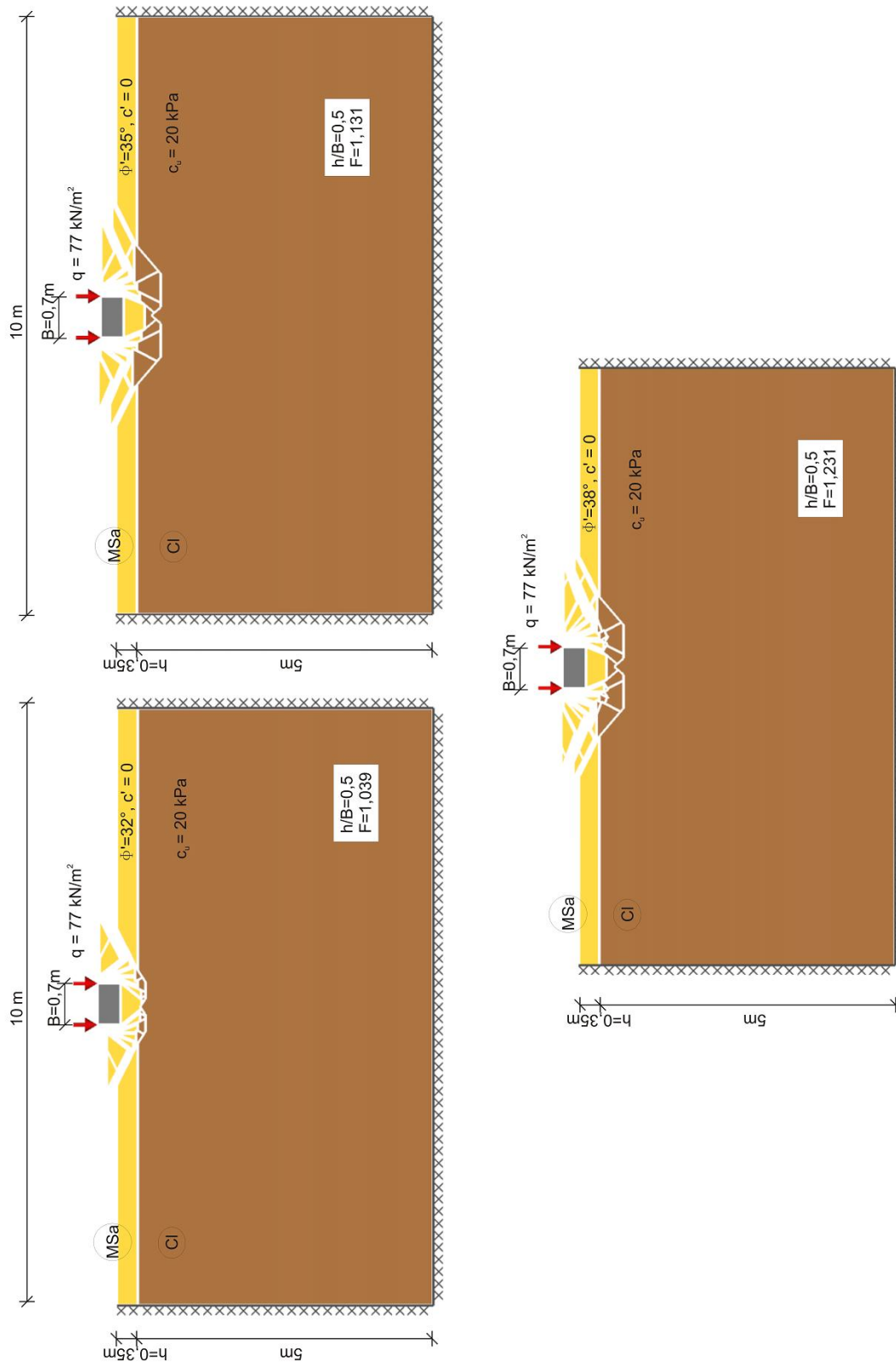
Rysunek 5.21 Mechanizmy zniszczenia przy względnych miąższościach platformy ($\frac{h}{B} = 0,5; 1; 1,5; 2$, wytrzymałości na ścinanie bez odplywu $c_u = 50 \text{ kPa}$ (Eurokod 7, DA 2b*))



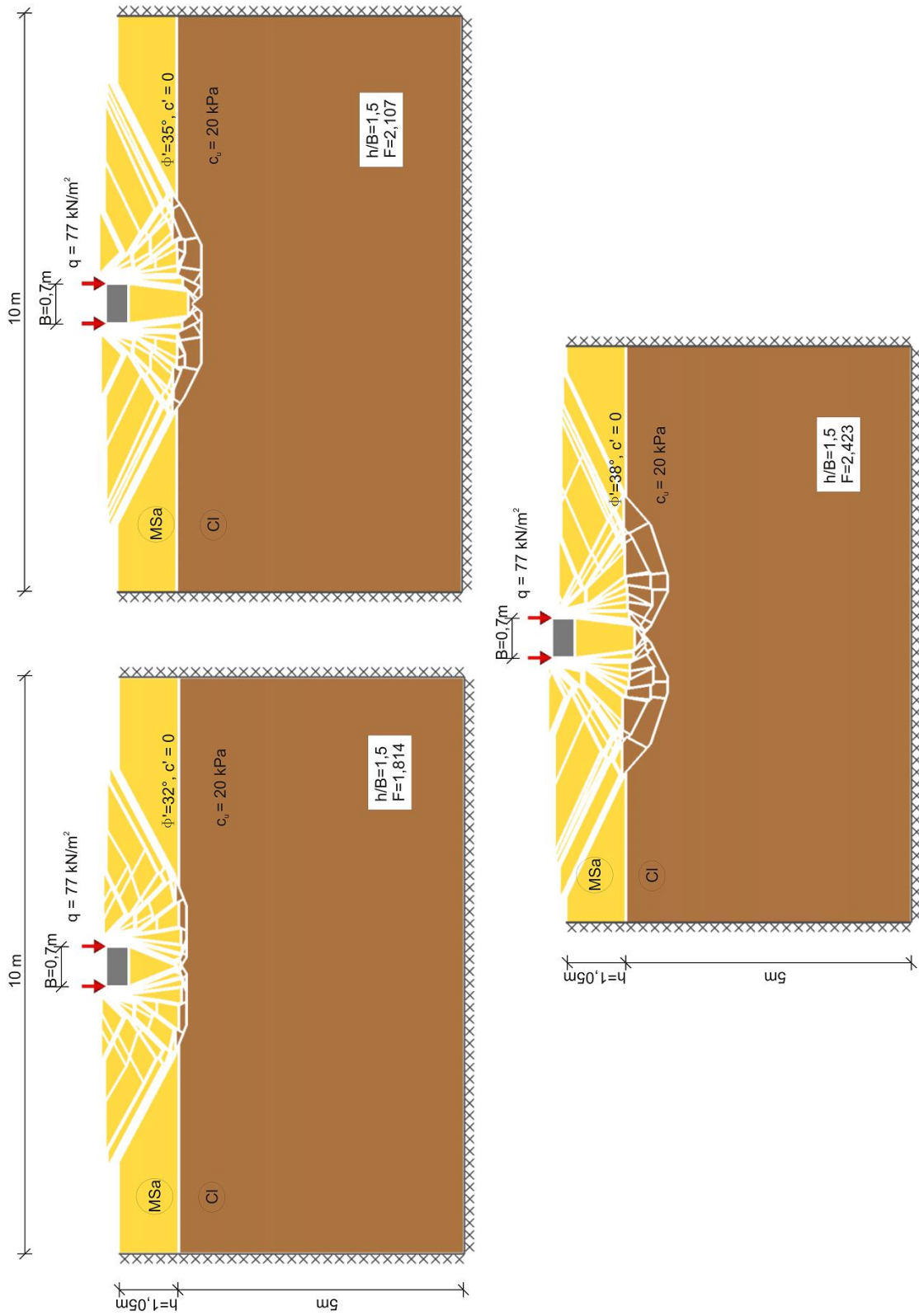
Rysunek 5.22 Mechanizm zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$ i różnych wartościach wytrzymałości na ścinanie bez odpływu c_u (Eurokod 7, DA 2b*)



Rysunek 5.23 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,5$ i różnych wartościach wytrzymałości na ścinanie bez odpyływu c_u (Eurokod 7, DA 2b*)

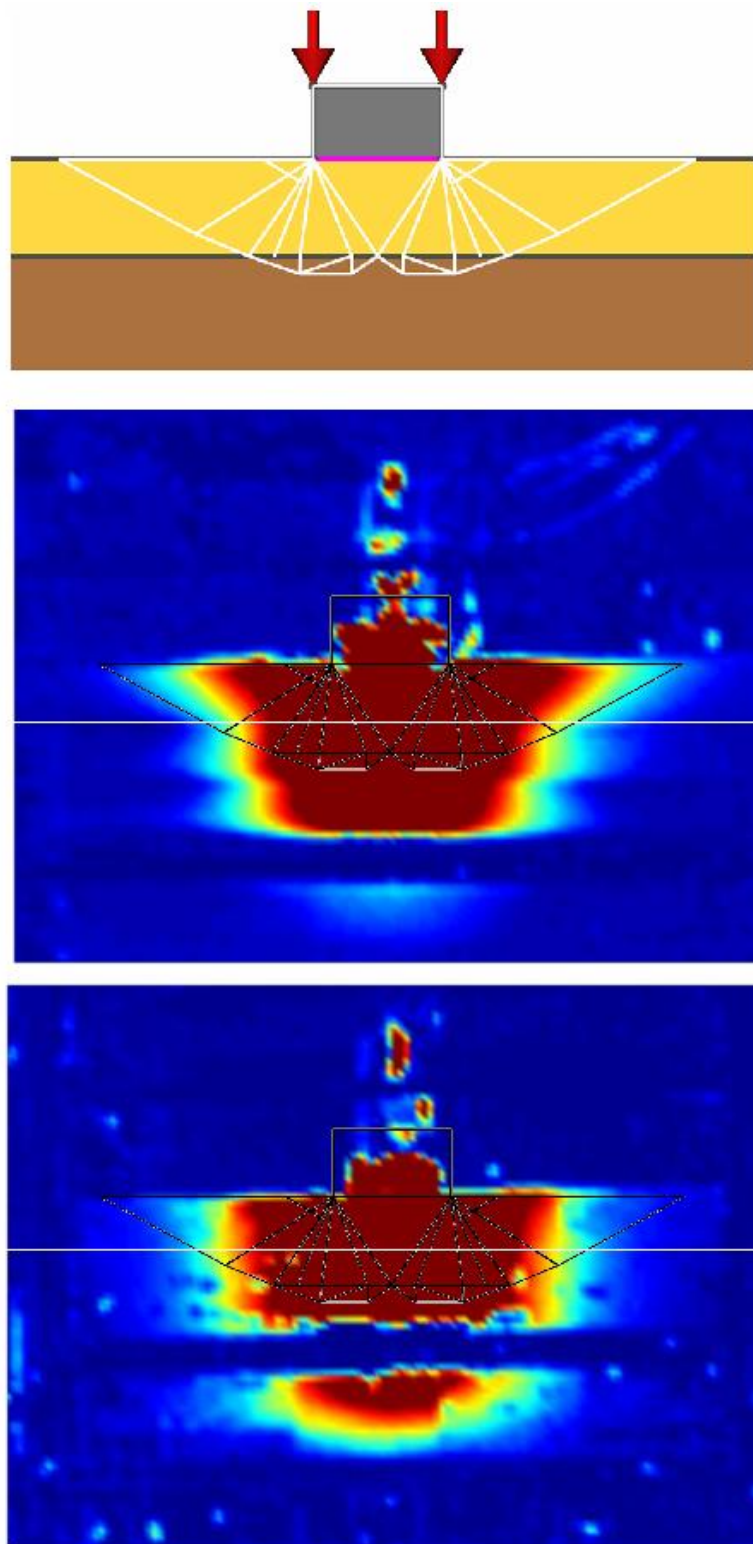


Rysunek 5.24 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $(\frac{h}{B}) = 0,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznej platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, DA 2b*)



Rysunek 5.25 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznej platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, DA 2b*)

Porównując kształt klina powierzchni zniszczenia pojawiający się w analizach numerycznych z uzyskanym w badaniach modelowych (Rozdział 6), zauważyć można zbieżność uzyskanych wyników. Na Rysunku 5.26 zestawiono przypadki badań modelowych platform roboczych bez wzmocnienia (w pierwszym przypadku podłoże słabonośne jest wykonane z pianki poliuretanowej wtórnie spienionej, w drugim przypadku z wiórów drewnianych) z odpowiadającym im przypadkiem platformy roboczej modelowanej w programie Limit State GEO o względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,75$, kącie tarcia wewnętrznego materiału platformy $\phi' = 35^\circ$ (w badaniach modelowych taka sama wartość), podłożu słabonośnym o wytrzymałości na ścinanie $c_u = 20kPa$. W celu lepszego porównania wyeksportowano do pliku grafiki wektorowej wyniki obliczeń z Limit State GEO, a następnie naniesiono uzyskany klin powierzchni zniszczenia na wyniki z badań modelowych. Zaznaczono również granicę pomiędzy platformą roboczą oraz podłożem słabonośnym na wynikach badań modelowych (biała linia). Zauważyć można, że kształty powierzchni zniszczenia z analizy numerycznej oraz badań modelowych są zbliżone, jednak w badaniach modelowych zaobserwować można głębszy zasięg powierzchni zniszczenia. W przypadku pierwszego podłoża modelowego może to wynikać ze struktury materiału. Pianka w postaci bloku ze sklejonych ze sobą cząsteczek, nie miała możliwości pełnego wyparcia materiału na boki, więc przemieszczenia skoncentrowane są przede wszystkim w części centralnej pod fundamentem. W drugim przypadku, gdzie podłożem modelowym były wióry, zaobserwować można również duże przemieszczenia pionowe. Jeżeli porównamy oba przypadki badań modelowych zauważyć można, że w przypadku użycia pianek występują wyraźne obszary o mniejszych przemieszczeniach. Brak ciągłości i rozwarstwienie na styku mać uwiadczenia się gdyż tarcie pomiędzy nimi nie jest wystarczające.. Przy zastosowaniu podłoża z pianek można zaobserwować większe przemieszczenia boczne niż w przypadku wiórów.



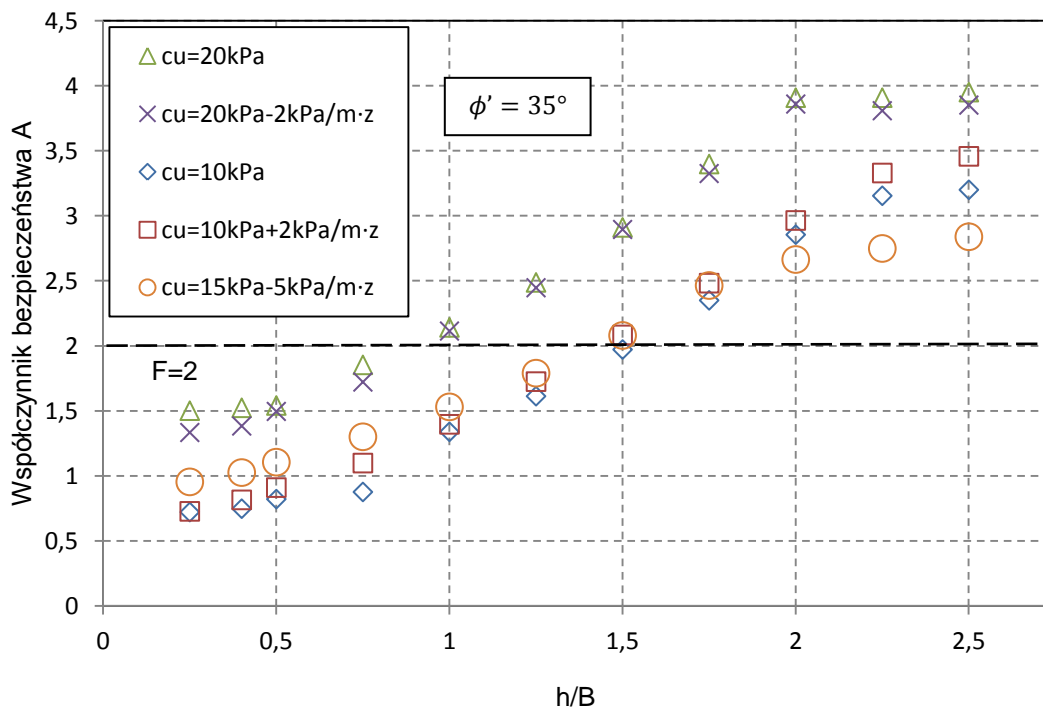
Rysunek 5.26 Kształt bryły przemieszczeń pod podstawą fundamentu a) analizy numeryczne b) wyniki badań modelowych (s/B) = 0,3 (badanie nr 2, z użyciem pianki poliuretanowej) c) wyniki badań modelowych (s/B) = 0,3 (badanie nr 11, z użyciem wiórów bukowych)

5.3.1.2 Przypadek podłoża bardzo słabonośnego o liniowo zmiennej wartości c_u z głębokością

Schematy poszczególnych przypadków zmiennej wartości c_u przedstawiono na Rysunku 5.4.

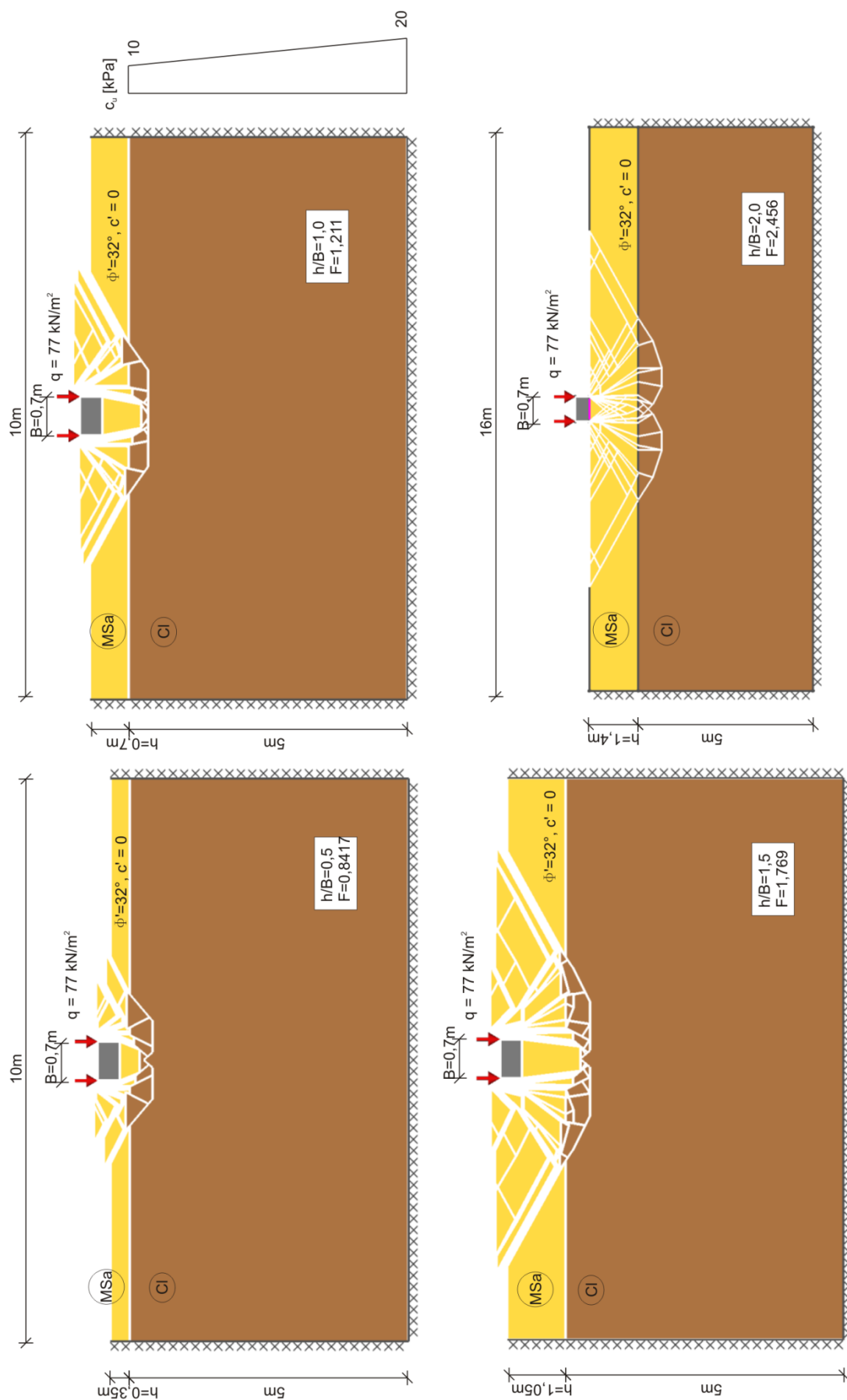
W przypadku analizy podłoża bardzo słabonośnego, założono wartości kąta tarcia wewnętrznego materiału platformy roboczej w zakresie od 32 do 38 stopni. Wyniki zbiorcze przy $\phi' = 35^\circ$ przedstawiono na Rysunku 5.27. Można dostrzec wyraźną różnicę pomiędzy współczynnikami bezpieczeństwa A uzyskanymi przy użyciu wytrzymałości na ścinanie równej 10 kPa oraz 20 kPa. Zauważono jednakże niewielki wpływ wzrostu bądź redukcji wytrzymałości na ścinanie wraz z głębokością na wyznaczony współczynnik bezpieczeństwa A. Nie ma zatem istotnej różnicy między schematem $10 + 2\text{kPa}/\text{m} \cdot z$ a przypadkiem stałej wartości $c_u = 10\text{ kPa}$ oraz schematem $20 - 2\text{kPa}/\text{m} \cdot z$ a przypadkiem stałej wartości $c_u = 20\text{ kPa}$. Szczególnym przypadkiem jest podłoże o wytrzymałości na ścinanie bez odpływu 15 kPa zmniejszającej się wraz z głębokością o 5 kPa/m. Jest to wariant pośredni odpowiadający warunkom geotechnicznym na poletku badawczym (patrz Rozdział 7). Przy osiągnięciu względnej miąższości $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,75$ wartość współczynnika częściowego A jest mniejsza od tej, która odpowiada $c_u = 10\text{ kPa}$. Może być to spowodowane tym, że w przypadku $15 - 5\text{kPa}/\text{m} \cdot z$, mechanizm zniszczenia dociera do gruntu o zdecydowanie niższych parametrach wytrzymałościowych niż przy stałym $c_u = 10\text{ kPa}$. Otrzymane wartości współczynnika bezpieczeństwa są jednak wówczas wciąż większe niż minimalne wymagane.

Współczynniki częściowe do parametrów podłoża równe jeden

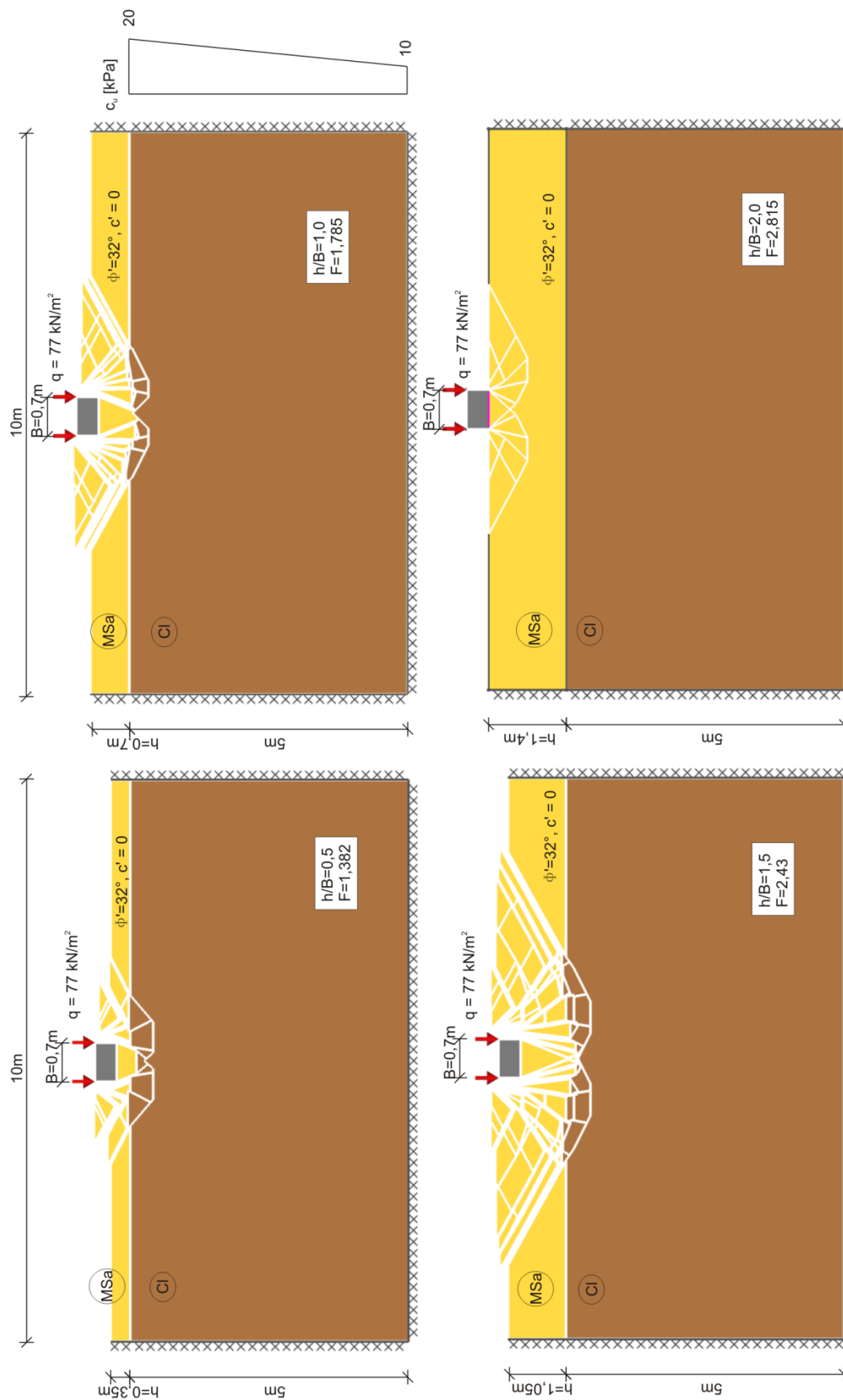


Rysunek 5.27 Współczynnik bezpieczeństwa A w zależności od względnej miąższości platform roboczych $\left(\frac{h}{B}\right)$ w przypadku różnych schematów rozkładu wytrzymałości na ścinanie bez odpływu.

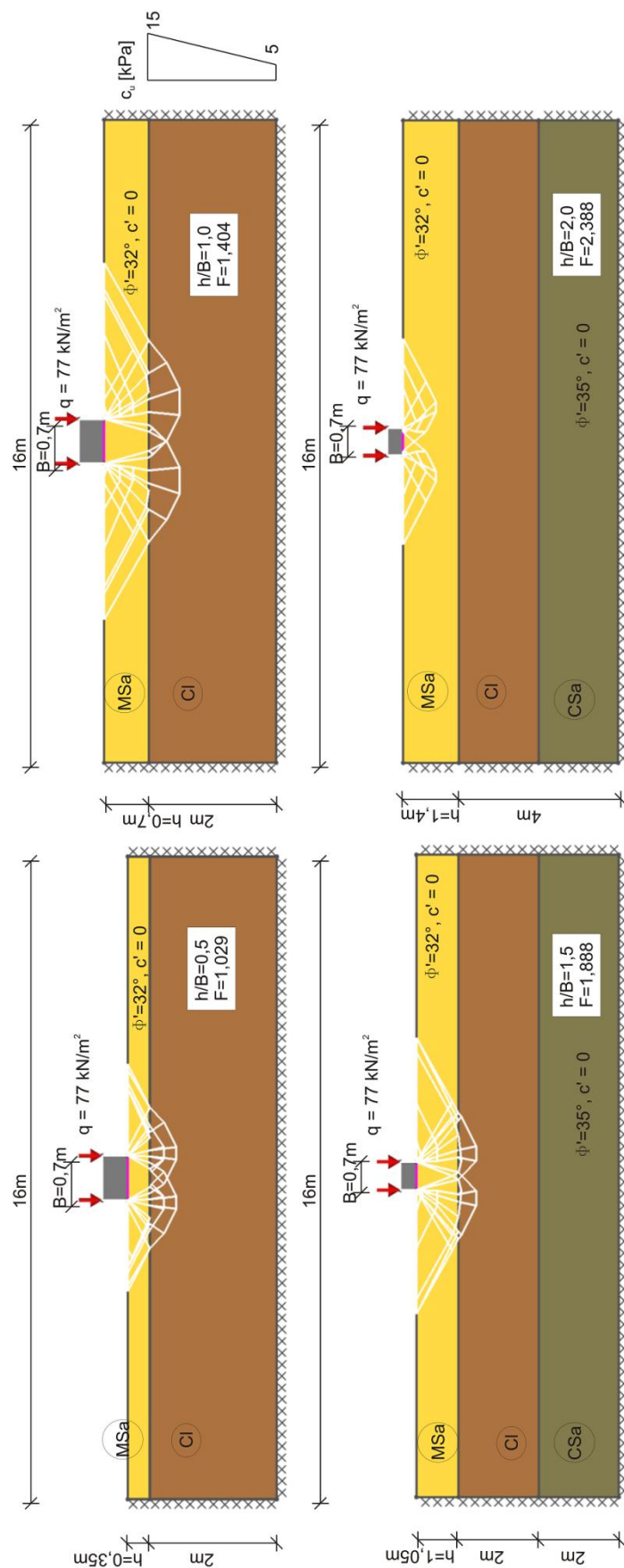
Na Rysunkach 5.28 - 5.30 przedstawiono mechanizm zniszczenia platformy roboczej w zależności od zmiany jej miąższości z wykorzystaniem współczynników częściowych do parametrów geotechnicznych podłoża równych jeden. W przypadku, gdy wytrzymałość na ścinanie wzrasta z głębokością $c_u = 10kPa + 2kPa/m \cdot z$ (Rysunek 5.29) zaobserwować można nieznaczące zmniejszenie zasięgu mechanizmu ścięcia przy przebiciu. Zasięg głębokości linii poślizgu wzrasta, gdy wytrzymałość na ścinanie ulega redukcji wraz z głębokością, tj. $c_u = 20kPa - 2kPa/m \cdot z$ (Rysunek 5.30). W tym przypadku wraz ze wzrostem miąższości platformy mechanizm ścięcia przy przebiciu został zastąpiony ogólnym mechanizmem zniszczenia warstwy platformy roboczej. Również przy szybszej redukcji wytrzymałości na ścinanie bez odpływu, tj. gdy $c_u = 15kPa - 5kPa/m \cdot z$, zaobserwować można zmianę mechanizmu zniszczenia. W tym przypadku linie poślizgu dochodziły do brzegów obszaru, więc konieczne było jego rozszerzenie. Badany obszar poszerzono o 3 m z każdej strony oraz wprowadzono dodatkową 2 m warstwę zagęszczonego piasku pod warstwą słabonośną.



Rysunek 5.28 Mechanizmy zniszczenia przy względnych miąższościach platformy $(\frac{h}{B}) = 0,5; 1; 1,5; 2$, wytrzymałości na ścinanie bez odpywy $c_u = 10 \text{ kPa} + 2 \text{ kPa} \cdot z$ (współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych podłoża równe jeden), wpływ rozkładu c_u z głębokością



Rysunek 5.29 Mechanizmy zniszczenia przy względnych miąższościach platformy ($\frac{h}{B}$) = 0,5; 1,1,5; 2, wytrzymałości na ścinanie bez odplywu $c_u = 20 \text{ kPa}$ - z (współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych podłoża równe jeden), wpływ rozkładu c_u z głębokością



Rysunek 5.30 Mechanizmy zniszczenia przy względnych miąższościach platformy $(\frac{z}{B}) = 0,5; 1; 1,5; 2$, wytrzymałości na ścinanie bez odpływu $c_u = 15 \text{ kPa}$ – 5 kPa / $m \cdot z$ (współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych podłoża równe jeden), wpływ rozkładu c_u z głębokością

5.3.2 Podejście B

Mechanizm zniszczenia w podejściu B (współczynnik ze względu na wytrzymałość podłoża), z uwzględnieniem współczynników częściowych równych 1, analizowano dla różnych miąższości platform roboczych i wytrzymałości na ścinanie bez odpływu podłoża słabonośnego ($c_u = 20 - 50 \text{ kPa}$) oraz różnych efektywnych kątów tarcia wewnętrznego materiału platformy ($\phi' = 32, 35 \text{ i } 38^\circ$). Wyniki obliczeń zamieszczono w Aneksie nr 1.

Wartości współczynników częściowych B dla różnych kątów tarcia wewnętrznego materiału platformy z zastosowaniem podejścia, w którym współczynniki częściowe do parametrów gruntu są równe 1 oraz podejść DA 1b i DA 2b* przedstawiono w Tabelach 5.6, 5.7 i 5.8.

Tabela 5.6 Współczynniki częściowe wg podejścia B w przypadku efektywnego kąta tarcia wewnętrznego $\phi' = 32^\circ$

h	h/B	Współczynnik częściowy B								
		Współczynniki = 1			Eurokod 7 DA 1b			Eurokod 7 DA 2b*		
		c_u			c_u			c_u		
[m]	[-]	20 kPa	30 kPa	50 kPa	20 kPa	30 kPa	50 kPa	20 kPa	30 kPa	50 kPa
0,175	0,25	1,132	1,238	1,274	0,8919	0,9379	1,015	0,9893	1,054	1,125
0,28	0,4	1,232	1,294	1,326	0,9699	1,028	1,064	1,001	1,128	1,195
0,35	0,5	1,254	1,325	1,354	0,9814	1,048	1,078	1,027	1,166	1,202
0,525	0,75	1,283	1,334	1,364	1,001	1,074	1,085	1,075	1,192	1,205
0,7	1	1,336	1,342	1,372	1,056	1,106	1,105	1,127	1,202	1,215
0,875	1,25	1,377	1,358	1,385	1,105	1,104	1,104	1,157	1,214	1,233
1,05	1,5	1,393	1,393	1,393	1,117	1,117	1,116	1,188	1,23	1,244
1,225	1,75	1,374	1,374	1,374	1,102	1,102	1,102	1,243	1,245	1,264
1,4	2	1,413	1,414	1,414	1,132	1,133	1,133	1,243	1,263	1,265

Tabela 5.7 Współczynniki częściowe wg podejścia B w przypadku efektywnego kąta tarcia wewnętrznego $\phi' = 35^\circ$

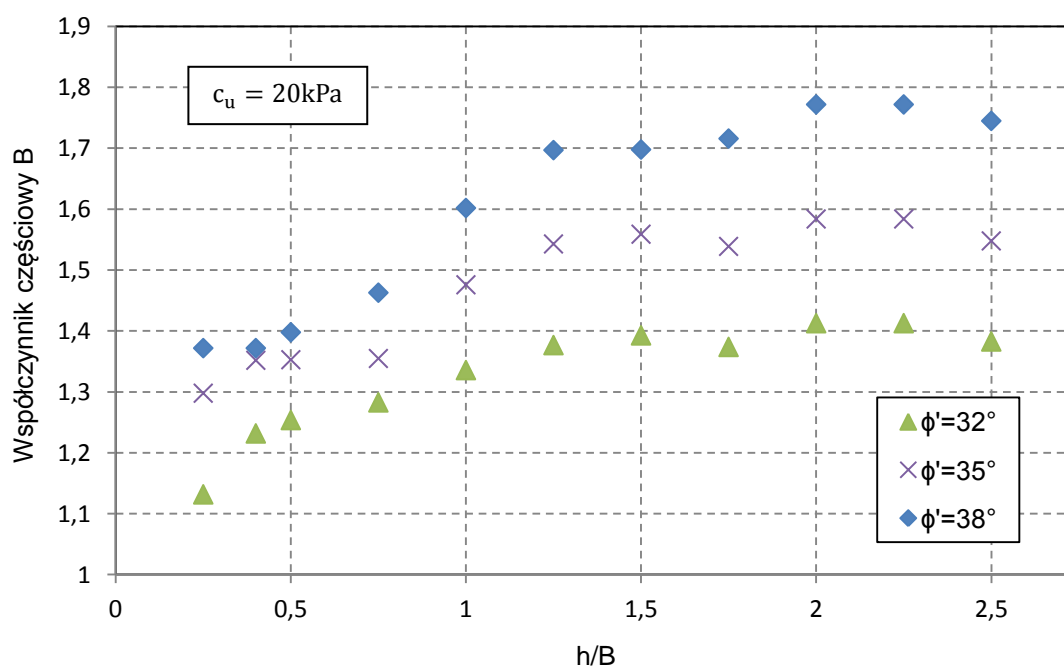
h	h/B	Współczynnik częściowy B								
		Współczynniki = 1			Eurokod 7 DA 1b			Eurokod 7 DA 2b*		
		c_u			c_u			c_u		
[m]	[-]	20 kPa	30 kPa	50 kPa	20 kPa	30 kPa	50 kPa	20 kPa	30 kPa	50 kPa
0,35	0,5	1,353	1,453	1,476	1,022	1,142	1,183	1,091	1,303	1,379
0,7	1	1,476	1,491	1,49	1,160	1,194	1,195	1,27	1,356	1,36
1,05	1,5	1,559	1,555	1,554	1,250	1,246	1,246	1,392	1,425	1,425
1,4	2	1,584	1,582	1,566	1,268	1,268	1,256	1,425	1,425	1,425

Tabela 5.8 Współczynniki częściowe wg podejścia B w przypadku efektywnego kąta tarcia wewnętrznego $\phi' = 38^\circ$

h	h/B	Współczynnik częściowy B								
		Współczynniki = 1			Eurokod 7 DA 1b			Eurokod 7 DA 2b*		
		c_u			c_u			c_u		
[m]	[-]	20 kPa	30 kPa	50 kPa	20 kPa	30 kPa	50 kPa	20 kPa	30 kPa	50 kPa
0,35	0,5	1,398	1,590	1,646	1,044	1,228	1,319	1,146	1,363	1,394
0,7	1	1,602	1,662	1,661	1,248	1,333	1,331	1,369	1,363	1,416
1,05	1,5	1,698	1,733	1,733	1,361	1,387	1,389	1,425	1,458	1,458
1,4	2	1,772	1,748	1,749	1,420	1,400	1,399	1,483	1,483	1,483

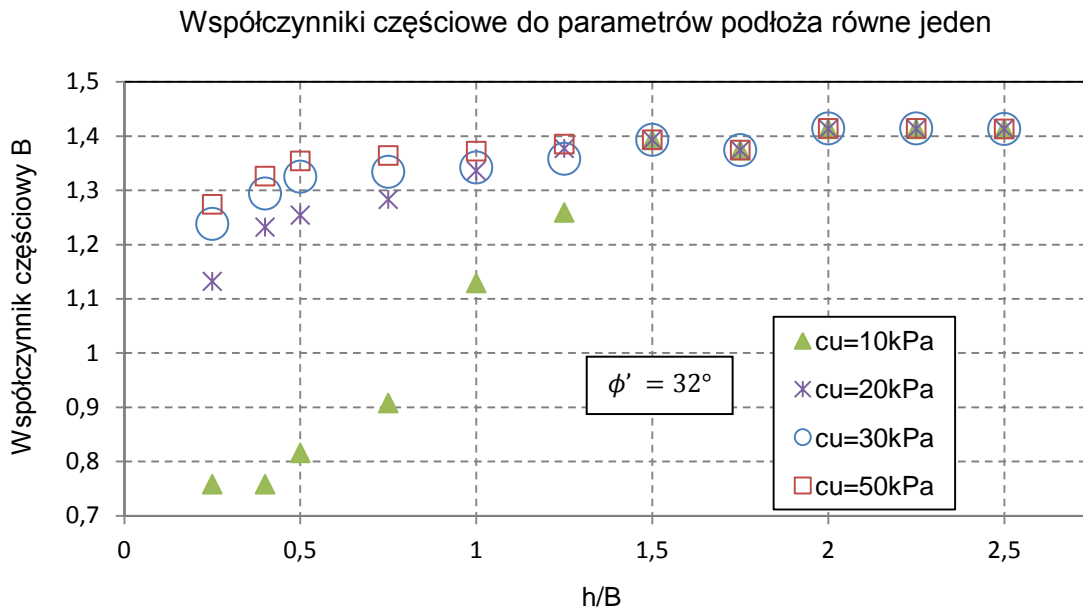
Przy danym kącie tarcia wewnętrznego materiału platformy współczynniki częściowe B rosną wraz z miąższością platformy i wytrzymałością gruntu słabonośnego na ścinanie bez odpływu. Uzyskane wyniki trudniej zinterpretować niż współczynniki uzyskane w podejściu A. Można je jednak potraktować jako uogólniony zapas bezpieczeństwa w stosunku do parametrów wytrzymałościowych obu warstw podłoża. Współczynniki częściowe B wyliczone dla różnych kątów tarcia wewnętrznego platformy roboczej i stałej wytrzymałości na ścinanie podłoża słabonośnego $c_u = 20 \text{ kPa}$ przedstawione są na Rysunku 5.31. Współczynniki częściowe B rosną wraz ze względną miąższością platformy roboczej, a po przekroczeniu $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,25$ następuje ich stabilizacja.

Współczynniki częściowe dla parametrów podłoża równe jeden



Rysunek 5.31 Współczynnik częściowy B w zależności od względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right)$ w przypadku różnych efektywnych kątów tarcia wewnętrznego.

Zestawienie współczynników częściowych B w zależności od wytrzymałości na ścinanie podłoża słabonośnego przy $\phi' = 32^\circ$ przedstawiono na Rysunku 5.32. Uzyskane wartości współczynników częściowych B różnią się niewiele, jedynie ten wyznaczony przy $c_u = 10 \text{ kPa}$ początkowo znacząco odbiega od pozostałych, wyższych wartości. Po osiągnięciu względnej miąższości platformy roboczej $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,5$ współczynniki częściowe B są takie same dla wszystkich c_u . Analogicznie wygląda to w przypadku analizy w uwzględnieniu współczynników Eurokodu 7 DA 1b oraz DA 2b* (Aneks nr 1).



Rysunek 5.32 Współczynnik częściowy B w zależności od względnej miąższości platformy roboczej $\left(\frac{h}{B}\right)$ dla różnych wartości wytrzymałości na ścinanie bez odpływu c_u (współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych podłoża równe jeden).

5.3.3 Podsumowanie analiz metodą DLO

Nośność warstwy platformy roboczej przykrywającej podłoże słabonośne analizowano przy użyciu metody DLO (Distinct Layout Optimization), w której poszukiwano rozwiązania kinematycznie dopuszczalnego. Analizowano dwa podejścia odnośnie współczynnika częściowych. Podejście przy użyciu współczynnika częściowego A pozwala na bezpośrednie wyznaczenie nośności platformy roboczej przy zniszczeniu oraz na oszacowanie zapasu bezpieczeństwa dla przyjętego oddziaływania. Podejście przy użyciu współczynnika częściowego B jest mniej bezpośrednie, ponieważ daje zapas bezpieczeństwa ze względu na parametry wytrzymałościowe podłoża. Analiza przeprowadzona w zakresie różnych względnych miąższości platformy i wytrzymałości na ścinanie podłoża słabonośnego umożliwia powiązanie nośności fundamentu pasmowego z kinematycznym mechanizmem zniszczenia. Wraz z wzrostem miąższości platformy roboczej mechanizm zniszczenia zmienia się stopniowo z mechanizmu ścicia przy przebiciu przez materiał platformy na zniszczenie wynikające z przekroczenia ogólnej nośności samego materiału platformy. W drugim przypadku przy danym c_u nośność fundamentu zależy jedynie od kąta tarcia

wewnętrznego materiału platformy roboczej. Analizując wyniki obliczeń w programie Limit State GEO w postaci graficznej zauważyć można, że na zmianę mechanizmu zniszczenia ma wpływ głównie miąższość platformy. W większości przypadków przy względnej miąższości platformy roboczej $\left(\frac{h}{B}\right) \geq 1,5$ zniszczenie wynika z przekroczenia ogólnej nośności materiału platformy. Kąt tarcia wewnętrznego materiału platformy ma drugorzędny wpływ na zmianę mechanizmu zniszczenia. W niektórych przypadkach, gdy wytrzymałości obu warstw są porównywalne, zaobserwowano, że mechanizm zniszczenia zależy od względnej wytrzymałości materiału platformy i podłoża. Wówczas, zmiana wartości kąta ϕ' wpływa na postać mechanizmu zniszczenia.

Istnieje wyraźna różnica między zachowaniem podłoża bardzo słabonośnego ($c_u = 10 \text{ kPa}$), a podłoża słabonośnego o wyższej wytrzymałości na ścinanie bez odpływu. Wartości współczynnika częściowego w podejściu A, z wyjątkiem podłoża bardzo słabonośnego o $c_u = 10 \text{ kPa}$, dążą do wartości maksymalnej zależnej od kąta tarcia wewnętrznego ϕ' przy $\left(\frac{h}{B}\right)$ wyższym od 2. Również wartości współczynnika częściowego B dążą do pewnej wartości maksymalnej, jednak stabilizacja zachodzi już przy $\left(\frac{h}{B}\right)$ przewyższającym 1,5.

Zbadany został również wpływ przyjętych współczynników częściowych uwzględniając przypadek współczynników częściowych równych jeden oraz podejścia projektowe DA 1b i DA 2b* Eurokodu 7. Podejścia DA 1b i DA 2b* dają nieco mniejsze wymagane miąższości platformy niż podejście, gdy współczynniki częściowe są równe jedności.

5.4 Obliczenia porównawcze

W celu wykonania analizy porównawczej sprawdzono nośność identycznych modeli obliczeniowych przy użyciu programu LimitStateGEO, metody poradnika BRE oraz porównano przykładowe przypadki obliczeniowe z wynikami analiz innych autorów. Wzory obliczeniowe znajdujące się w poradniku BRE umożliwiają obliczenie niezbędnej miąższości platformy roboczej przy znanym oddziaływaniu, parametrach wytrzymałościowych gruntu i platformy roboczej oraz położeniu zwierciadła wody gruntowej. Aby uzyskać dane umożliwiające porównanie wyników z obliczeń przy użyciu Limit State GEO, gdzie podejście jest odwrotne (znana jest miąższość platformy, a wyliczamy nośność graniczna), obciążenie platformy dobierano w taki sposób, aby wynikami końcowymi obliczeń były miąższości z przypadków analizowanych przy użyciu Limit State GEO.

W obydwu przypadkach wszystkie współczynniki częściowe oddziaływań zostały przyjęte równe jeden. Ze względu na obliczenia w płaskim stanie odkształcenia współczynniki kształtu fundamentu przyjęto równe jeden. Analizowano trzy przypadki platform roboczych o kątach tarcia wewnętrznego $\phi' = 32^\circ, 35^\circ \text{ i } 38^\circ$ oraz dwa przypadki podłoża słabonośnego o wytrzymałościach na ścinanie $c_u = 20 \text{ i } 50 \text{ kPa}$. Zgodnie z zaleceniami BRE obliczenia przeprowadzono przy względnej miąższości platformy roboczej $\left(\frac{h}{B}\right)$ nie większej niż 1,5 i nie mniejszej niż 0,43. W przypadkach, gdy względna miąższość platformy roboczej $\left(\frac{h}{B}\right) > 1,5$ zakłada się, że nie obowiązuje

mechanizm ścięcia przy przebiciu, na którym oparta jest metoda obliczeniowa poradnika BRE 470. Ponadto, gdy $c_u < 20 \text{ kPa}$ również nie można stosować metody BRE. W takich przypadkach, należy użyć innych metod obliczeniowych.

Ze względu na zbieżność analizowanego zagadnienia z analizami Michałowskiego (Michałowski i inni, 1995) oraz Hanny i Meyerhofa (Meyerhof i inni, 1978) zdecydowano się dodatkowo na porównanie uzyskanych wyników z analizami numerycznymi powyższych autorów. Wyniki obliczeń porównano z uwzględnieniem współczynnika częściowego w podejściu A i współczynników częściowych do podłoża równych 1.

Metoda Michałowskiego oparta jest na podejściu kinematycznym, w którym uzyskać można górne oszacowanie rzeczywistych naprężeń granicznych. Potwierdzono to poprzez porównanie górnego oszacowania wyników z rozwiązaniem dokładnym (zagadnienie nośności fundamentu pasmowego na nieważkim podłożu). W takim przypadku najmniejsze górne oszacowanie jest identyczne z rozwiązaniem dokładnym (Shield, 1954). Natomiast dla ciężkiego gruntu w półprzestrzeni sprężystej rozwiązanie dokładne nie jest znane, ale różnica pomiędzy górnym oszacowaniem a rozwiązaniem kinematycznie dopuszczalnym opartym na liniach poślizgu jest nieznaczną. W tym przypadku rozwiązanie linii poślizgu może być dolnym oszacowaniem rozwiązania, przy założeniu, że grunt posiada skończoną objętość (nie jest to półprzestrzeń), ograniczoną szorstkimi brzegami, natomiast odkształcenia podlegają stowarzyszonemu prawu plastycznego płynięcia.

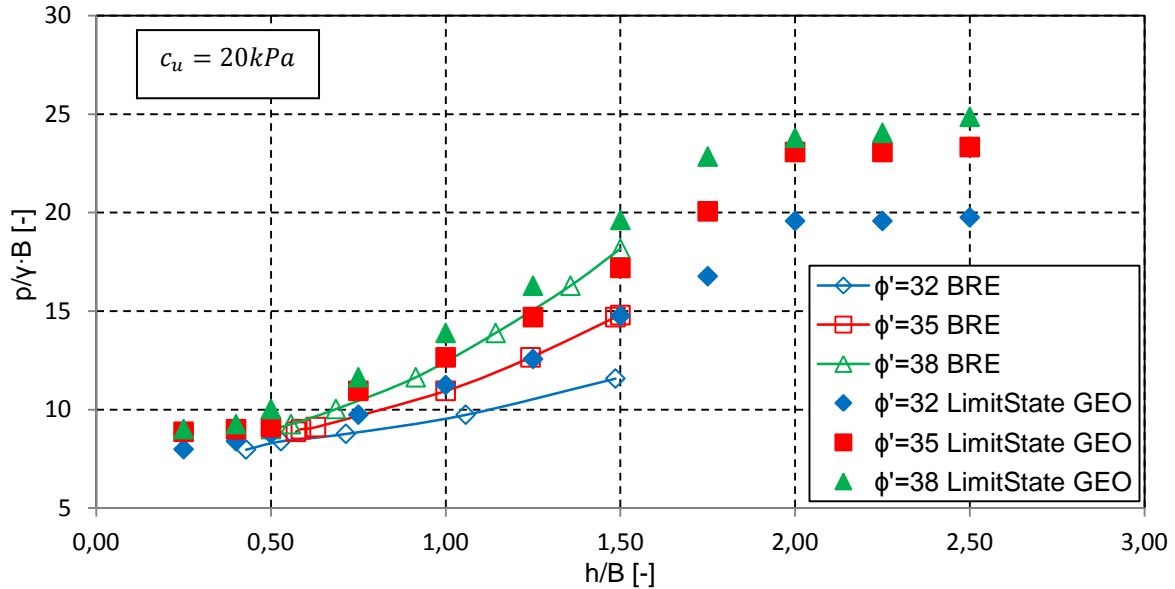
Metoda Hanny-Meyerhofa została przedstawiona w Rozdziale 2.4.

5.4.1 Porównanie wyników otrzymanych różnymi metodami

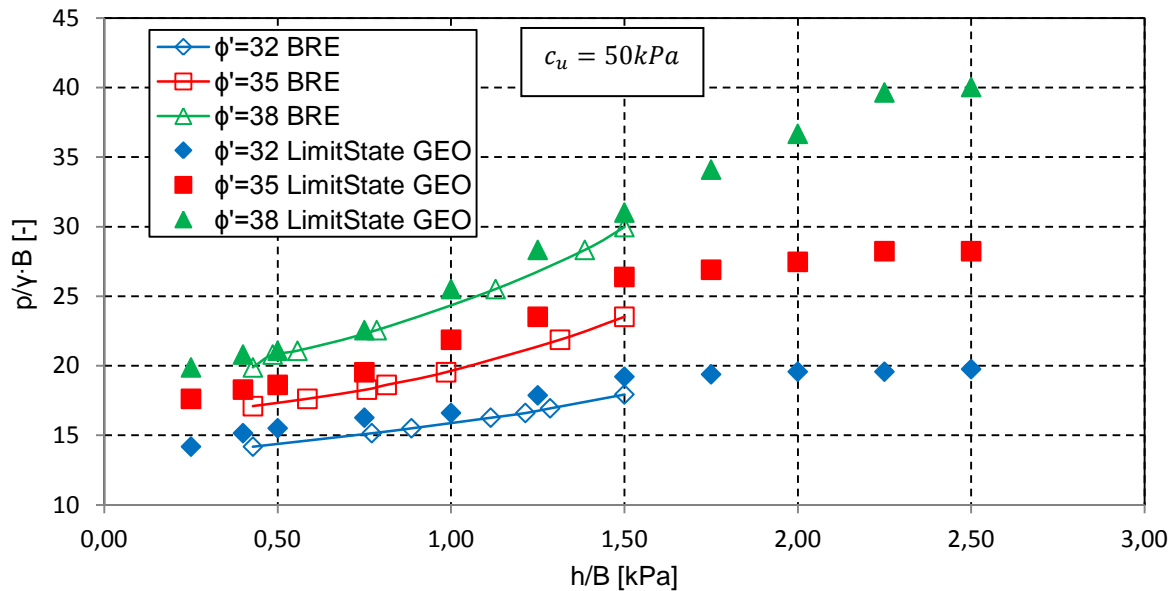
Limit State GEO - BRE

Wyniki analizy porównawczej przedstawione zostały w formie znormalizowanej nośności $\frac{p}{\gamma B}$, zależnej od względnej miąższości platformy roboczej $\left(\frac{h}{B}\right)$ - Rysunek 5.33 i 5.34. Znormalizowana nośność wyznaczona za pomocą LimitStateGEO, jako rozwiązanie kinematycznie dopuszczalne, jest na ogół nieznacznie wyższa niż obliczona zgodnie zaleceniami BRE. W przypadku podłoża słabonośnego o $c_u = 20 \text{ kPa}$ (Rysunek 5.33), przy niskiej względnej miąższości platformy roboczej uzyskano znormalizowaną nośność bliską 9, niezależnie od kąta tarcia wewnętrznego materiału platformy. Różnice w tak wyznaczonej znormalizowanej nośności uwidaczniają się ze wzrostem względnej miąższości platformy roboczej $\left(\frac{h}{B}\right)$. Znormalizowana nośność uzyskana z LimitState GEO w przypadku kątów tarcia wewnętrznego $\phi = 32^\circ, 35^\circ$ i 38° przy $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,5$, jest wyższa od wyznaczonej metodą BRE odpowiednio o 3,2, 2,4 i 1,5. Różnica między znormalizowaną nośnością podłoża z rozwiązania kinematycznego i obliczeń metodą BRE maleje ze wzrostem wartości kąta tarcia wewnętrznego. Im wyższa wytrzymałość na ścinanie c_u i mniejsza miąższość względna platformy $\left(\frac{h}{B}\right)$, tym różnice w wynikach obydwu metod są mniejsze (Rysunek 5.34, 5.35, 5.36 i 5.37). Ponadto zauważyć można, że znormalizowana nośność niezależnie od przyjętych parametrów wytrzymałościowych gruntu, po przekroczeniu wartości względnej miąższości

platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 2$ przestaje rosnąć. Wynika to ze zmiany mechanizmu zniszczenia. Mechanizm ściska przy przebiciu po przekroczeniu tej wartości $\left(\frac{h}{B}\right)$ nie obowiązuje, co jest zbieżne z założeniami poradnika BRE 470.

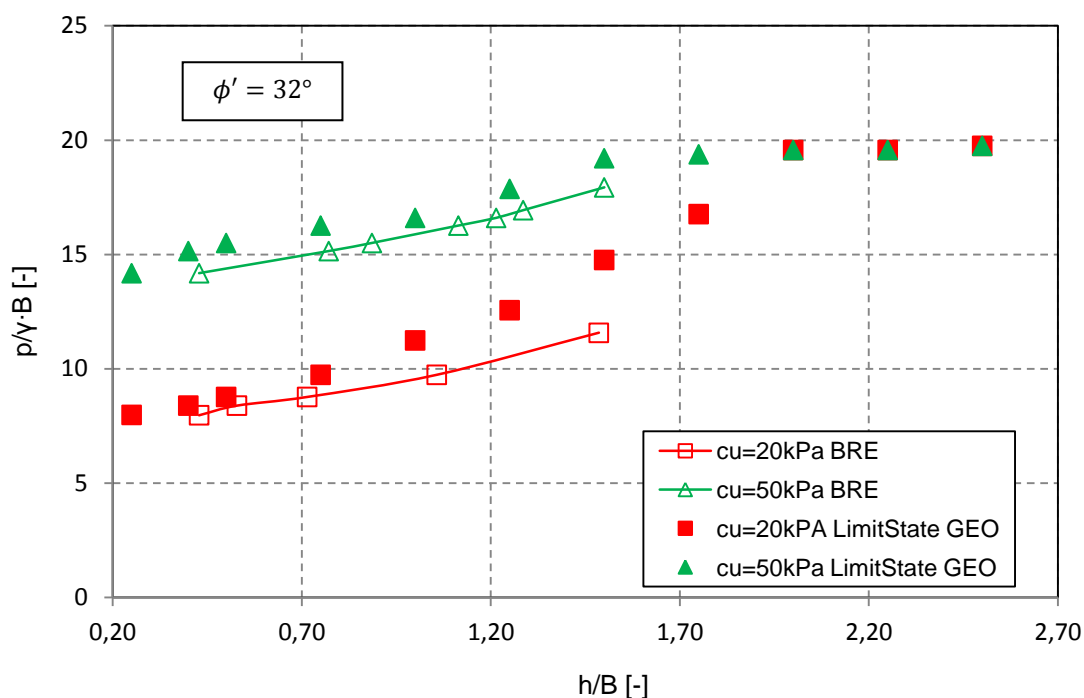


Rysunek 5.33 Znormalizowana nośność podłoża według podejścia BRE 470 oraz programu limit State GEO przy użyciu współczynników częściowych równych jeden, wytrzymałość na ścinanie bez odpływu $c_u = 20 \text{ kPa}$

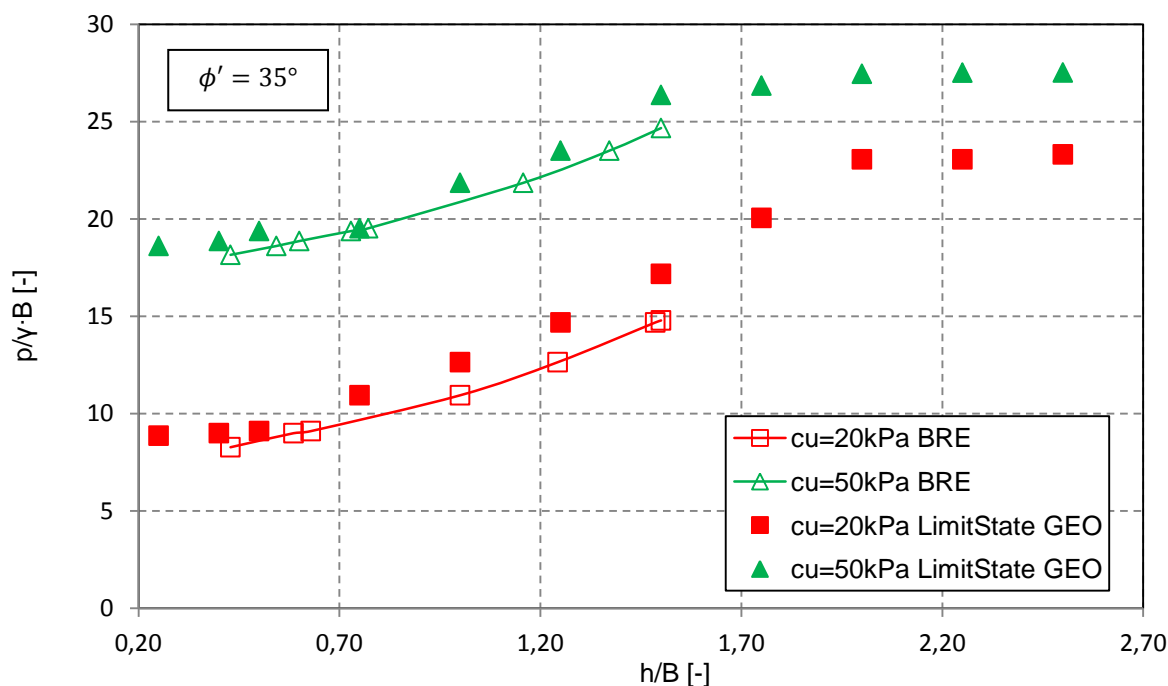


Rysunek 5.34 Znormalizowana nośność podłoża według podejścia BRE 470 oraz programu LimitStateGEO przy użyciu współczynników częściowych równych jeden, wytrzymałość na ścinanie bez odpływu $c_u = 50 \text{ kPa}$

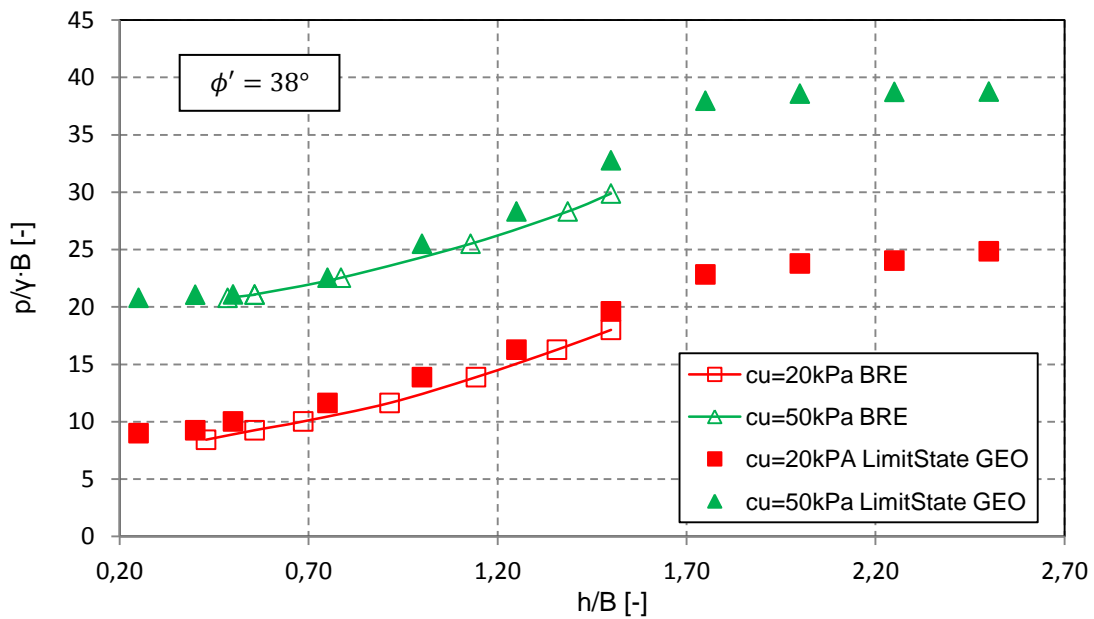
Analizując wykresy zależności znormalizowanej nośności od miąższości względnej platformy $\left(\frac{h}{B}\right)$ (Rysunek 5.35, 5.36 i 5.37) zaobserwować można, że im wyższa wartość kąta tarcia wewnętrznego ϕ' tym otrzymuje się wyższą wartość znormalizowanej nośności.



Rysunek 5.35 Znormalizowana nośność podłoża według podejścia BRE 470 oraz programu LimitStateGEO przy użyciu współczynników częściowych równych jeden, kąt tarcia wewnętrznego $\phi' = 32^\circ$



Rysunek 5.36 Znormalizowana nośność podłoża według podejścia BRE 470 oraz programu LimitStateGEO przy użyciu współczynników częściowych równych jeden, kąt tarcia wewnętrznego $\phi' = 35^\circ$



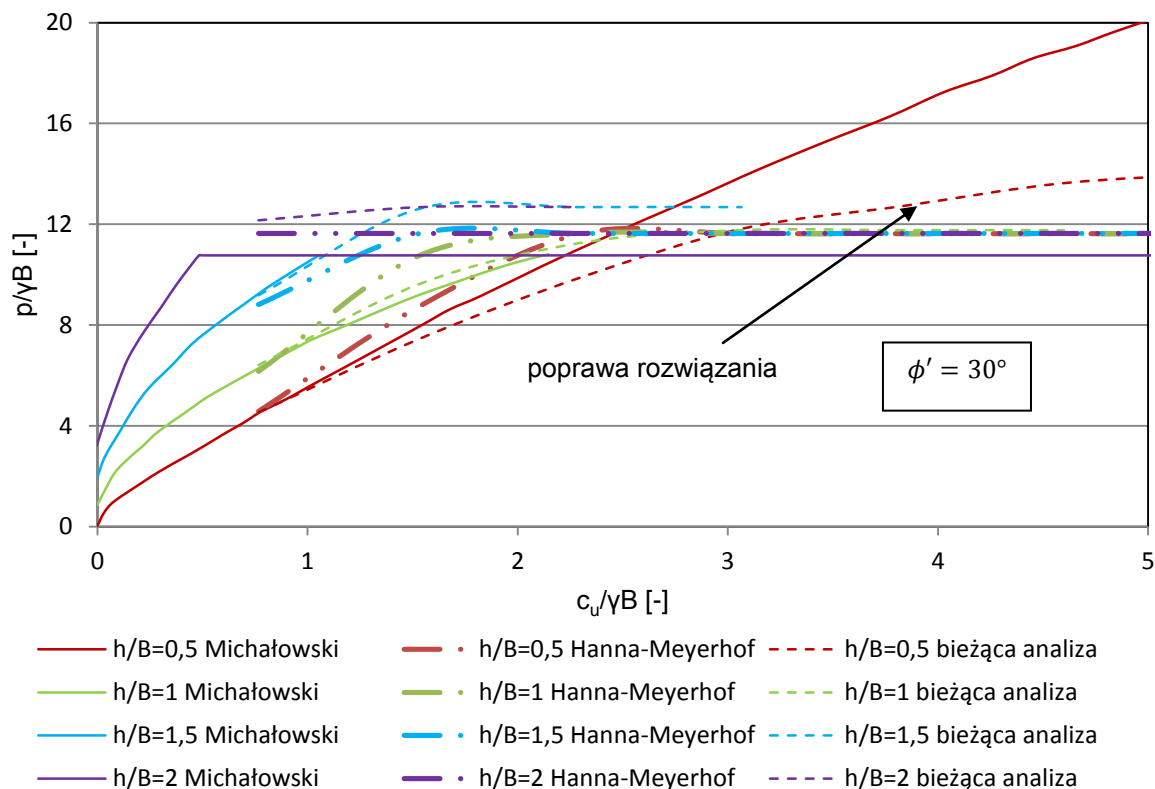
Rysunek 5.37 Znormalizowana nośność podłoża według podejścia BRE 470 oraz programu LimitStateGEO przy użyciu współczynników częściowych równych jeden, kąt tarcia wewnętrznego $\phi' = 38^\circ$

Limit State GEO – Michałowski – Hanna i Meyerhof

Na Rysunek 5.38 zestawiono znormalizowane nośności uzyskane w bieżącej analizie wykonanej przy użyciu programu Limit State GEO, wyniki analizy Michałowskiego oraz wyniki obliczeń wykonanych metodą Hanny-Meyerhofa dla kąta tarcia wewnętrznego $\phi' = 30^\circ$. Zauważyć można (Rysunek 5.38), że we wszystkich trzech analizach znormalizowana nośność niezależnie od przyjętych parametrów wytrzymałościowych gruntu, przestaje rosnać po przekroczeniu wartości znormalizowanej wytrzymałości na ścinanie bez odpływu $\frac{c_u}{\gamma B} = 0,5 - 2,5$ (w zależności od miąższości względnej platformy $\left(\frac{h}{B}\right)$). Wyjątek stanowi rozwiązanie według Michałowskiego przy $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$. Wynika to ze zmiany mechanizmu zniszczenia. Mechanizm ścięcia przy przebiciu przy dużych wartościach wytrzymałości na ścinanie bez odpływu przestaje obowiązywać.

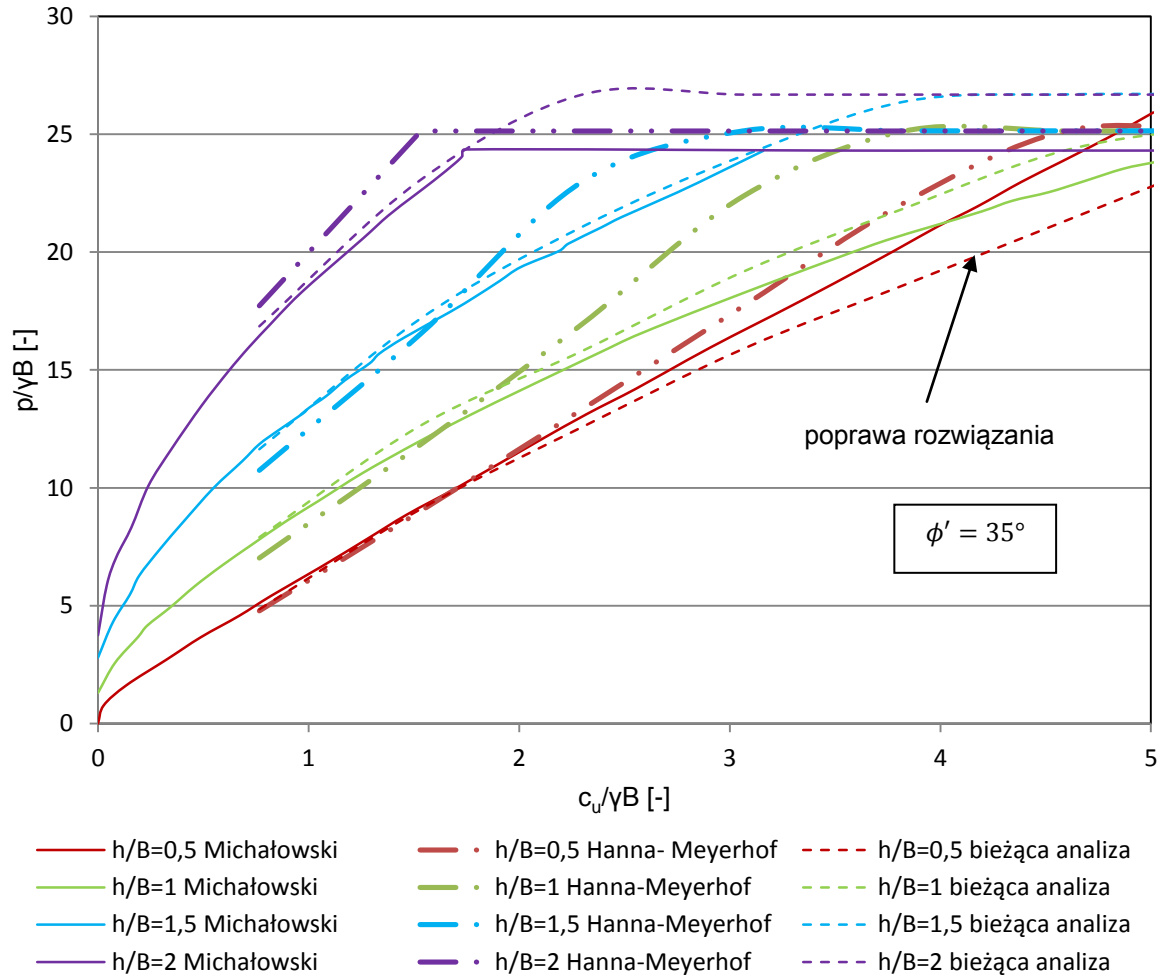
Wyniki analizy bieżącej oraz Michałowskiego wykazują najwyższą zbieżność przy niskich wartościach znormalizowanej wytrzymałości na ścinanie bez odpływu $\frac{c_u}{\gamma B}$. Przy $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$ bieżąca analiza poprawia rozwiązanie Michałowskiego i stanowi dolną obwiednię rozwiązania.

Analiza Hanny-Meyerhofa tylko na samym początku $\left(\frac{c_u}{\gamma B} \leq 1\right)$ daje wartości zbliżone do dwóch pozostałych analiz. Wraz ze wzrostem znormalizowanej wytrzymałości na ścinanie, analiza Hanny-Meyerhofa daje coraz wyższe wyniki w porównaniu do analizy bieżącej i Michałowskiego. Wszystkie analizowane podejścia posiadają ograniczenia górne, które różnią się od siebie o wartość $\frac{p}{\gamma B} = 1 - 2$.



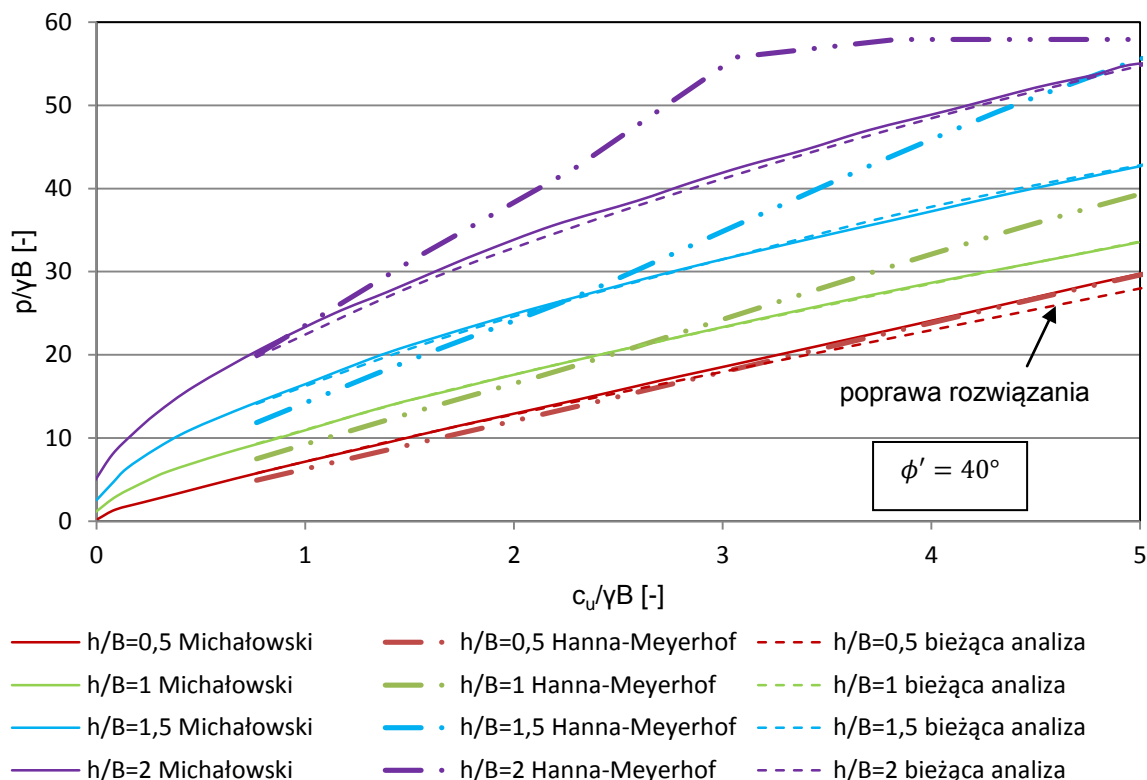
Rysunek 5.38 Porównanie wyników bieżącej analizy z wynikami analizy Michałowskiego Michałowski i inni, 1995 i Hanny-Meyerhofa (Meyerhof i inni, 1978) przy kącie tarcia wewnętrznego $\phi' = 30^\circ$

W przypadku kąta tarcia wewnętrznego $\phi' = 35^\circ$ i większych względnych miąższości platformy roboczej ($\left(\frac{h}{B}\right) > 1,5$) wyniki analizy bieżącej oraz Michałowskiego są bardzo zbliżone. W przypadku, $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$, rozbieżności wyników zaczynają wzrastać po przekroczeniu znormalizowanej wytrzymałości na ścinanie bez odpływu $\frac{c_u}{\gamma B} = 3$. W odróżnieniu od pozostałych miąższości, w tym przypadku rozwiązanie Michałowskiego daje wyższe wartości znormalizowanej nośności. Rozwiązanie przy użyciu bieżącej analizy stanowi poprawę rozwiązania Michałowskiego. Znormalizowane nośności w rozwiązaniu Hanny-Meyerhofa są niższe od tych z bieżącej analizy i analizy Michałowskiego (oprócz przypadku $\left(\frac{h}{B}\right) = 2$) do momentu osiągnięcia znormalizowanej wytrzymałości na ścinanie bez odpływu o wartości 1,5. Gdy $\left(\frac{h}{B}\right) = 2$ wartości znormalizowanych nośności obliczonych przy użyciu metody Hanny-Meyerhofa są wyższe od uzyskanych według Michałowskiego.



Rysunek 5.39 Porównanie wyników bieżącej analizy z wynikami analizy Michałowskiego Michałowski i inni, 1995 i Hanny-Meyerhofa (Meyerhof i inni, 1978) przy kącie tarcia wewnętrznego $\phi' = 35^\circ$

Przy najwyższej z branych pod uwagę wartości kąta tarcia wewnętrznego $\phi' = 40^\circ$ wyniki analiz numerycznych są najbardziej zbliżone do wyników Michałowskiego (Rysunek 5.40). Wyniki obu analiz praktycznie pokrywają się, a przy $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$ w bieżącej analizie są nieznacznie niższe, co jak w przypadku innych wartości kąta tarcia wewnętrznego, stanowi poprawę rozwiązania Michałowskiego. Również w tym przypadku zaobserwować można niższe wartości znormalizowanej nośności z analizy Hanny-Meyerhofa przed osiągnięciem $\frac{c_u}{\gamma B} = 3$. Powyżej tej wartości jedynie w przypadku najmniejszej z analizowanych względnych miąższości platformy roboczej $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$ wyniki wszystkich trzech analiz są do siebie zbliżone. W pozostałych przypadkach $\left(\frac{h}{B}\right)$ analizy Hanny-Meyerhofa dają wyższe wyniki. W przypadku największej z analizowanych względnych miąższości platformy roboczej $\left(\frac{h}{B}\right) = 2$ analiza Hanny-Meyerhofa tylko na początku $\left(\frac{c_u}{\gamma B} = 1 - 1,5\right)$ daje podobne wartości jak w pozostałych metodach. Wraz ze wzrostem znormalizowanej wytrzymałości na ścinanie bez odplywu $\frac{c_u}{\gamma B}$ wyniki uzyskane metodą Hanny i Meyerhofa są zdecydowanie wyższe od uzyskanych pozostałymi metodami.



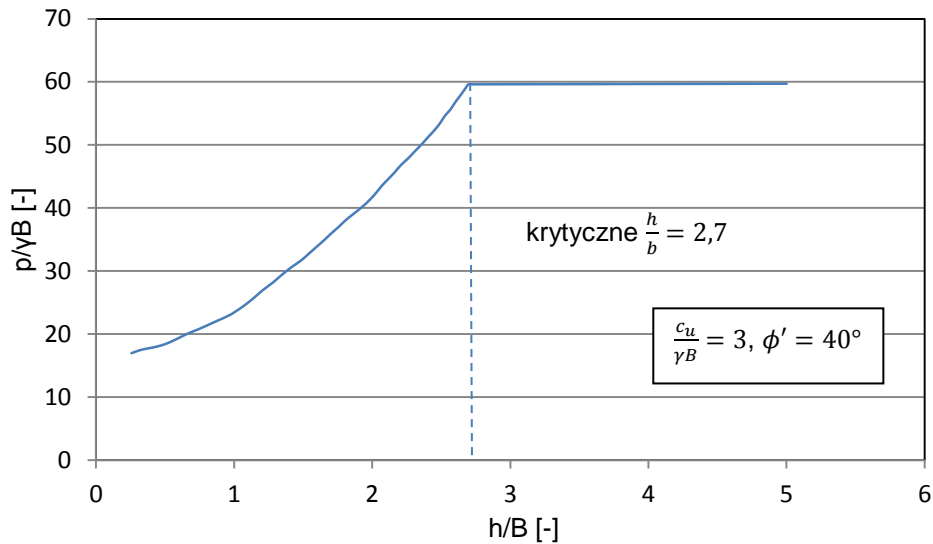
Rysunek 5.40 Porównanie wyników biejącej analizy z wynikami analizy Michałowskiego Michałowski i inni, 1995 i Hanny-Meyerhofa (Meyerhof i inni, 1978) przy kącie tarcia wewnętrznego $\phi' = 40^\circ$

Krytyczna względna miąższość platformy

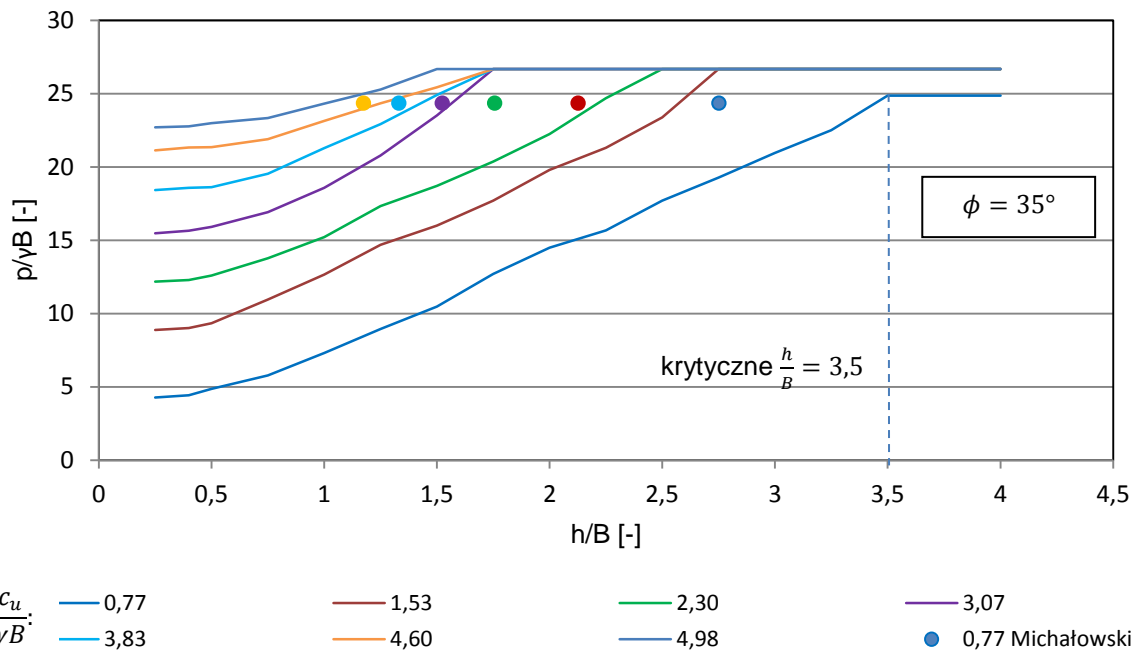
W swoich badaniach Michałowski określił dodatkowo parametr krytycznej wartości względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right)$. Określa on najmniejszą względną miąższość platformy roboczej, przy której warstwa słabonośna przestaje oddziaływać na mechanizm zniszczenia, a co za tym idzie mechanizm ten ogranicza się wyłącznie do platformy roboczej. Krytyczną względną miąższość platformy określa się na podstawie miąższości platformy, po przekroczeniu której naprężenia pod podstawą fundamentu nie ulegają zmianie. Na Rysunku 5.41 przedstawiona jest przykładowa krzywa znormalizowana nośność podłoża – względna miąższość platformy roboczej dla konkretnych wartości znormalizowanej wytrzymałości na ścinanie bez odpływu $\frac{c_u}{\gamma B} = 3$ i kąta tarcia wewnętrznego $\phi' = 40^\circ$. Linia przerywana wskazuje miąższość przyjętą do dalszej analizy jako krytyczną względną miąższość platformy roboczej $\left(\frac{h}{B}\right) = 2,7$.

Krzywe znormalizowanej nośności podłoża w zależności od względnej miąższości platformy roboczej z analiz w programie Limit State GEO dla kąta tarcia wewnętrznego $\phi' = 35^\circ$ przedstawiono na Rysunku 5.42. Linia przerywaną zaznaczono przykładową wartość krytyczną względną miąższości platformy roboczej dla znormalizowanej wytrzymałości na ścinanie bez odpływu $\frac{c_u}{\gamma B} = 0,77$. Wartość odczytana z wykresu to krytyczne $\frac{h}{B} = 3,5$. Analogicznie odczytano wartości krytycznych względnych miąższości platformy roboczej $\frac{h}{B}$ dla pozostałych $\frac{c_u}{\gamma B}$. Wartość $\frac{p}{\gamma B} = 26,68$ stanowi górne ograniczenie nośności za wyjątkiem przypadku $\frac{c_u}{\gamma B} = 0,77$. Ograniczenie

to wynika ze zmiany mechanizmu ścięcia przy przebicium na ogólne zniszczenie w materiale platformy. Na wykresie za pomocą punktów zaznaczono również krytyczne $\frac{h}{B}$ z obliczeń Michałowskiego. Michałowski w swojej analizie uzyskał niższe wartości krytycznych $\frac{h}{B}$ przy nieco niższej znormalizowanej nośności ($\frac{p}{\gamma B} = 24,34$) niż w bieżącej analizie.

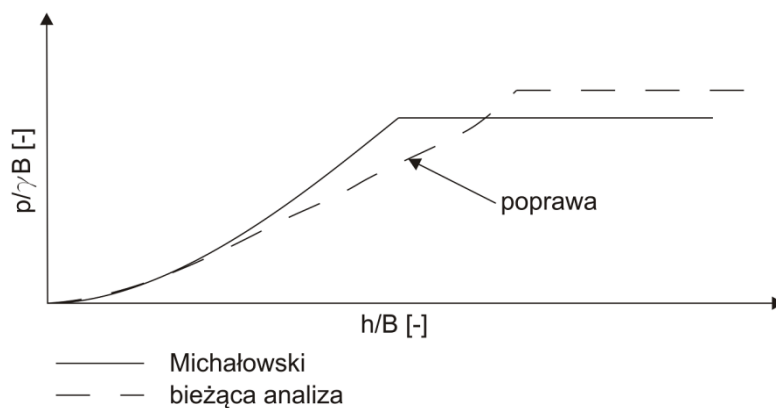


Rysunek 5.41 Przykładowy wykres pomocniczy do określenia krytycznej wartości względnej miąższości platformy ($\frac{h}{B}$) Michałowski i inni, 1995



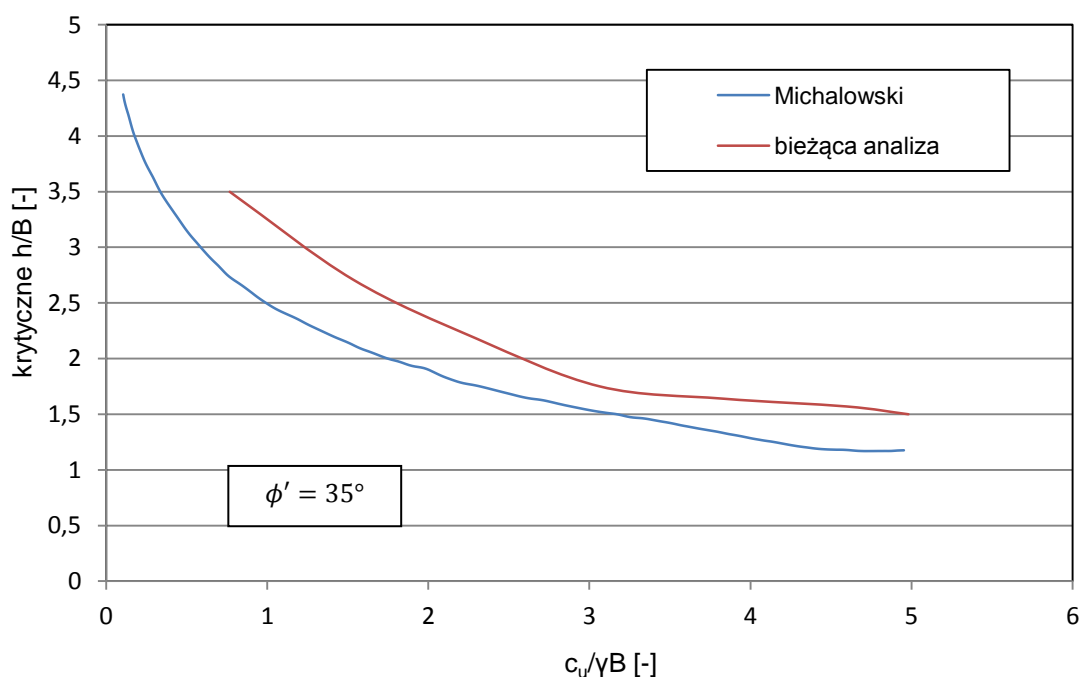
Rysunek 5.42 Wykres pomocniczy do określenia krytycznej wartości względnej miąższości platformy ($\frac{h}{B}$) w bieżącej analizie, dla kąta tarcia wewnętrznego $\phi' = 35^\circ$

Na Rysunku 5.43 przedstawiono przykładowy przebieg krzywych znormalizowana nośność - względna miąższość platformy dla bieżącej analizy oraz analizy Michałowskiego. W bieżącej analizie przy danym ($\frac{h}{B}$) uzyskano niższe wartości znormalizowanej nośności $\frac{p}{\gamma B}$ gdy ($\frac{h}{B}$) < krytyczne ($\frac{h}{B}$), co poprawia rozwiązania Michałowskiego.



Rysunek 5.43 Przykładowy przebieg krzywych do określenia krytycznej wartości względnej miąższości platformy ($\frac{h}{B}$) z rozwiązania Michalowskiego oraz bieżącej analizy

Odczytane wartości zestawiono w postaci krzywej krytyczna względna miąższość platformy roboczej – znormalizowana wytrzymałość na ścinanie bez odpływu (Rysunek 5.44) i porównano z wynikami badań Michalowskiego. Na podstawie bieżącej analizy numerycznej uzyskuje się większe wartości krytycznych względnych miąższości platformy roboczej, a różnica dochodzi do 0,5-0,75.



Rysunek 5.44 Krytyczne wartości względnej miąższości platformy ($\frac{h}{B}$) w zależności od znormalizowanej wytrzymałości na ścinanie $\frac{c_u}{\gamma B}$

5.4.2 Podsumowanie

W pierwszej części analizy porównawczej zestawiono wyniki uzyskane przy użyciu programu Limit State GEO oraz poradnika BRE 470. Krzywe znormalizowana nośność podłoża – względna

miąższość platformy roboczej (Rysunek 5.33, 5.34, 5.35, 5.36 i 5.37) w obydwu przypadkach są do siebie zbliżone, przy czym krzywe z obliczeń przy użyciu programu Limit State GEO dają nieznacznie wyższe wyniki.

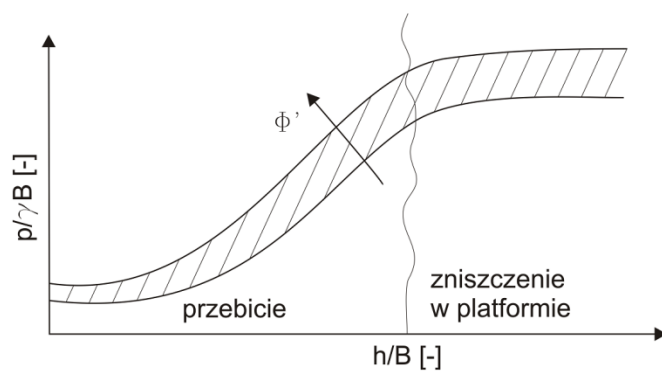
Metoda BRE zakłada, że po przekroczeniu względnej miąższości platformy roboczej $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,5$ mechanizm zniszczenia ulega zmianie z mechanizmu ścięcia przy przebiciu na ogólne zniszczenie w warstwie platformy roboczej. Również w metodzie kinematycznej (przy użyciu programu Limit State GEO) zaobserwować możemy tę zależność. Stała wartość znormalizowanej nośności powyżej pewnej wartości względnej miąższości platformy roboczej świadczy o braku wpływu słabonośnego podłoża na nośność układu.

Druga część analizy obejmowała porównanie bieżącej analizy z badaniami Michałowskiego nad zachowaniem się fundamentów pasmowych na podłożu dwuwarstwowym oraz z analizą Hanny-Meyerhofa. W tym przypadku wyniki badań również okazały się zbliżone (Rysunek 5.39).

5.5 Wnioski

Najważniejsze wnioski, które wynikają z analizy numerycznej:

1. Wraz z wzrostem miąższości platformy roboczej mechanizm zniszczenia zmienia się stopniowo z mechanizmu ścięcia przy przebiciu przez materiał platformy na zniszczenie wynikające z przekroczenia ogólnej nośności samego materiału platformy (Rysunek 5.45).
2. Na zmianę mechanizmu zniszczenia wpływa głównie względna miąższość platformy roboczej $\left(\frac{h}{B}\right)$ oraz znormalizowana wytrzymałość na ścinanie $\frac{c_u}{\gamma B}$.
3. Kąt tarcia wewnętrznego materiału platformy nie ma zazwyczaj wpływu na zmianę mechanizmu zniszczenia. W niektórych przypadkach przy porównywalnej wytrzymałości obu warstw zaobserwowano jednak, że mechanizm zniszczenia zależy od względnej wytrzymałości materiału platformy i podłoża. Wówczas, zmiana wartości kąta ϕ' wpływa na postać mechanizmu zniszczenia.
4. Stała wartość znormalizowanej nośności powyżej pewnej wartości względnej miąższości platformy roboczej świadczy o braku wpływu słabonośnego podłoża na nośność układu z platformą o dużej miąższości.
5. Bieżąca analiza jako dolna obwiednia rozwiązania stanowi w pewnych przypadkach poprawę rozwiązania Michałowskiego.
6. Mechanizmy pracy platformy przedstawiono na schemacie 5.45.



Rysunek 5.45 Znormalizowana nośność podłoża przy dwóch schematach zniszczenia

STRONA CELOWO POZOSTAWIONA PUSTA

Rozdział 6

BADANIA MODELOWE

6.1 Wstęp

W niniejszym rozdziale opisano własne badania eksperymentalne, które zrealizowano na stanowisku do badań modelowych. W badaniach modelowych, wykonanych w Laboratorium Katedry Geotechniki PG, analizowano wpływ rodzaju materiału słabonośnego, wbudowanych geosyntetyków oraz ich umiejscowienie w modelu, co pozwoliło lepiej poznać mechanizm pracy rozpatrywanego układu platforma robocza - podłoże słabonośne oraz zbadać zjawisko rozkładu naprężenia pod fundamentem.

6.2 Opis badań modelowych

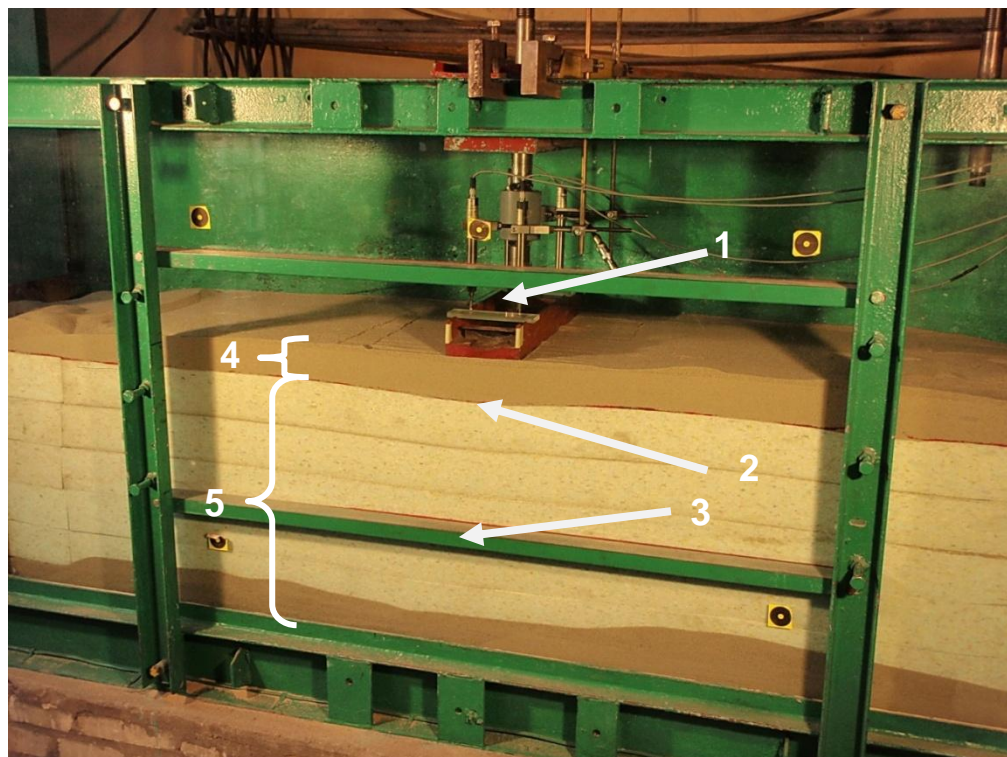
W badaniach laboratoryjnych badano zachowanie modelu fundamentu bezpośredniego na podłożu uwarstwowionym, gdzie warstwa platformy spoczywa na podłożu słabonośnym. Fundament w postaci sztywnego stempla obciążano osiową siłą pionową. Badania przeprowadzono na modelu fundamentu i podłoża w zmniejszonej skali. Modelowanym prototypem był wycinek gąsienicy pojazdu o szerokości 0,75 m na platformie roboczej o miąższości 0,5 m wykonanej na podłożu ze spoistego gruntu słabonośnego. Przyjęto geometryczną skalę modelowania $N = 5$. Zachowanie prototypu odwzorowano stosując model fundamentu bezpośredniego w postaci sztywnego stempla o kształcie ceownika: szerokość $B = 15$ cm i długości $L = 50$ cm, odpowiadającej szerokości stanowiska badawczego. Naprężenie od ciężaru ceownika wynosiło 2 kPa.

W badaniach modelowych zachowanie platformy odwzorowano wykorzystując piasek modelowy *Rybaki 3*. Pracę podłoża słabonośnego symulowano stosując różnego rodzaju pianki, maty, wełnę mineralną oraz wióry. W niektórych przypadkach warstwa platformy była dodatkowo zbrojona geosyntetykami (patrz Rozdział 6.3).



Tabela 6.1 Wymiary badanego przypadku rzeczywiste oraz w skali

Wymiar	Prototyp	Model
Szerokość	75 cm	15 cm
Miąższość platformy	50 cm	10 cm
Miąższość warstwy słabej	250 cm	50 cm



Rysunek 6.1 Stanowisko badawcze w badaniach modelowych (1 - siłownik z oczujnikowaniem, 2 - granica między warstwą platformy oraz słabonośną, w niektórych schematach geosyntezy wzmacniającej, 3 - belka podtrzymująca szybę, widoczna na rysunkach prezentujących wyniki badań, 4 - platforma robocza, 5 - podłoże słabonośne)

Badanie przeprowadzono na stanowisku do badań modelowych w płaskim stanie odkształcenia (patrz Rysunek 6.1). Wymiary stanowiska wraz z zestawem obciążającym są następujące: długość 2,6 m szerokość 0,5 m, wysokość 1,1 m. Przednia ściana skrzyni wykonana jest z grubego szkła hartowanego o grubości 19 mm, a tylna z blachy stalowej. Dzięki temu możliwa jest obserwacja rozwoju stref przemieszczeń w trakcie obciążenia modelu. Układ obciążający składa się z dźwignika śrubowego i nurnika, przesuwającego się w tulei i przekazującego obciążenie na model w sposób przegubowy. Układ obciążający, po ustawieniu i zamocowaniu do ramy, zapewnia niezmienną linię działania obciążenia w trakcie całego doświadczenia. Dolna powierzchnia modelu jest szorstka, ze względu na płytkie działanie korozji. Przednia i tylna krawędź płyty była oklejona filcem, w celu zapewnienia ścisłego przylegania modelu do ścian podłużnych stanowiska badawczego, co przeciwdziała przesypywaniu się ziaren piasku i zapewnia lepszą widoczność zarysu płyty.

6.3 Materiały stosowane w badaniach modelowych

6.3.1 Charakterystyka materiałów

Materiał platformy

W badaniach modelowych użyto piasku średniego *Rybaki 3*. Wskaźnik jednorodności uziarnienia piasku wynosił $C_u = 2,21$, a gęstość objętościowa piasku umieszczanego w stanowisku do badań przy stopniu zagęszczenia $I_{Dsr} = 0,5$ wynosiła $\rho = 1,654 \text{ g/cm}^3$. Grunt był w stanie powietrzno suchym. Kąt tarcia wewnętrznego wyznaczony w aparacie bezpośredniego ścinania wynosił $\phi = 35,2^\circ$ przy $I_D = 0,5$ (Zadroga i inni, 2006). Pozostałe parametry przedstawiono w Tabeli 6.2.

Tabela 6.2 Parametry geotechniczne piasku „Rybaki 3” (Zadroga i inni, 2006).

Parametr	Piasek <i>Rybaki 3</i>
Średnica miarodajna D_{60} [mm]	0,470
Średnica miarodajna D_{50} [mm]	0,423
Średnica miarodajna D_{10} [mm]	0,213
Wskaźnik jednorodności uziarnienia C_u [-]	2,210
Gęstość właściwa szkieletu gruntowego ρ_s [g/cm ³]	2,650
Maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego ρ_{dmax} [g/cm ³]	1,818
Minimalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego ρ_{dmin} [g/cm ³]	1,534
Maksymalny wskaźnik porowatości e_{max} [-]	0,728
Minimalny wskaźnik porowatości e_{min} [-]	0,458
Stopień zagęszczenia I_D	0,50

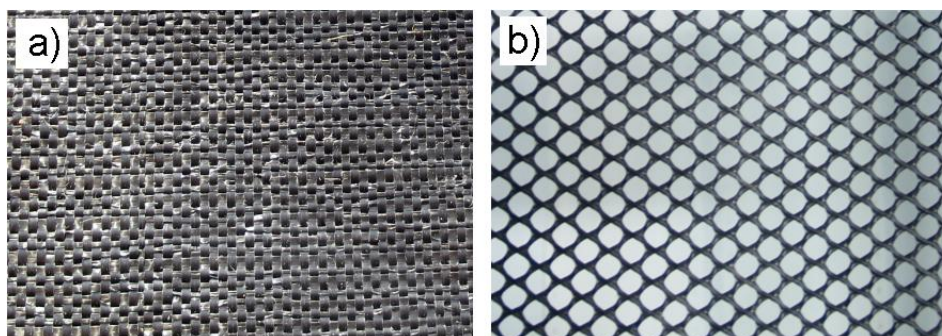
Zbrojenie geosyntetyczne

W celu wykazania wpływów zbrojenia na zachowanie się modelu pod obciążeniem, w badaniach zastosowano dwa rodzaje zbrojenia geosyntetycznego: siatkę techniczną Żłoty Stok typ 201 HDPE oraz geotkaninę Wigolen 62/17-500, charakteryzujące się odmiennymi właściwościami fizycznymi i mechanicznymi. Parametry geosyntetyków przedstawiono w Tabeli 6.3. Zbrojenie umieszczone było na całej długości oraz szerokości stanowiska.

Geotkanina Wigolen 62F/17-500 jest tkaniną polipropylenową z płaskich włókien tasiemkowych. Według producenta (P.W. Wigolen Sp. z o.o., 2007) materiał ten przeznaczony jest do stosowania w budownictwie drogowym przy wzmacnianiu górnej części robót ziemnych, podłoża nawierzchni drogowych i kolejowych oraz dolnych warstw nawierzchni podatnych. Ponadto geotkaninę tę

można wykorzystać do wykonania warstw separujących między gruntem drobnoziarnistym (ilastym, pylastym lub gliniastym) a piaskiem grubym (pospółką lub żwirem).

Siatka techniczna bezwęzłkowa Złoty Stok 201 wykonana jest z polietylenu o wysokiej gęstości. Stosowana jest w zbrojeniu tymczasowych budowli ziemnych i umocnieniach antyerozyjnych, przy budowie lub modernizacji wałów przeciwpowodziowych jako warstwa filtracyjna.



Rysunek 6.2 Używane zbrojenie: a) geotkanina Wigolen, b) siatka techniczna Złoty Stok

Tabela 6.3 Parametry geosyntetyków zastosowanych w badaniach

Parametr/Materiał		Geotkanina Wigolen 62F/17-500	Siatka techniczna Złoty Stok Typ 201 HDPE
Grubość [mm]	$\sigma_n = 2kPa$	0,770	2,738
	$\sigma_n = 20kPa$	0,678	2,645
	$\sigma_n = 200kPa$	0,540	2,452
Masa powierzchniowa [g/m^2]		195,950	528,75
Wytrzymałość na rozciąganie [kN]	wzdłuż kierunku produkcji	7,563	0,651
	prostopadle do kierunku produkcji	5,601	0,646
Opór na przebicie CBR [kn]		4,361	0,437
Opór na przebicie metodą piramidki [kN]	z zastosowaniem cylindra pustego	1,106	-
	z zastosowaniem pianki poliuretanowej	0,125	-
	na podłożu nieodkształcalnym	0,104	-
Opór na wyciąganie z gruntu [kN/m]	$\sigma_n = 25kPa$	22,968	1,220
	$\sigma_n = 50kPa$	25,338	1,237
	$\sigma_n = 100kPa$	28,688	1,329

Modele warstwy słabonośnej

Grunty słabonośne wykazują dużą ściśliwość, wysokie odkształcenia plastyczne i małą wytrzymałość na ścinanie. Wieloletnia analiza zachowania się gruntów organicznych pod

obciążeniem wskazuje na nieliniowe zależności między odkształceniem a naprężeniem (Malinowska i inni, 2009). W badaniach modelowych możliwe jest zastosowanie gruntu naturalnego takiego jak namuł lub torf. Są to jednak materiały problematyczne, gdyż cechują się pewną strukturą, która ulegnie zniszczeniu podczas pobierania materiału w terenie, podczas transportu i układania w laboratorium. Wymagają też utrzymania stałej wilgotności. Stanowisko badawcze można przystosować do zastosowania „mokrych” materiałów. Należy zainstalować odpowiednią instalację nawadniającą oraz uszczelnić odpowiednio wszelkie szczeliny.

Z powyższych względów zdecydowano się dobrać inny materiał, który symulowałby podłoże słabonośne. Charakterystyka oraz opis badań materiałów wykorzystywanych do symulacji pracy podłoża słabonośnego znajduje się w kolejnym rozdziale.

Warstwa separacyjna

Jako warstwę separacyjną, służącą wyłącznie do oddzielenia wiórów od piasku, w celu ułatwienia powtórnego pozyskania materiałów do kolejnych badań, zastosowano czyściwo warsztatowe – są to makulaturowe, gofrowane i perforowane ręczniki papierowe.

6.3.2 Badania materiałów modelu warstwy słabonośnej podłoża

Celem badań wstępnych było dobranie odpowiedniego materiału symulującego podłoże słabonośne. Rozpatrywano tu następujące materiały:

- płyty wełny mineralnej,
- maty z pianki poliuretanowej,
- wióry z drewna bukowego.

Postanowiono najpierw przebadać materiały przeznaczone do symulacji podłoża w maszynie wytrzymałościowej - *Zwick*. Prasa ta wyposażona jest w specjalny program do badania próbek wełny, pianek poliuretanowych i materiałów im podobnych.

6.3.2.1 Program badań wstępnych

Do badań stosowano próbki cylindryczne o wymiarach 16 cm średnicy i 10 cm wysokości. Próbki badanych materiałów umieszczano w prasie i poddawano ścisaniu do osiągnięcia względnej stabilizacji, po czym próbkę odciążano na 10 minut. Każde badanie składało się z 3 cykli obciążenia wstępnego zakończonych cyklem pomiarowym, w którym ustalone zostały wartości modułu odkształcenia. Określono również ciężar objętościowy poszczególnych materiałów. W ten sposób wstępnie określano przydatność materiału i możliwość jego wielokrotnego wykorzystania. Przyjęto, że grunty słabonośne mają właściwości sprężysto-plastyczne, a odkształcenie całkowite jest sumą odkształceń sprężystych i plastycznych. Aby umożliwić określenie sprężystej i plastycznej części odkształceń obciążono próbkę materiału modelującego grunt słabonośny, a następnie po odciążeniu określono wysokość próbki.

Tabela 6.4 Program badań materiałów wykorzystywanych do symulacji podłoża słabonośnego przy użyciu maszyny wytrzymałościowej Zwick.

Badany materiał	Kierunek ułożenia	Liczba cykli obciążenia	Czas odstępu pomiędzy obciążeniami [s]	Liczba zbadanych próbek	Ciężar objętościowy γ [kN/m^3]
ROCKWOOL ROCKTON	podłużny	3	600	3	0,44
ROCKWOOL FASROCK	podłużny	3	600	1	0,72
ROCKWOOL FASROCK	poprzeczny	3	600	1	0,72
pianka poliuretanowa nie spieniana R-90	podłużny	3	600	1	0,88
pianka poliuretanowa wtórnie spieniana R-120	podłużny	3	600	1	1,18
pianka poliuretanowa wtórnie spieniana R-160	podłużny	3	600	1	1,57

Odkształcalność wiórów z drewna bukowego określono w badaniach edometrycznych w zakresie naprężeń występującym w badaniach modelowych.

6.3.2.2 Wyniki badań

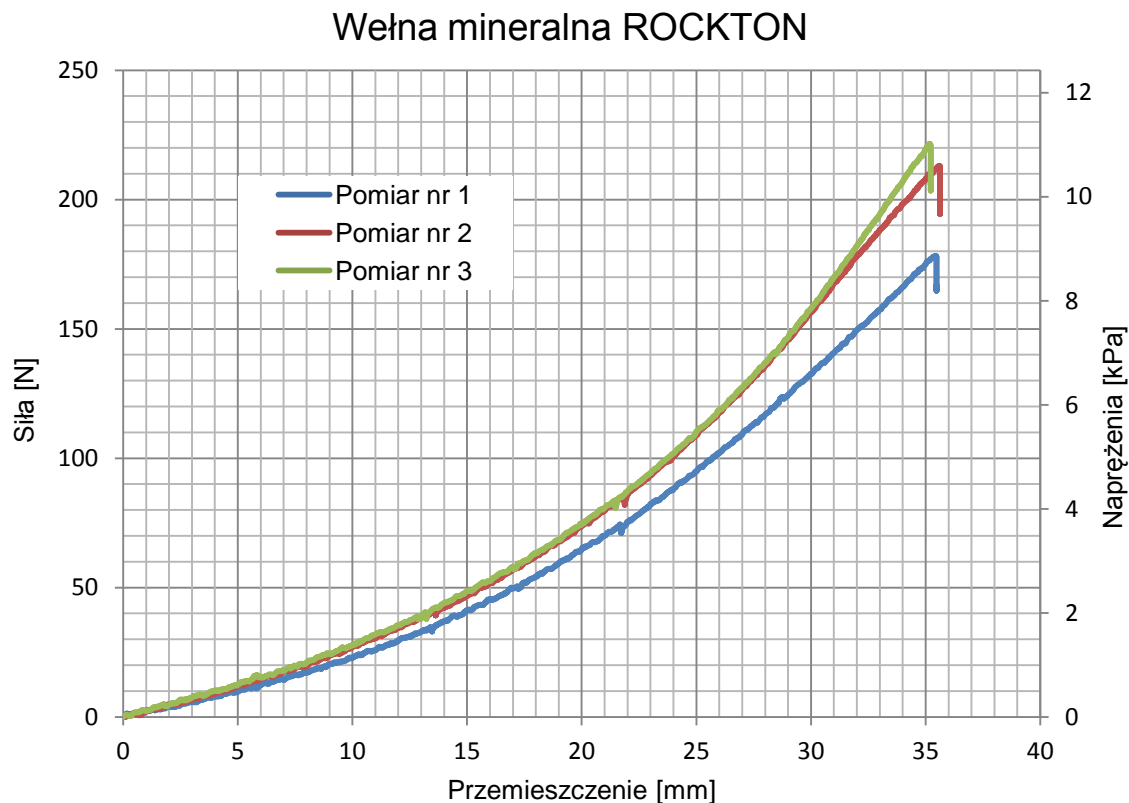
Wełna mineralna

ROCKWOOL – ROCKTON

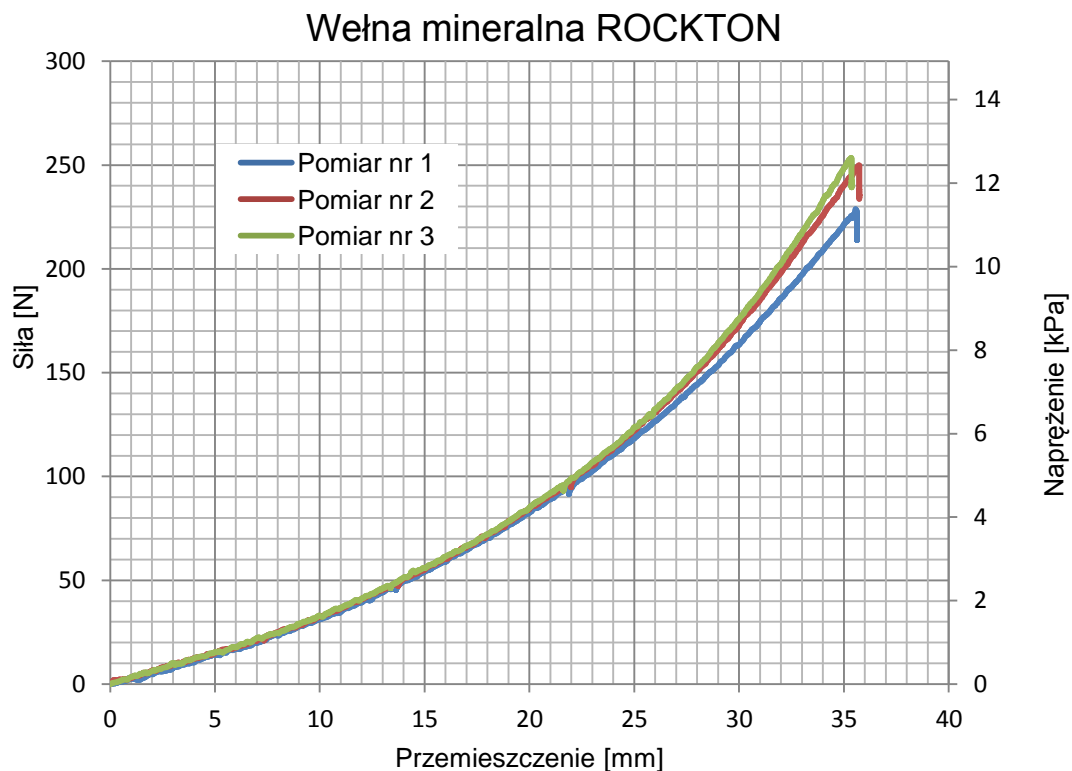
Próby przeprowadzono z dwoma rodzajami wełny mineralnej. *ROCKWOOL – ROCKTON* oraz *ROCKWOOL – FASROCK*. *ROCKWOOL – ROCKTON* jest to produkt ze skalnej wełny mineralnej wytwarzany w formie płyt o wymiarach 1000 mm x 600 mm x 50 mm, stosowany do izolacji termicznej i akustycznej. *ROCKWOOL – FASROCK* to płyty lamelowe ze skalnej wełny mineralnej. Tego rodzaju wełna jest dodatkowo wzmocniana i nasączana odpowiednim lepiszczem usztywniającym strukturę włókien. Wymiary pojedynczej płyty: 1200 mm x 200 mm x 150 mm. Na wełnie tej przeprowadzono również badania kontrolne.

Jak pokazują kolejne pomiary (Rysunek 6.3, 6.4, 6.5) po odciążeniu materiał wykazywał odkształcenia trwałe, a po okresie odprężenia nie powracał do pierwotnego kształtu. Wzrost siły w kolejnych pomiarach spowodowany był zbijaniem się włókien wełny. Ze względu na dużą odkształcalność tego materiału oraz zmianę jego struktury po obciążeniu stwierdzono jego nieprzydatność do dalszych badań modelowych.



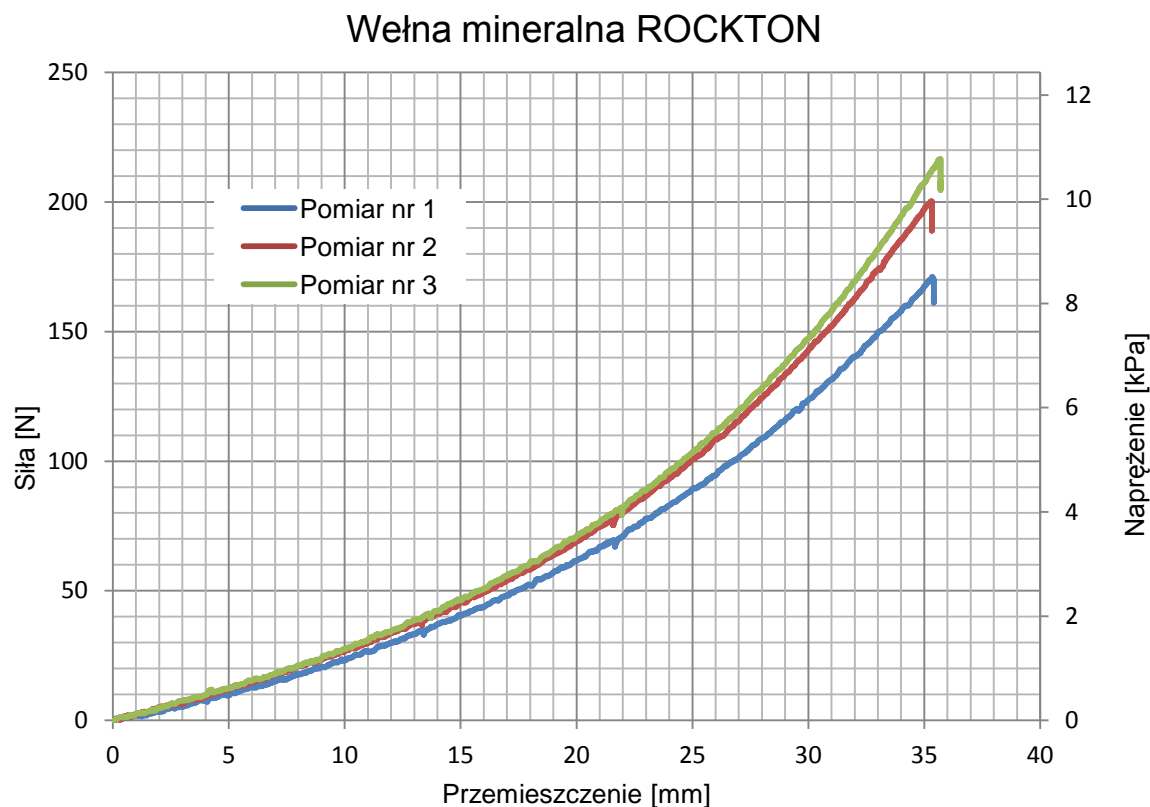


Rysunek 6.3 Wykres siła-odkształcenie z maszyny wytrzymałościowej z badania wełny ROCKWOOL ROCKTON – próbka nr 1



Rysunek 6.4 Wykres siła-odkształcenie z maszyny wytrzymałościowej z badania wełny ROCKWOOL-ROCKTON – próbka nr 2





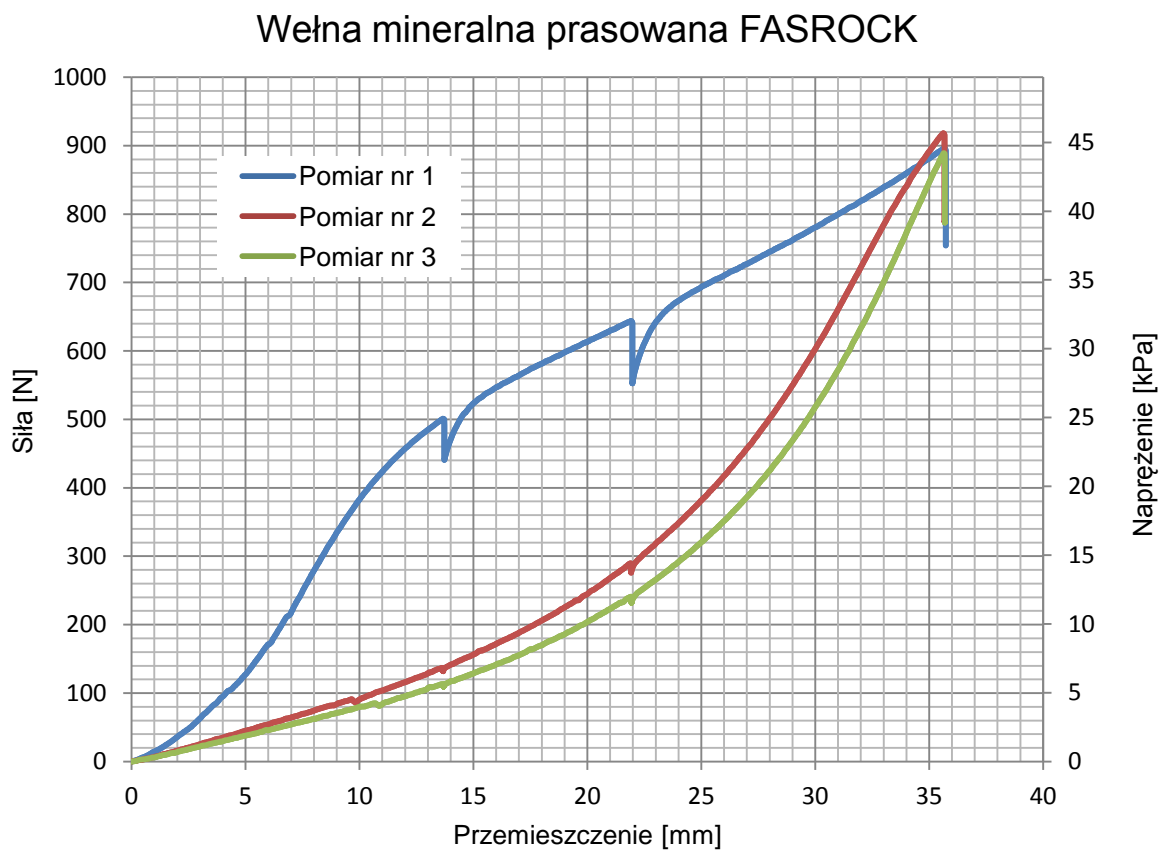
Rysunek 6.5 Wykres siła-odkształcenie z maszyny wytrzymałościowej z badania wełny ROCKWOOL ROCTON – próbka nr 3

ROCKWOOL – FASROCK

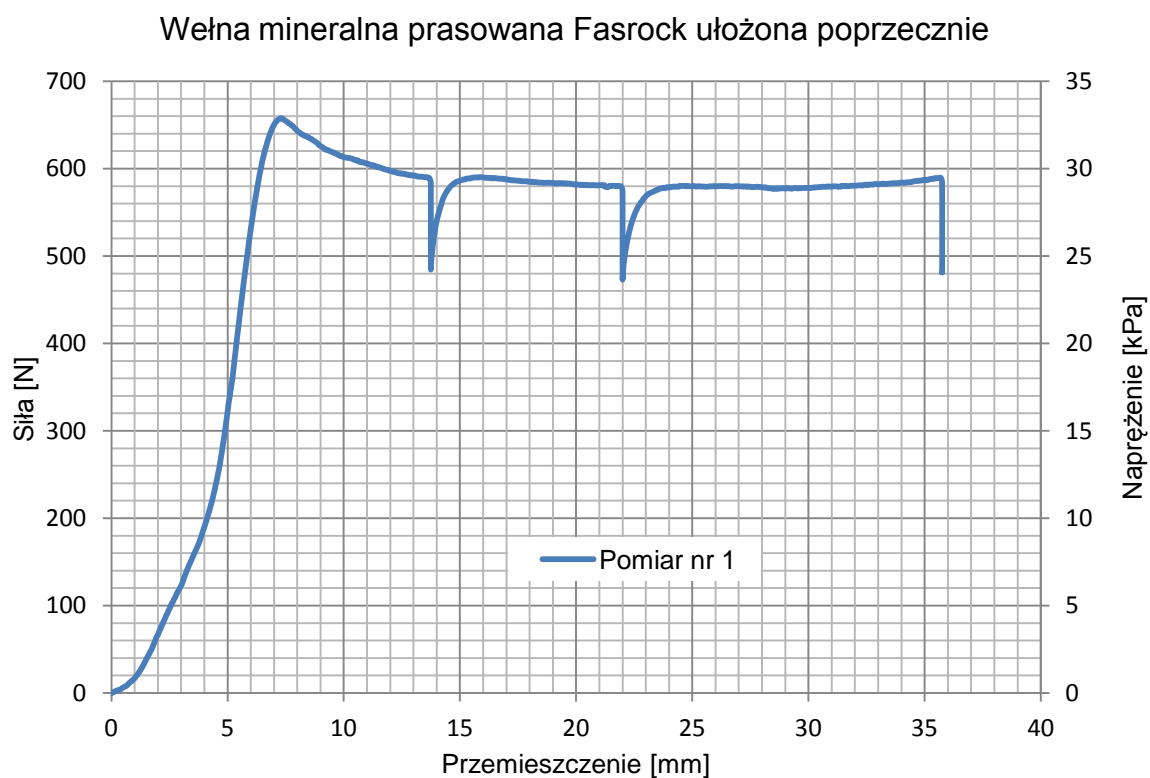
Wynik pierwszego ściskania próbki wełny prasowanej FASROCK (Rysunek 6.6) wskazywał na zachowanie materiału odpowiednie do symulacji podłoża słabonośnego. Widoczne na wykresie skoki przykładanej siły są wynikiem zerwania wzmocnienia klejonego między włóknami wełny mineralnej, co prowadzi do trwałej zmiany struktury tego materiału. W dwóch kolejnych próbach zaobserwować można, że próbka wełny po naruszeniu struktury utraciła pierwotną sztywność. Materiał ten mógłby być użyty do badań modelowych tylko jednokrotnie.

ROCKWOOL – FASROCK (ustawienie poprzeczne)

W kolejnej próbie ustawiono wełnę poprzecznie do kierunku działania prasy. Biorąc pod uwagę charakter zniszczenia materiału z wyraźnym maksimum siły ściskającej (Rysunek 6.7), jego zachowanie przypomina zachowania podłoża słabonośnego w stanie prekonsolidowanym. Można go wykorzystać jedynie jednokrotnie, ze względu na zmiany strukturalne po pierwszym obciążeniu – podobnie jak w przypadku badania podłużnego wełny mineralnej FASROCK wzmocnienia w wełnie uległy zerwaniu, co obrazują skoki sił na wykresie. Materiał FASROCK w ustawieniu poprzecznym nie powinien być używany do badań.



Rysunek 6.6 Pomiary próbki wełny prasowanej FASROCK



Rysunek 6.7 Badanie ściskania wełny prasowanej Fasrock ustawionej poprzecznie

Pianka poliuretanowa

W badaniach analizowano pianki poliuretanowe wtórnie spieniane oraz jedną piankę poliuretanową nie spienianą (R-90). Pianki poliuretanowe wtórnie spienione mają dużą zawartość ścinków innych pianek. Parametry pianek poliuretanowych wtórnie spienionych nie odbiegają znacząco od zwykłych pianek poliuretanowych. W trakcie badań przetestowano pianki o różnych gęstościach, a co za tym idzie o różnych sztywnościach. Parametry fizyko-mechaniczne pianek poliuretanowych zestawiono w Tabeli 6.5.

Tabela 6.5 Parametry pianek poliuretanowych (Waksmundzki, 2010)

Właściwości	R-80	R-90*	R-110	R-120	R-140
Gęstość objętościowa [kN/m ³]	0,78	0,88	1,08	1,18	1,37
Wytrzymałość na rozciąganie [kPa]	92	105	106	152	183
Wydłużenie przy zerwaniu [%]	75	75	72	79	84
Sztywność [kPa]	12,5	15,2	23,1	28,9	33,2
Twardość [N]	475	547	837	1080	1220

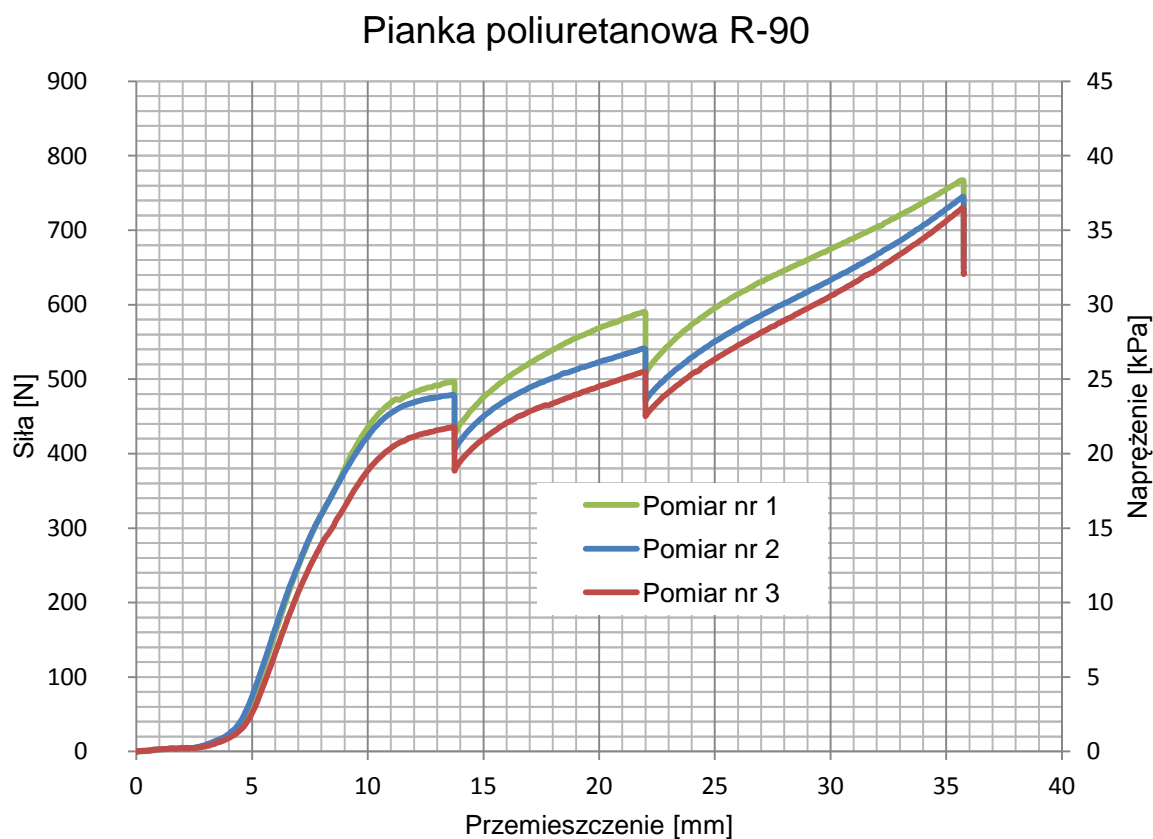
*pianka nie spieniona



Rysunek 6.8 Pianka poliuretanowa wtórnie spieniona.

PIANKA POLIURETANOWA R-90

Siła obciążająca wzrasta stopniowo wraz ze skróceniem próbki. Skoki siły widoczne na wykresie wynikają ze zmiany struktury badanej pianki. Po odprężeniu, materiał powraca do pierwotnego kształtu. Wartości siecznego modułu odkształcenia pianki R-90 dla zadanego zakresu naprężenia przedstawiono w Tabeli 6.6.

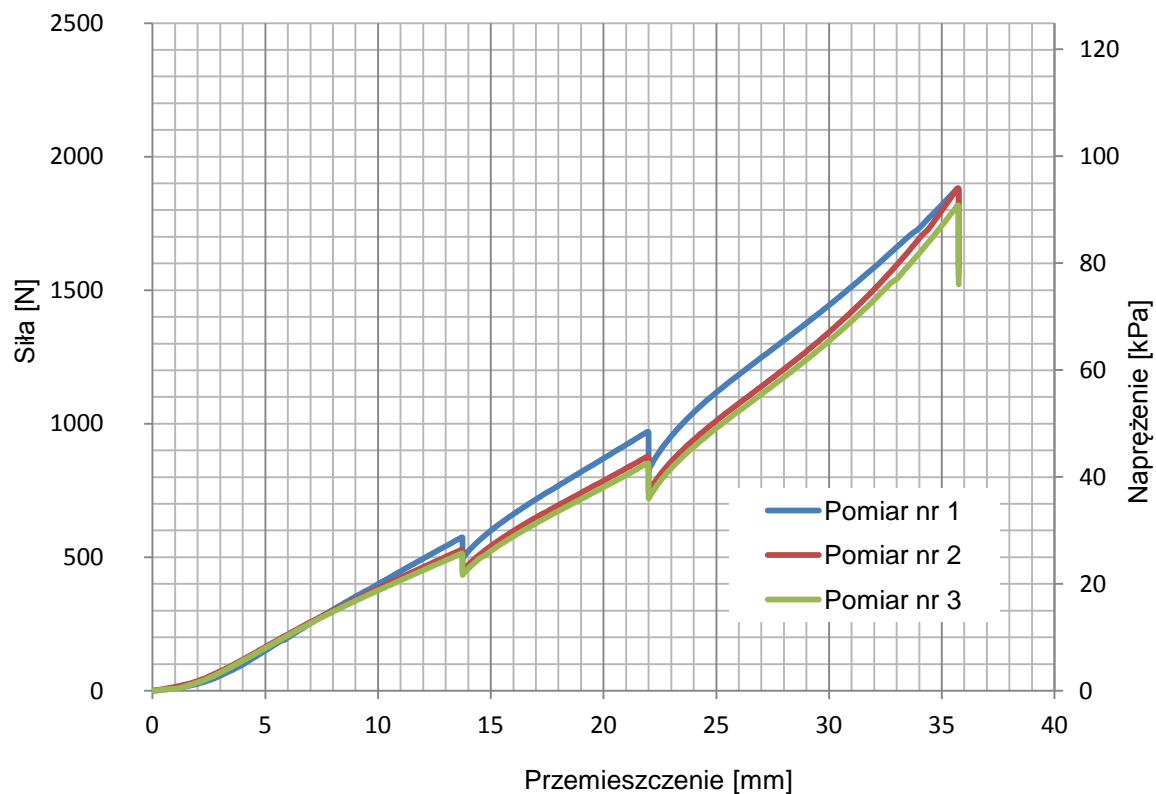


Rysunek 6.9 Badanie ścisania pianki poliuretanowej R-90

PIANKA POLIURETANOWA WTÓRNIE SPIENIANA R-120

Wartości przykładowej siły są przy pierwszym obciążeniu wyższe niż w kolejnych próbach. Spowodowane jest to ustabilizowaniem się struktury materiału po pierwszym sprasowaniu. Natomiast wyniki pomiaru 2 i 3 są niemal identyczne, co świadczy o przydatności materiału do wielokrotnego użycia. Ponadto, po odprężeniu, materiał powraca do pierwotnego kształtu. Wartości siecznego modułu odkształcenia pianki R-120 dla zadanego zakresu naprężenia przedstawiono w Tabeli 6.6.

Pianka poliuretanowa wtórnie spieniana R-120



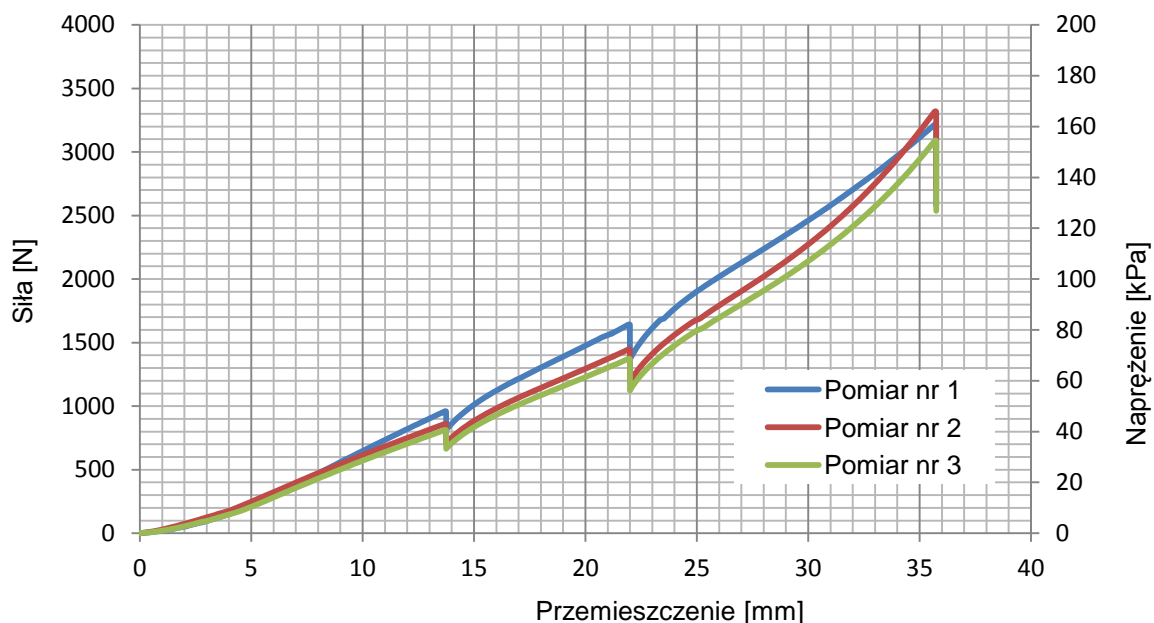
Rysunek 6.10 Badanie ściskania pianki poliuretanowej R-120

PIANKA POLIURETANOWA WTÓRNICIE SPIENIANA R-160

Wartości przykładanej siły są przy pierwszym obciążeniu wyższe niż w kolejnych próbach. Spowodowane jest to ustabilizowaniem się struktury materiału po pierwszym sprasowaniu. Natomiast wyniki pomiaru 2 i 3 są niemal identyczne, co świadczy o przydatności materiału do wielokrotnego użycia. Ponadto, po odprężeniu, materiał powraca do pierwotnego kształtu. Wartości siecznego modułu odkształcenia pianki R-160 dla zadanego zakresu naprężenia przedstawiono w Tabeli 6.6.



Pianka poliuretanowa wtórnie spieniana R-160



Rysunek 6.11 Badanie ścisania pianki poliuretanowej R-160

Tabela 6.6 Sieczne moduły odkształcenia pianek poliuretanowych wtórnie spienionych

Rodzaj pianki		Zakres naprężenia [kPa]		
		2-20	20-40	40-80
E_s [kPa]	R-90	133,65	-	-
	R-120	145,61	170,25	190,86
	R-160	177,95	212,36	264,73

W przeciwieństwie do wełny mineralnej, pianki poliuretanowe po sprasowaniu powracały do pierwotnego kształtu. Badania ścisania próbek wykazały, iż po pierwszym badaniu, siły potrzebne do osiągnięcia zadanego poziomu odkształcenia pianki nieznacznie spadły. W kolejnych obciążeniach obserwowano powtarzalność wyników badań, co świadczy o możliwości wielokrotnego wykorzystania tego materiału.

Po przeanalizowaniu wstępnych wyników badań wytrzymałościowych materiału symulującego podłoże słabonośne podjęto decyzję o wykorzystaniu pianki poliuretanowej wtórnie spienianej R-130 w badaniach docelowych. Jest ona w niewielkim stopniu sztywniejsza od pianki poliuretanowej wtórnie spienianej R-120, oraz dostępna była w kształcie pasującym do stanowiska, co ułatwiało przeprowadzenie badań. Założono, że sieczny moduł odkształcenia tego materiału dobrany powinien zostać dla obciążenia występującego w badaniach modelowych, tzn. w zakresie 20-80 kPa (patrz Rozdział 6.10) i w przypadku podłoża bardzo słabonośnego powinien wynosić około 200 kPa. Przykładowa wartość siecznego modułu odkształcenia dla pyłów miękkoelastycznych wynosi $E_s = 0,2 \div 2 \text{ MPa}$ (Lechowicz i inni, 2002).

Wióry drewniane

Kolejnym materiałem symulującym słabonośne podłoże gruntowe były drewniane wióry bukowe z zawartością pyłu i drobnych cząstek styropianu. Materiał ten ułożono w skrzyni badawczej w stanie powietrzno-suchym warstwami o miąższości 1 cm.



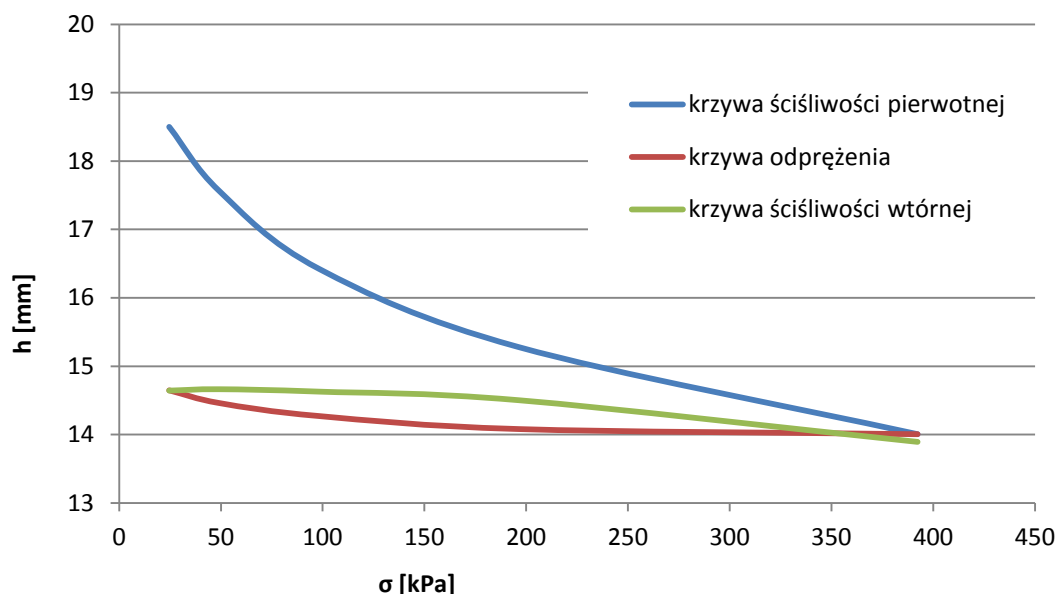
Rysunek 6.12 Wióry bukowe z zawartością pyłu i drobnych cząstek styropianu.

Próbki NNS tego materiału, pobierane bezpośrednio ze stanowiska badawczego z losowo wybranych miejsc, wykorzystano do badań edometrycznych. Pierścień edometryczny miał 20 mm wysokości. Zastosowano pięć stopni obciążenia: 0,25 kG/cm² (24,52 kPa); 0,5 kG/cm² (49,03 kPa); 1,0 kG/cm² (98,06 kPa); 2,0 kG/cm² (196,13 kPa); 4,0 kG/cm² (392,27 kPa). Dla każdego stopnia obciążenia odczytywano wskazania czujników przemieszczenia po określonym czasie: 30''; 1'; 2'; 3'; 4'; 8'. Następnie przystąpiono do procedury odciążenia próbki. Zmniejszono obciążenie o jeden stopień i notowano przyrosty wielkości próbki na czujnikach po upływie 60''. Kończącą czynnością było ponowne obciążenie próbki stosując poszczególne stopnie obciążenia co 60''. Zgodnie z powyższą procedurą wykonano 10 badań. Wyniki modułów obliczonych dla zakresu naprężeń od 25 do 50 kPa zestawiono w Tabeli 6.7 wraz ze średnią wartością z wszystkich badań, a na Rysunku 6.13 przedstawiono przykładowe krzywe ściśliwości. Na podstawie badań obliczono średni edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej, równy $M_0 = 576 \text{ kPa}$ i średni edometryczny moduł ściśliwości wtórnej $M = 720 \text{ kPa}$.

Tabela 6.7 Wartości modułów ściśliwości pierwotnej i wtórnej wiórów w poszczególnych badaniach.

Nr badania	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	średnia	odchylenie standardowe
Edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej M_0 [kPa]	589	624	573	572	545	577	569	554	581	577	576	21
Edometryczny moduł ściśliwości wtórnej M [kPa]	737	781	717	715	681	721	712	692	726	721	720	27

Charakter uzyskanej krzywej ścisłości oraz wartości modułu ścisłości pierwotnej M_0 i wtórnej M wskazują, że testowany materiał charakteryzuje się cechami zbliżonymi do gruntów słabonośnych.



Rysunek 6.13 Krzywe ścisłości badanej próbki wiórów (badanie nr 4)

6.3.2.3 Podsumowanie

Wykonano badania trzech rodzajów materiałów syntetycznych w maszynie wytrzymałościowej - *Zwick*, w celu sprawdzenia ich przydatności do symulacji podłoża słabonośnego. Badane welny mineralne okazały się nieodpowiednie do zastosowania w planowanych badaniach ze względu na zmiany strukturalne po pierwszym obciążeniu oraz wysoką odkształcalność. Ponadto użycie tego materiału znacznie zwiększyłoby koszty i wydłużyłoby czas trwania samych badań.

Znacznie lepiej zachowywała się pianka poliuretanowa wtórnie spieniona. Charakter jej pracy pod wpływem obciążeń był zbliżony do pracy podłoża słabonośnego, a ponadto możliwe było jej ponowne obciążenie, co zasadniczo ułatwia przebieg badań. Zdecydowano się na zastosowanie pianki R-130 ze względu na podobieństwo modułu odkształcenia z modułem symulowanego podłoża bardzo słabonośnego.

Wstępnie wybrany pył z wiórów bukowych poddano serii badań w edometrze. Badania te potwierdziły przydatność tego materiału do symulacji podłoża słabonośnego. Jako materiał sypki, umożliwiał on swobodne przemieszczanie się ziaren podczas obciążania i nie wykazywał wytrzymałości na rozciąganie. Odkształcalność tego materiału zbliżona jest do poziomu odkształcalności gruntu słabonośnego.



6.4 Program badań modelowych

Badania modelowe przeprowadzono na dwóch materiałach symulujących pracę podłoża słabonośnego tj. piankach poliuretanowych i wiórach drewnianych. W przypadku zastosowania pianek poliuretanowych zasadniczym celem badań była analiza mechanizmu zniszczenia podłoża pod modelem fundamentu. W badaniach z użyciem wiórów drewnianych dodatkowo analizowano kąt rozchodzenia się naprężeń w materiale platformy. Model fundamentu obciążano pionową siłą skupioną, obserwując zachowanie się dwuwarstwowego podłoża w wariantach ze wzmocnieniem i bez wzmocnienia geosyntetykiem. Przeanalizowano 9 schematów budowy podłoża.

Tabela 6.8 Badania platformy roboczej na stanowisku w płaskim stanie odkształcenia. Analiza mechanizmu zniszczenia.

Schemat	Lp.	Podłoże słabonośne	Wzmocnienie	Pomiar osiadań	Pomiar przemieszczeń (PIV)
I	1.	pianka poliuretanowa wtórnie spieniona R-130 (50 cm)	brak	+	+
	2.	pianka poliuretanowa wtórnie spieniona R-130 (50 cm)	brak	+	+
	3.	pianka poliuretanowa wtórnie spieniona R-130 (50 cm)	brak	+	+
II	4.	pianka poliuretanowa wtórnie spieniona R-130 (50 cm)	geotkanina WIGOLEN 62F/17-500 na styku warstw	+	+
III	5.	pianka poliuretanowa wtórnie spieniona R-130 (50 cm)	geotkanina WIGOLEN 62F/17-500 w warstwie piasku	+	+
	6.	pianka poliuretanowa wtórnie spieniona R-130 (50 cm)	geotkanina WIGOLEN 62F/17-500 w warstwie piasku	+	+
	7.	pianka poliuretanowa wtórnie spieniona R-130 (50 cm)	geotkanina WIGOLEN 62F/17-500 w warstwie piasku	+	+
IV	8.	pianka poliuretanowa wtórnie spieniona R-130 (50 cm)	siatka techniczna Żłoty Stok typu 201 HDPE na styku warstw	+	+
V	9.	pianka poliuretanowa wtórnie spieniona R-130 (50 cm)	siatka techniczna Żłoty Stok typu 201 HDPE w warstwie piasku	+	+



Tabela 6.9 Badania platformy roboczej na stanowisku w płaskim stanie odkształcenia. Badanie kąta rozkładu naprężenia.

Schemat	Lp.	Podłoże słabonośne	Wzmocnienie	Pomiar osiadań	Pomiar przemieszczeń (PIV)
VI	10.	wióry bukowe	brak	+	+
	11.	wióry bukowe	brak	+	+
	12.	wióry bukowe	brak	+	+
VII	13.	wióry bukowe	geotkanina WIGOLEN 62F/17-500	+	+
VIII	14.	wióry bukowe	siatka techniczna Złoty Stok typu 201 HDPE	+	+
	15.	wióry bukowe	siatka techniczna Złoty Stok typu 201 HDPE	+	+
	16.	wióry bukowe	siatka techniczna Złoty Stok typu 201 HDPE	+	+
IX	17.	wióry bukowe	siatka techniczna Złoty Stok typu 201 HDPE kotwiona	+	+
	18.	wióry bukowe	siatka techniczna Złoty Stok typu 201 HDPE kotwiona	+	+
	19.	wióry bukowe	siatka techniczna Złoty Stok typu 201 HDPE kotwiona	+	+

6.5 Przygotowanie podłoża do badań modelowych

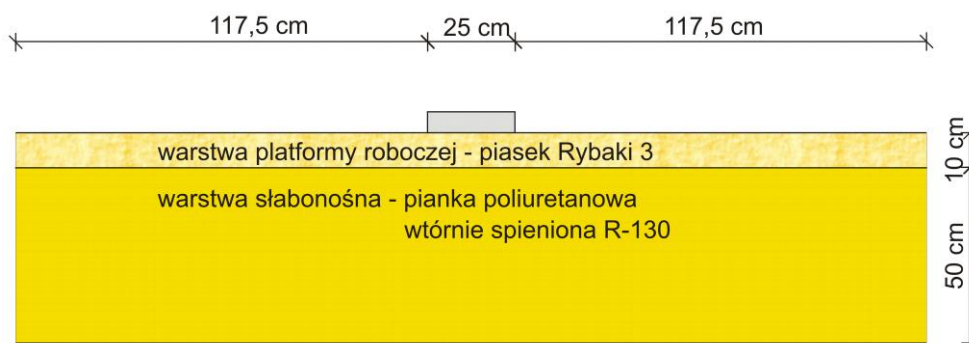
6.5.1 Badania z zastosowaniem pianki poliuretanowej

Technika przygotowania i prowadzenia badań stosowana we wszystkich badaniach modelowych była jednakowa i ściśle przestrzegana. Na wstępie układano na dnie 50 cm warstwę podłoża słabonośnego z pianki poliuretanowej wtórnie spienionej R-130 oraz formowano platformę roboczą w zależności od przyjętego schematu.

Schemat I

Na piance poliuretanowej wtórnie spienionej R-130 formowano warstwę platformy roboczej w postaci zasypu z piasku formowanego metodą kurtyny piaskowej. Piasek do skrzyni stanowiska sypano za pomocą wózka poruszającego się po ramie stalowej, który z pewnej wysokości usypywał grunt warstwami o grubości około 5mm. Piasek sypano z tej samej wysokości przy każdym badaniu, z zachowaniem tej samej szczeliny wózka. Średni stopień zagęszczenia gruntu

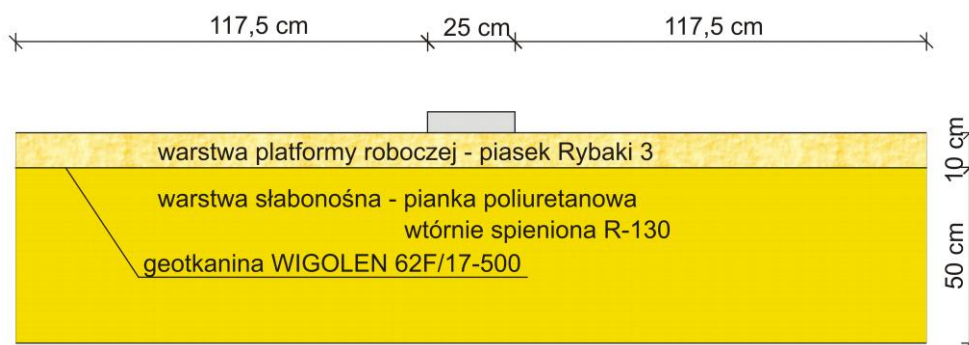
wynosił $I_{Dsr} = 0,5$. Piasek sypano na powierzchnię pianki poliuretanowej wtórnie spienionej R-130, tak aby uformować warstwę o miąższości ok. 10 cm. Po usypaniu warstwy piasku wyrównano jej powierzchnię i ułożono płytę symulującą fragment gąsienicy.



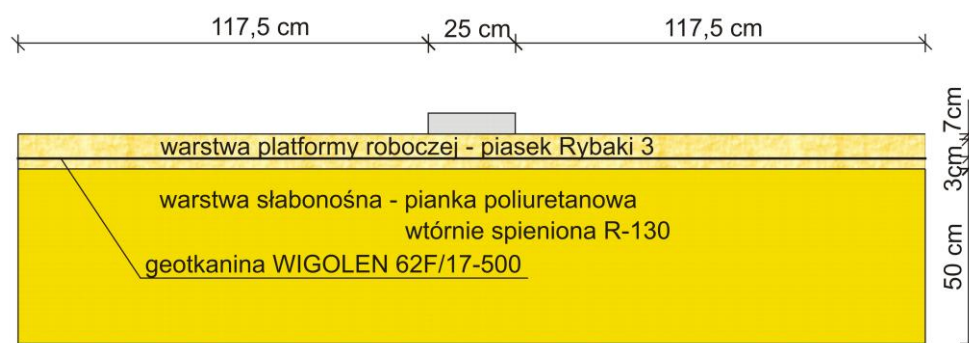
Rysunek 6.14 Schemat I

Schemat II i III

Na piankę symulującą podłoże słabonośne układano geosyntetyk Wigolen 62/17-500. W pierwszym badaniu geosyntetyk kładziono bezpośrednio na materiał symulujący podłoże słabonośne, w kolejnych zdecydowano o wstępnym usypaniu 3 cm warstwy platformy roboczej i ułożenie na niej geosyntetyku. Następnie usypywano kolejne 7 cm warstwy platformy roboczej. Po usypaniu warstwy piasku wyrównano jej powierzchnię i ułożono płytę symulującą fragment gąsienicy.



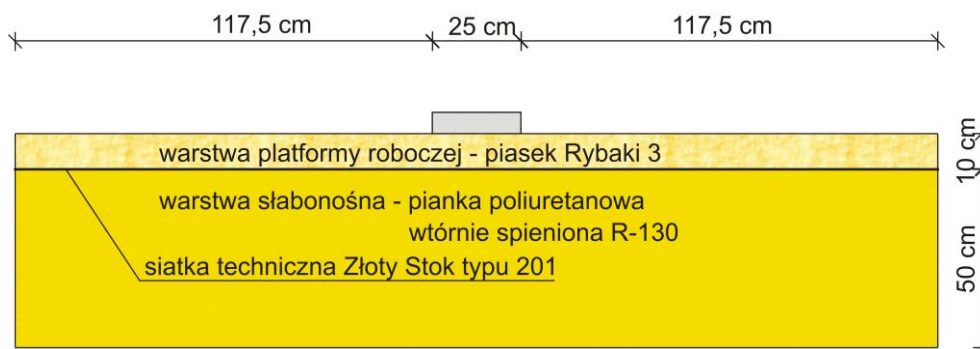
Rysunek 6.15 Schemat II



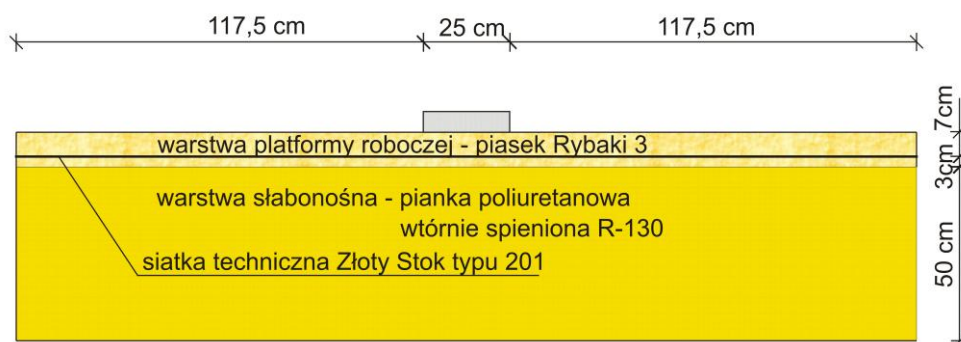
Rysunek 6.16 Schemat III

Schemat IV i V

W schemacie tym stanowisko było przygotowywane identycznie, jak w badaniach 5 i 6 ze schematu II i III, z tą różnicą, że zamiast geosyntytyku Wigolen 62/17-500 użyto siatki technicznej Złoty Stok typ 201 HDPE (Rysunek 6.17 lub 6.18).



Rysunek 6.17 Schemat IV



Rysunek 6.18 Schemat V



Rysunek 6.19 Siatka techniczna Złoty Stok na piance poliuretanowej, ułożona w dwóch warstwach

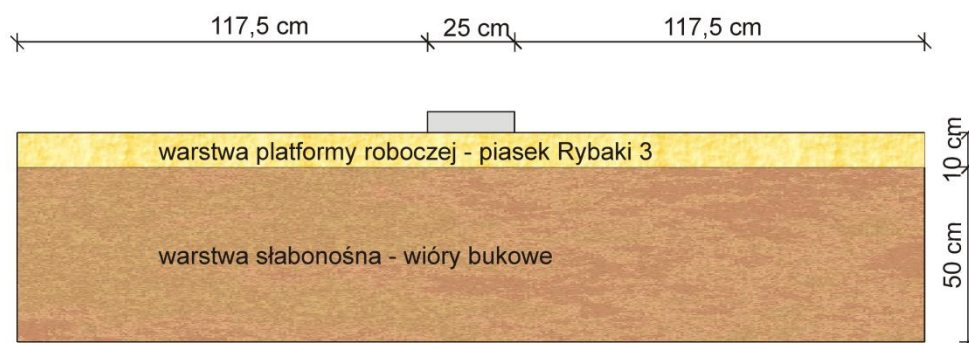
Po serii badań na stanowisku badawczym z zastosowaniem pianki poliuretanowej opracowano zdjęcia wykonywane w trakcie badań i dokonano analizy przemieszczeń (patrz Rozdział 6.10). Analiza ta jasno wykazała, że zastosowany do symulacji podłoża słabonośnego materiał nie spełniał pokładanych w nim oczekiwań. Sklejone cząstki pianki nie mogły się odpowiednio przemieszczać, a struktura cechowała się pewną wytrzymałością na rozciąganie. Zaczęto zatem poszukiwać innego materiału do symulacji podłoża słabonośnego. Były nim wióry z drewna bukowego.

6.5.2 Badania z wykorzystaniem wiórów

Pył z wiórów bukowych sypany był ze stałej wysokości przy użyciu sita, tak aby uzyskać jednorodną warstwę o miąższości 0,5 m (patrz wartości edometrycznego modułu ściśliwości w rozdziale 6.3.2.2). Na tak przygotowanej warstwie symulującej słabonośne podłoże gruntowe ułożono powłokę separacyjną w postaci papierowego czyściwa warsztatowego. W kolejnym etapie formowano platformę roboczą w zależności od przyjętego schematu.

Schemat VI

Na warstwie wiórów bukowych przykrytych czyściwem warsztatowym formowano warstwę platformy roboczej poprzez zasyp z piasku uformowany metodą kurtyny piaskowej. Piasek do skrzyni stanowiska sypano za pomocą wózka poruszającego się po ramie stalowej, który z pewnej wysokości usypywał grunt warstwami o grubości około 5mm. Piasek sypano z tej samej wysokości przy każdym badaniu, z zachowaniem tej samej szczeliny wózka. Średni stopień zagęszczenia gruntu wynosił $I_{Dsr} = 0,5$, a miąższość platformy ok. 10 cm. Po usypaniu warstwy piasku wyrównano jej powierzchnię i ułożono płytę symulującą fragment gąsienicy.

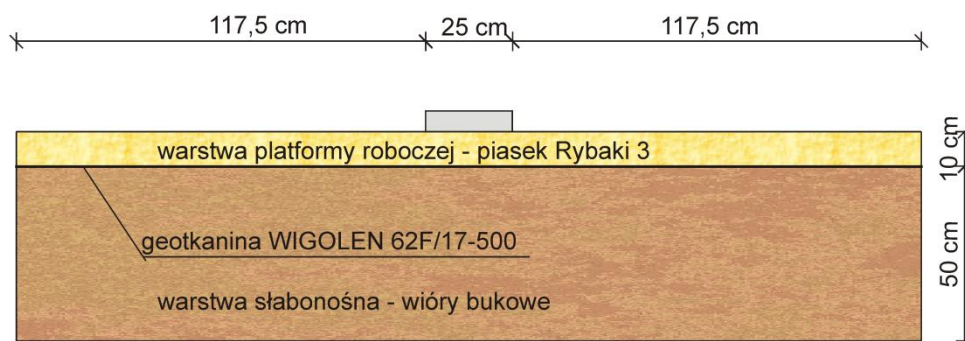


Rysunek 6.20 Schemat VI

Schemat VII

Na warstwę separacyjną ułożono wzmocnienie w postaci geotkaniny Wigolen 62/17-500. Następnie wykonywano z piasku warstwę platformy roboczej, stosując jak w poprzednim schemacie metodę kurtyny piaskowej, zapewniającą powtarzalność zagęszczenia gruntu. Po

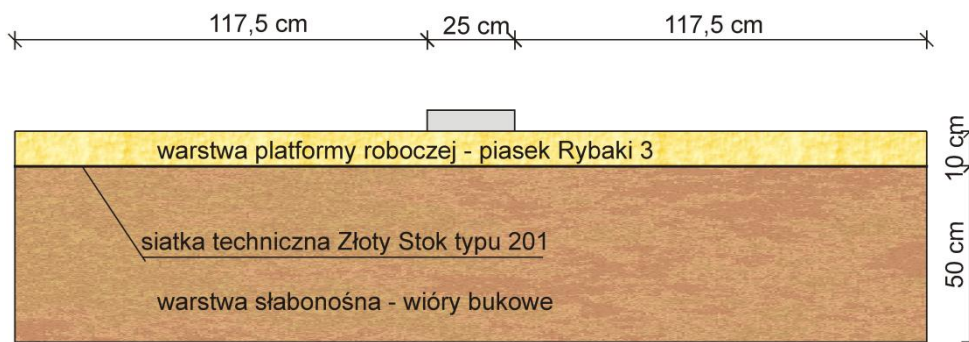
usypaniu warstwy piasku wyrównano powierzchnię gruntu i ułożono płytę symulującą fragment gąsienicy.



Rysunek 6.21 Schemat VII

Schemat VIII

Stanowisko było przygotowywane identycznie, jak w badaniu 14 ze schematu VIII, z tą różnicą, że zamiast geosyntetyku Wigolen 62/17-500 użyto siatki technicznej Złoty Stok typ 201 HDPE.



Rysunek 6.22 Schemat VIII

Schemat IX

Stanowisko było przygotowywane identycznie, jak w badaniach 15-17 ze schematu IX, z tą różnicą, że siatkę techniczną Złoty Stok typ 201 HDPE wstępnie naciągano i kotwiono do bocznych ścian stanowiska.



Rysunek 6.23 Widok kotwienia z wnętrza stanowiska



Rysunek 6.24 Widok kotwienia ze strony zewnętrznej stanowiska

6.5.3 Model fundamentu i układ obciążający

Po ułożeniu płyty instalowano uchwyt utrzymujący 4 czujników indukcyjnych o zakresie przemieszczeń 0-50 mm. Mając przygotowane warstwy modelujące podłoże gruntowe ustawiano „fundament”

w postaci stalowego ceownika, montowano układ obciążający, instalowano czujniki przemieszczeń oraz czujnik siły, a następnie przykładano siłę w sposób ciągły i równomierny w czasie. Na koniec ustawiono siłownik nad centralnym punktem płyty, a następnie zabezpieczono go klamrami zaciskowymi, aby się nie przesunął w trakcie badania. Model fundamentu obciążono pionową, osiową siłą skupioną. Włączano dwie lampy halogenowe oświetlające stanowisko o mocy 500W każda

i odpowiednio kadrowano aparat fotograficzny (stojący na statywie). Na Rysunku 6.25 przedstawiono przykładowe odpowiednio wykadrowane zdjęcie.

Po dokonaniu czynności pomiarowych i zapisaniu danych na twardym dysku komputera, konieczne było cofnięcie siłownika tak, aby zdemontować zainstalowane oprzyrządowanie i przygotować stanowisko do kolejnego pomiaru. Następnie piasek transportowany był podnośnikiem kubełkowym do skrzyni znajdującej się na szczycie stanowiska, skąd możliwe było jego ponowne wykorzystanie.

Łącznie przeprowadzono 19 badań. W analizach uwzględniono platformę bez wzmocnienia, wzmocnioną geotkaniną oraz wzmocnioną geosiatką (niezakotwioną i zakotwioną).



Rysunek 6.25 Stanowisko do badania wraz z aparatem fotograficznym, oświetleniem i kurtynami (Drużdżel, 2011)

6.6 Metody pomiaru i rejestracja wyników

Siłę pionową obciążającą model przykładano w sposób ciągły i równomierny z wykorzystaniem siłownika hydraulicznego. W trakcie przykładania obciążenia mierzono osiadania w czterech punktach modelu fundamentu za pomocą 4 czujników przemieszczeń o dokładności pomiaru $\pm 0,05$ mm i zakresie 50 mm, natomiast czujnikiem siły o dokładności $\pm 0,01$ kN i zakresie 50 kN mierzono siłę działającą na model. Siłę obciążającą oraz przemieszczenia modelu rejestrowano co sekundę. W przypadku badań z podłożem z pianki poliuretanowej zdjęcia wykonywano około co 5 minut fotografując kolejne fazy przemieszczeń ośrodka gruntowego. Zwykle wykonywano 12 zdjęć podczas każdego doświadczenia. W badaniach z podłożem wykonanym z wiórów bukowych zwiększono częstotliwość wykonywania zdjęć i wykonywano ogółem 24 zdjęć. W obydwu przypadkach stosowano aparat Olympus SP-510 UZ, a zdjęcia zapisywano w formacie TIFF bez kompresji, uzyskując najlepszą, możliwą do osiągnięcia tym aparatem jakość zdjęć. Podczas każdego badania aparat ustawiano w tym samym miejscu, prostopadle do stanowiska

badawczego. W celu uzyskania odpowiedniej jasności zdjęć, obszar fotografowania oświetlono dwiema lampami halogenowymi o mocy 500 W każda. Koniec pomiaru następował, gdy czujniki przemieszczeń osiągały zakres pomiarowy.

Wartości sił oraz przemieszczeń rejestrowane były za pomocą programu *DASYLab 8*. Odczyty przemieszczeń z czterech czujników uśredniano, uzyskując średnie osiadania modelu gaśienicy pojazdu. Na podstawie zgromadzonych odczytów sporządzono wykresy zależności obciążenie-osiadanie. Średnie obciążenie przekazywane na model obliczono dzieląc siłę przez pole powierzchni płyty obciążającej.

6.7 Analiza wyników

Zdjęcia przeanalizowano metodą PIV (Particle Image Velocimetry). Określenie przemieszczenia gruntu naturalnego metodą PIV, na podstawie analizy porównawczej pary cyfrowych zdjęć przedstawiających teksturę analizowanego obszaru gruntu, odbywa się poprzez wyszukiwanie fragmentów zdjęcia pierwszego na zdjęciu następnym. Pierwsze zdjęcie dzieli się na siatkę analizowanych kolejno fragmentów. Każdy z tych fragmentów rozpatrywany jest jako macierz obrazu $I_{test}(U)$ o rozmiarze $L \times L$ pikseli. Do wyznaczenia przemieszczenia fragmentów wydzielonych na pierwszym zdjęciu konieczne jest założenie dla każdego z nich strefy poszukiwań $I_{search}(U + s)$ na zdjęciu drugim. Strefa poszukiwań jest rozszerzona w stosunku do poprzednio analizowanego fragmentu w obie strony w kierunkach u i v o odpowiednio określoną odległość s_{max} . Przesuwając odpowiadający jej fragment zdjęcia pierwszego co 1 piksel poszukuje się nowego położenia analizowanego fragmentu obrazu.

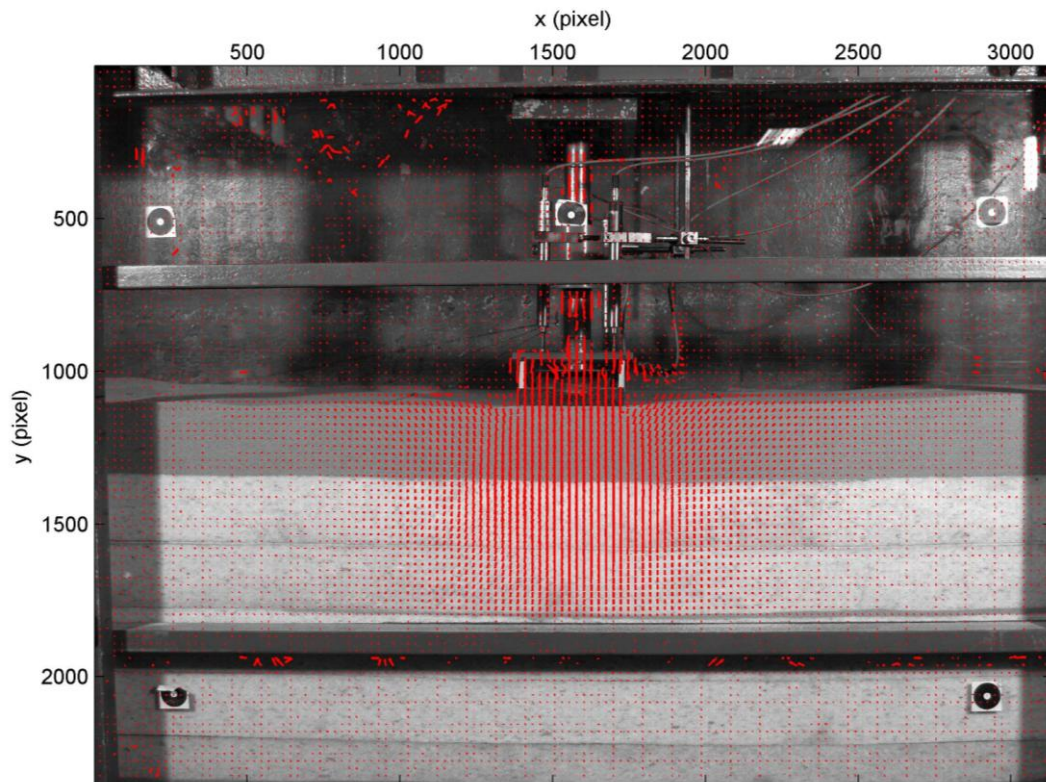
Jest to technika znacznie usprawniająca badania modelowe podłoża gruntowego, gdyż nie ma potrzeby stosowania znaczników punktowych. Technika PIV umożliwia bardzo dokładną analizę przemieszczeń podłoża gruntowego na podstawie bardzo dużej liczby punktów pomiarowych, co nie było wykonalne, ze względów technicznych w dotychczas stosowanych technikach pomiaru przemieszczeń podłoża gruntowego np. techniki fotogrametrycznej z zastosowaniem znaczników punktowych.

Kąty rozkładu naprężenia określone zostały przy użyciu programu AutoCAD na podstawie wykresów trajektorii przemieszczeń opracowanych przy użyciu PIV. Dla każdego zdjęcia z naniesionymi wektorami przemieszczeń zwymiarowano kąt rozchodzenia się naprężenia poprzez analizę nachylenia klina odłamu po obu stronach fundamentu, a następnie wartości te uśredniono (przykład Rysunek 6.68).

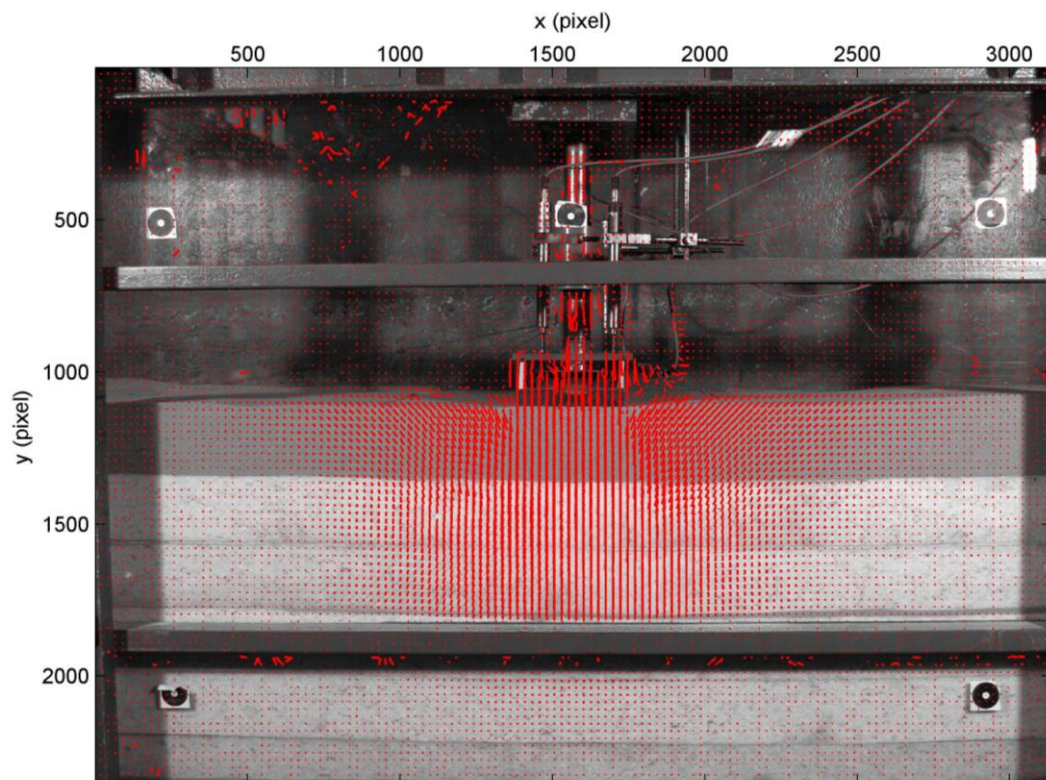
6.8 Przykładowe wyniki badań modelowych

Poniżej przedstawiono wykresy dla wszystkich analizowanych przypadków w badaniach modelowych oraz przedstawiono trajektorie i izopola przemieszczeń podłoża gruntowego określone za pomocą techniki *PIV*. Przedstawione fotografie ilustrują przemieszczenia platformy roboczej i podłoża przy osiadanym względnym fundamentu $s/B = 0,1$ i $s/B = 0,3$. Dodatkowo przedstawiono wykresy obciążenie-osiadanie modelu dla wszystkich rozpatrywanych przypadków.

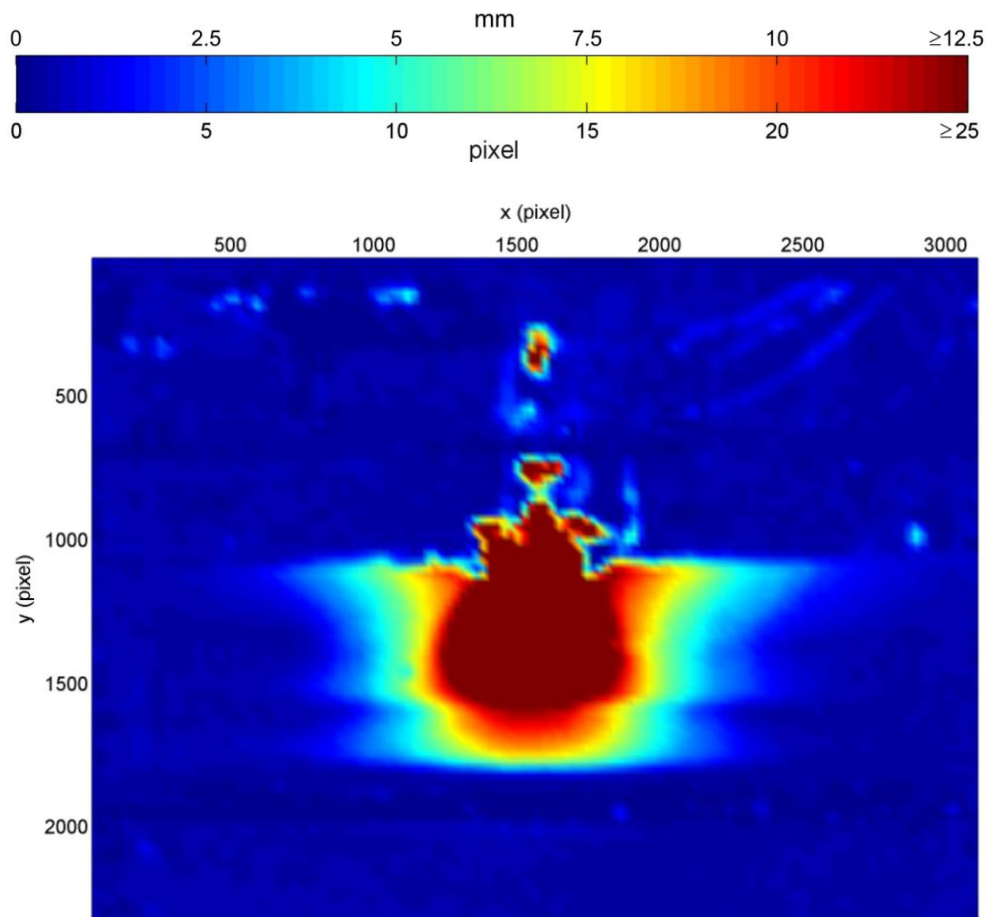


WARIANT I
SCHEMAT I

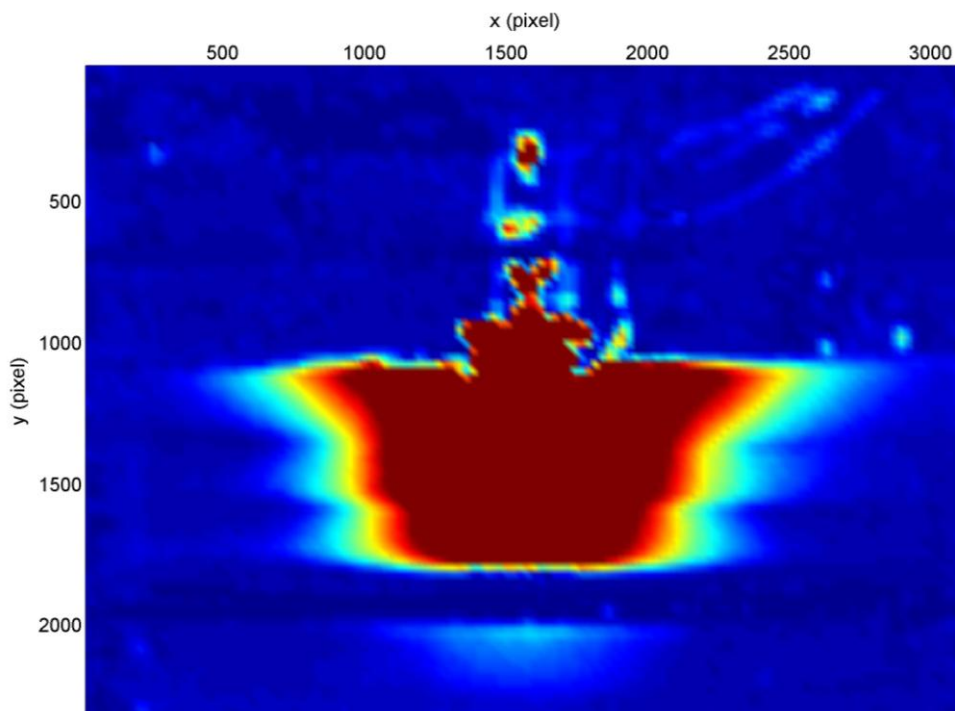
Rysunek 6.26 Trajektorie przemieszczeń PIV, układ 50 cm pianki i 10 cm piasku bez geosyntetyku, badanie nr 2, $(s/B) = 0,1$



Rysunek 6.27 Trajektorie przemieszczeń PIV, układ 50 cm pianki i 10 cm piasku bez geosyntetyku, badanie nr 2, $(s/B) = 0,3$

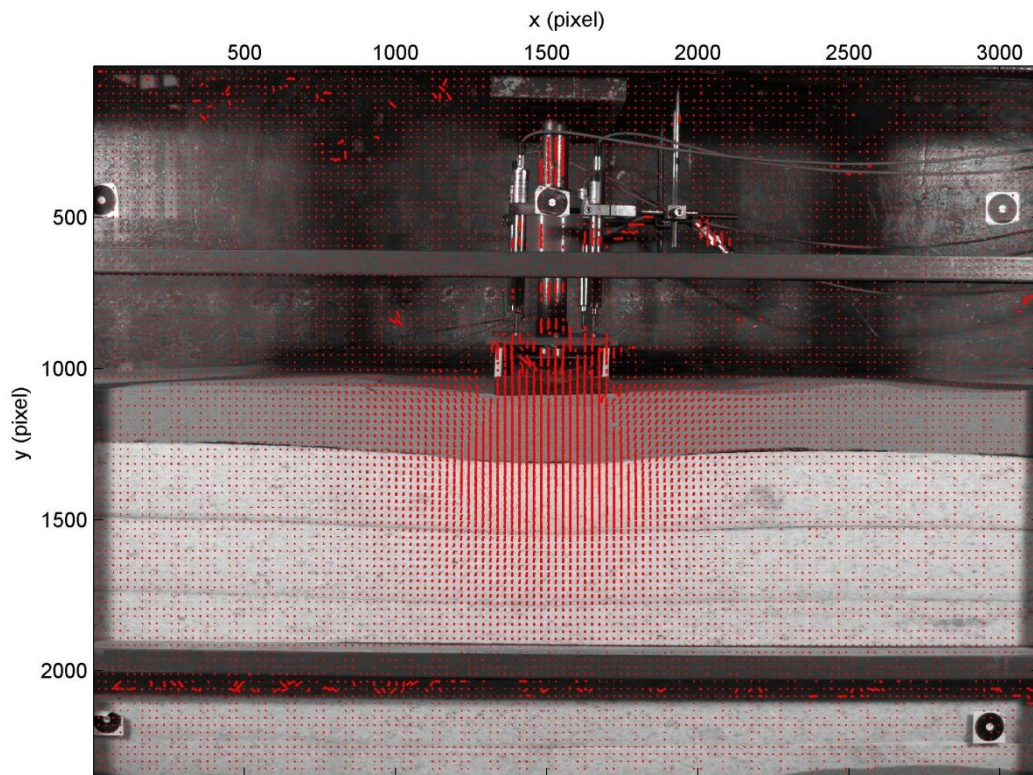


Rysunek 6.28 Pola przemieszczeń PIV układ 50 cm pianki i 10 cm piasku bez geosyntetyku, badanie nr 2, $(s/B) = 0,1$

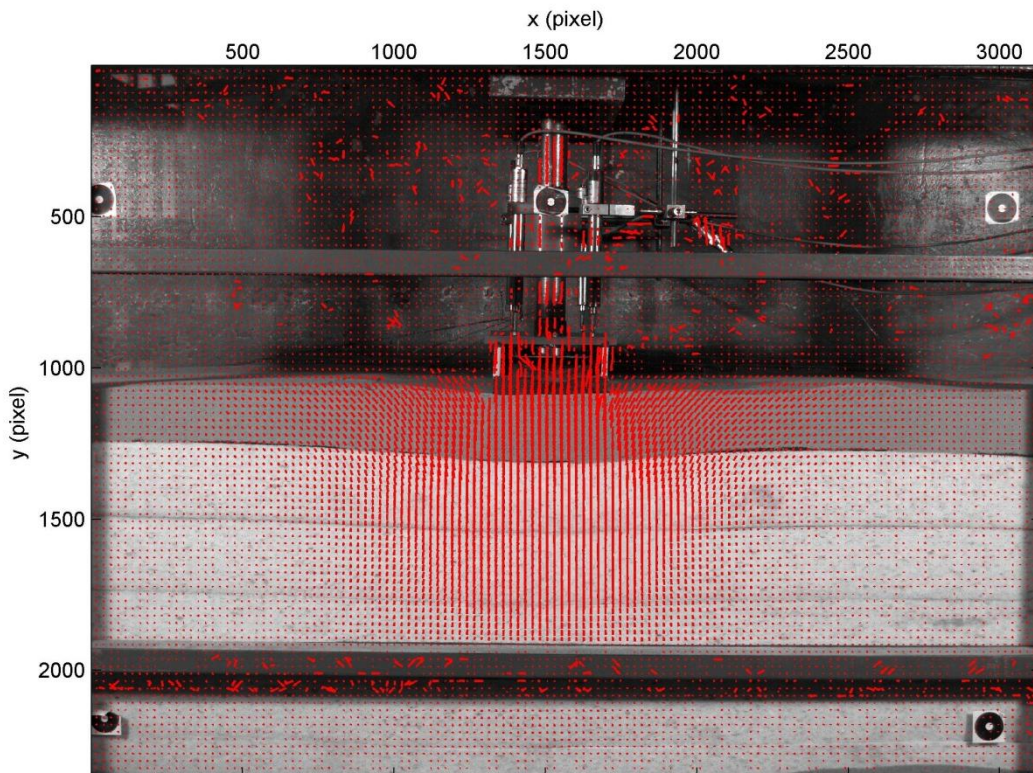


Rysunek 6.29 Pola przemieszczeń PIV układ 50 cm pianki i 10 cm piasku bez geosyntetyku, badanie nr 2, $(s/B) = 0,3$

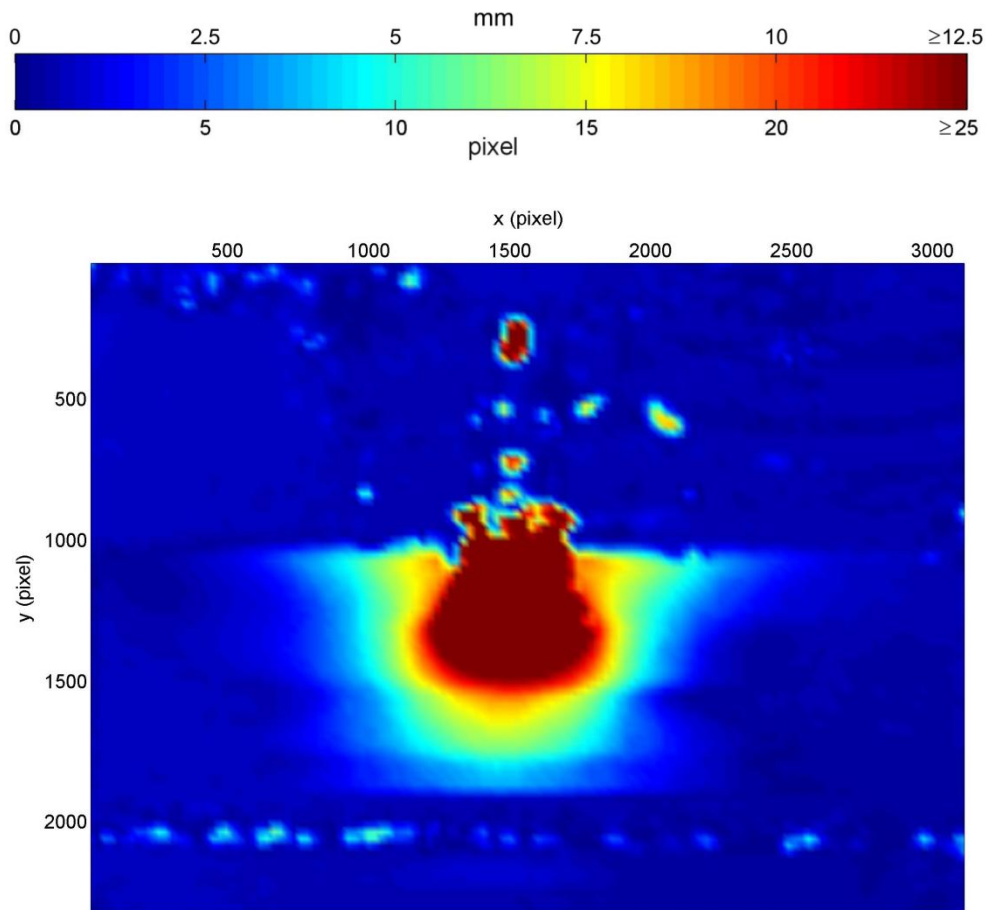
SCHEMAT II



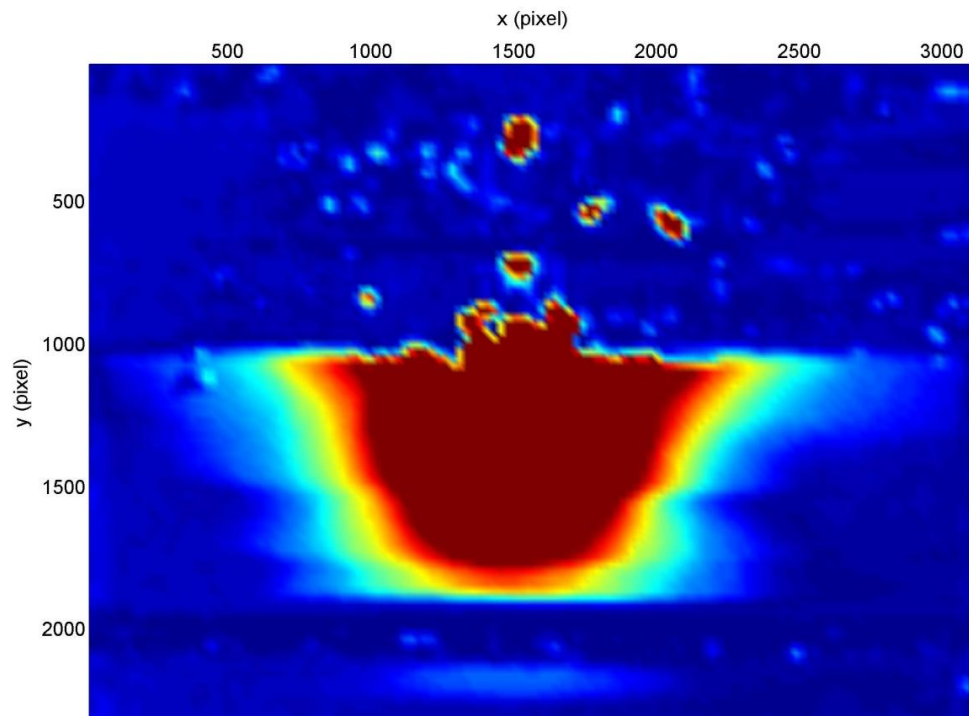
Rysunek 6.30 Trajektorie przemieszczeń PIV, układ 50 cm pianki i 10 cm piasku z geotkaniną Wigolen, badanie nr 4, $(s/B) = 0,1$



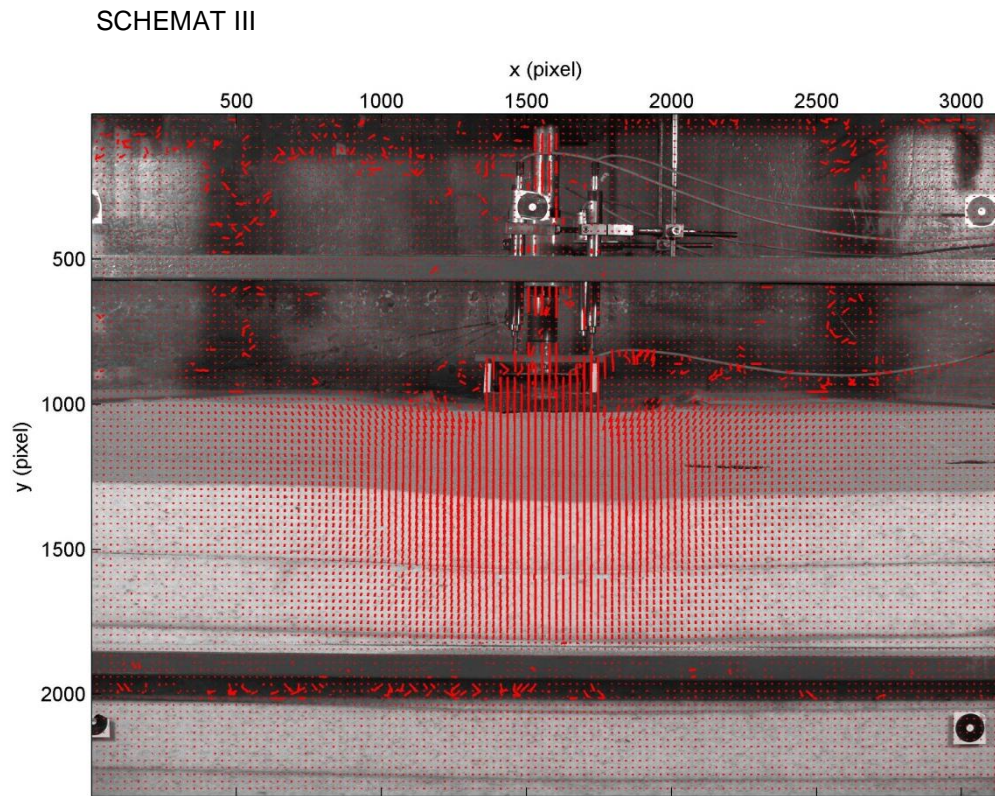
Rysunek 6.31 Trajektorie przemieszczeń PIV, układ 50 cm pianki i 10 cm piasku z geotkaniną Wigolen, badanie nr 4, $(s/B) = 0,3$



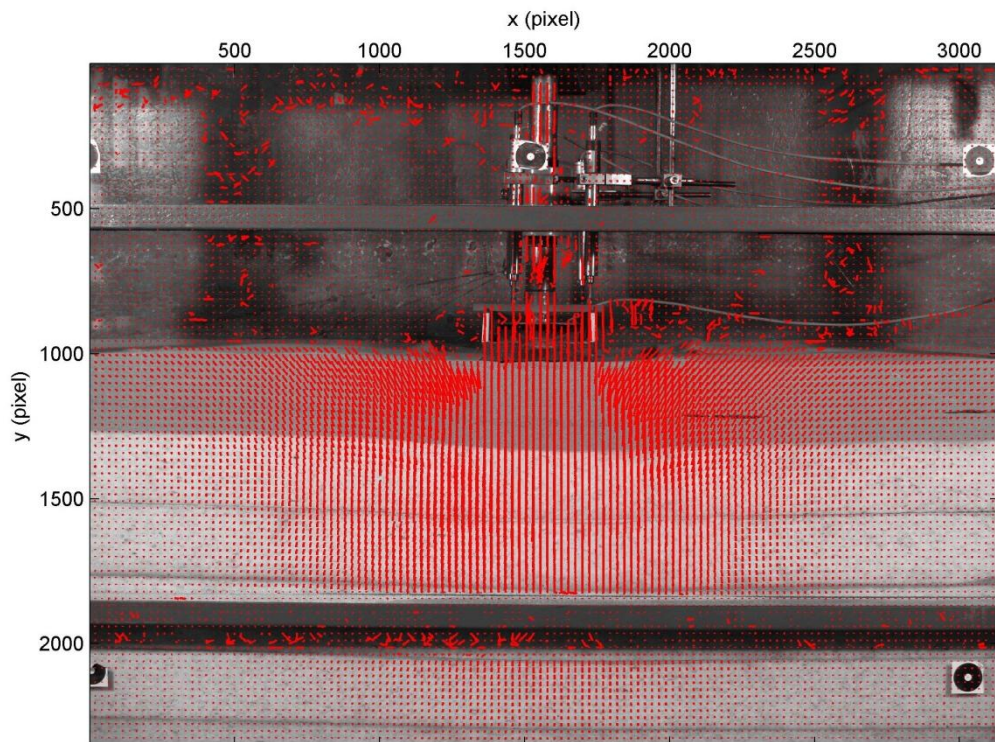
Rysunek 6.32 Pola przemieszczeń PIV układ 50 cm pianki i 10 cm piasku z geotkaniną Wigolen, badanie nr 4, $(s/B) = 0,1$



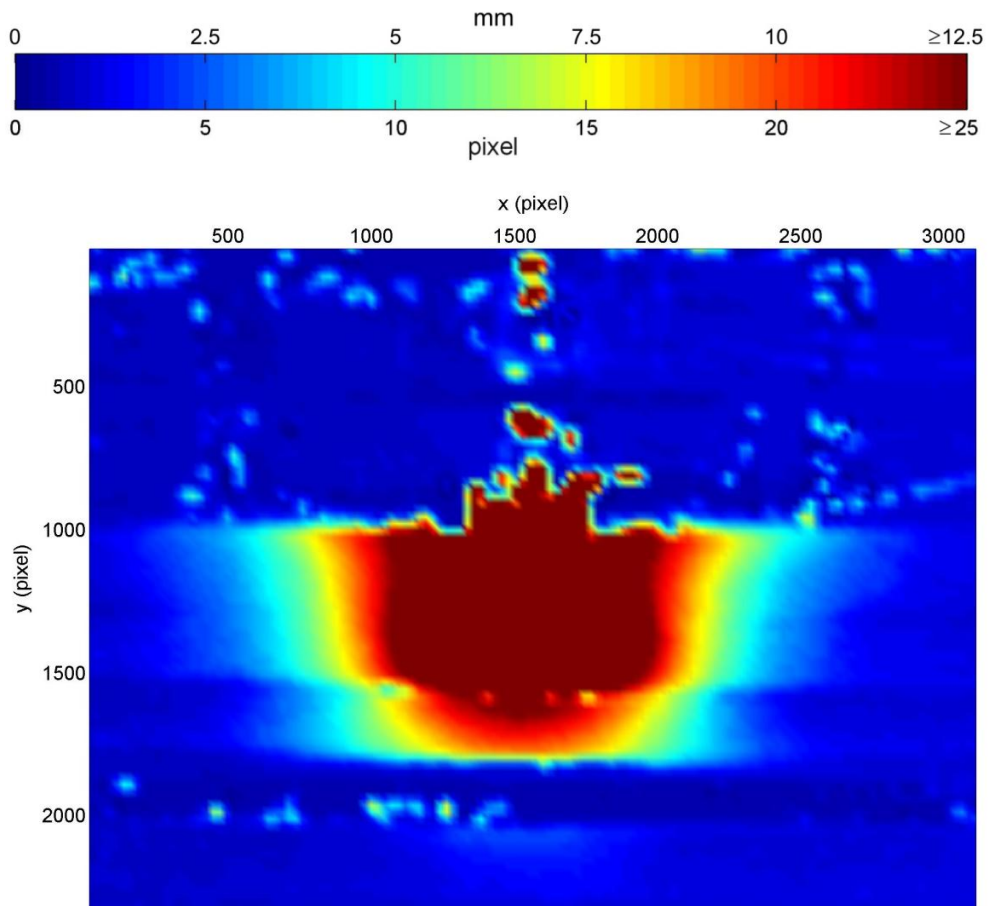
Rysunek 6.33 Pola przemieszczeń PIV układ 50 cm pianki i 10 cm piasku z geotkaniną Wigolen, badanie nr 4, $(s/B) = 0,3$



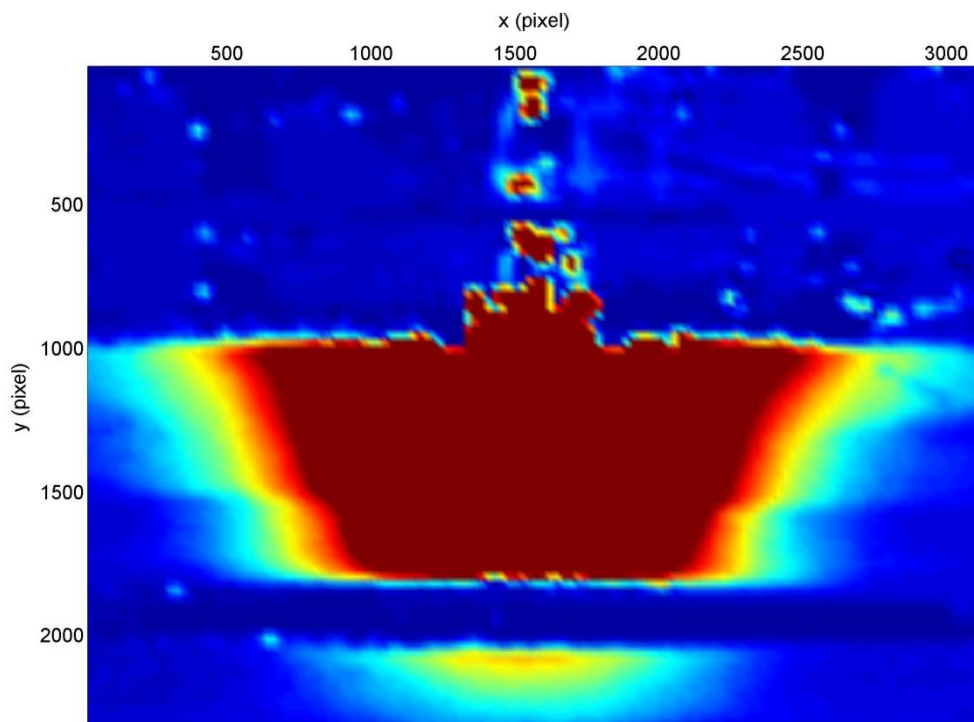
Rysunek 6.34 Trajektorie przemieszczeń *PIV*, układ 50 cm pianki, 3 cm piasku, geotkanina Wigolen i 7 cm piasku, badanie nr 6, $(s/B) = 0,1$



Rysunek 6.35 Trajektorie przemieszczeń *PIV*, układ 50 cm, 3 cm piasku, geotkanina Wigolen i 7 cm piasku, badanie nr 6, $(s/B) = 0,3$

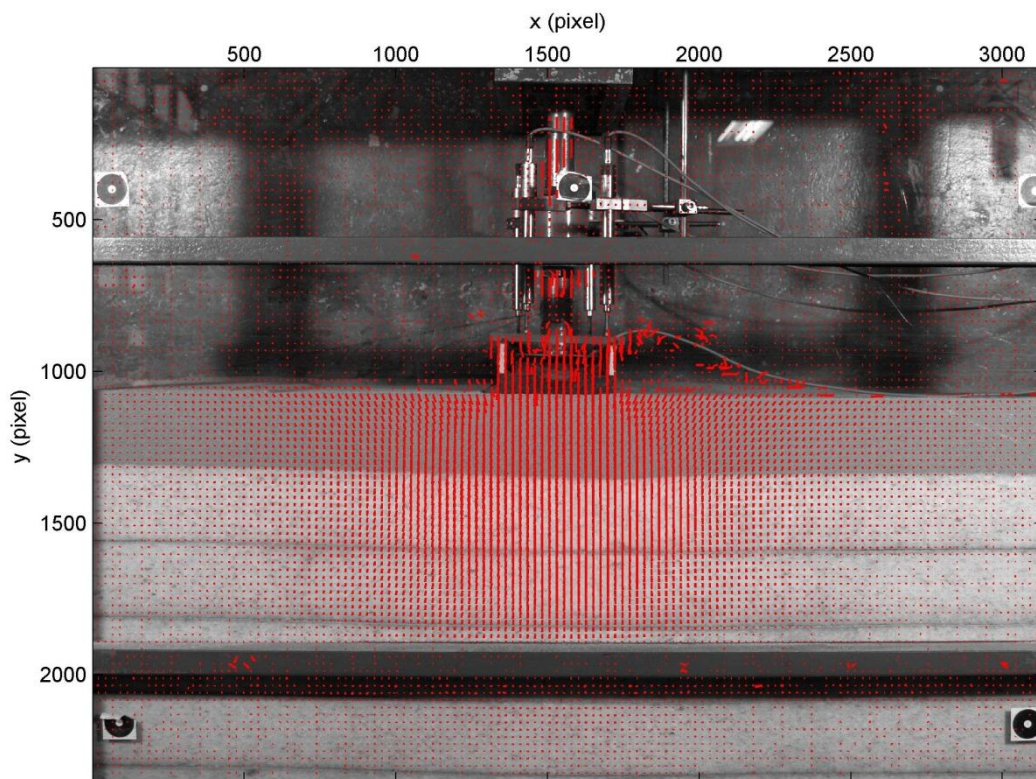


Rysunek 6.36 Pola przemieszczeń PIV układ 50 cm pianki, 3 cm piasku, geotkanina Wigolen i 7 cm piasku, badanie nr 6, $(s/B) = 0,1$

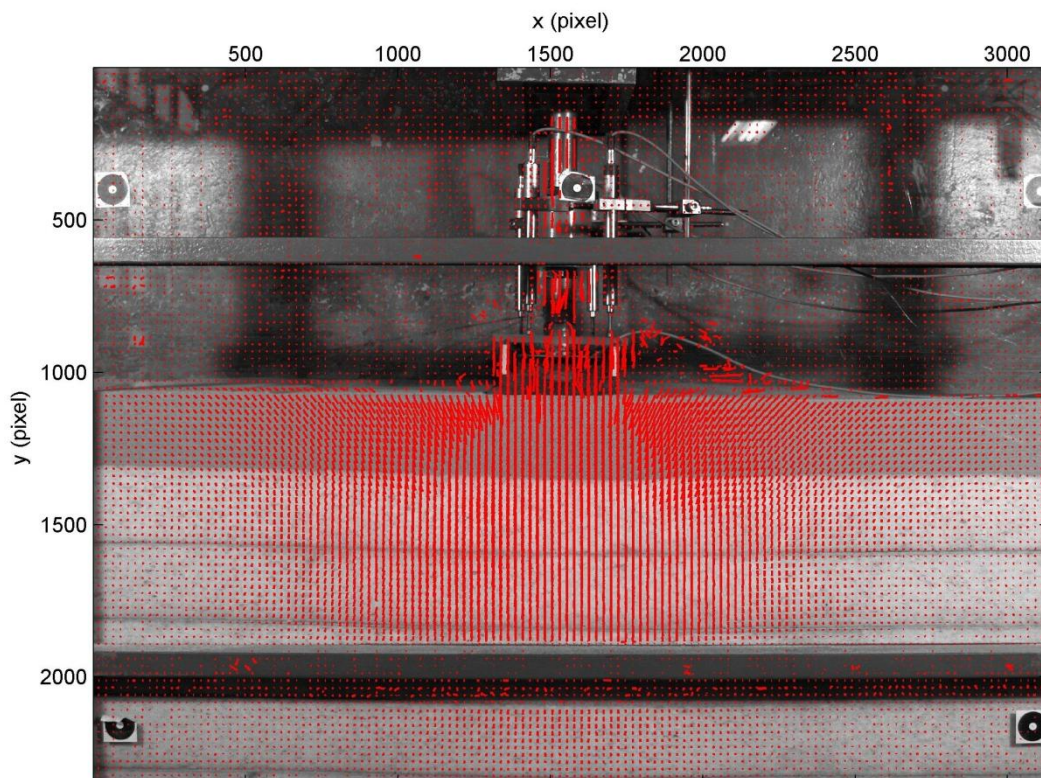


Rysunek 6.37 Pola przemieszczeń PIV układ 50 cm pianki, 3 cm piasku, geotkanina Wigolen i 7 cm piasku, badanie nr 6, $(s/B) = 0,3$

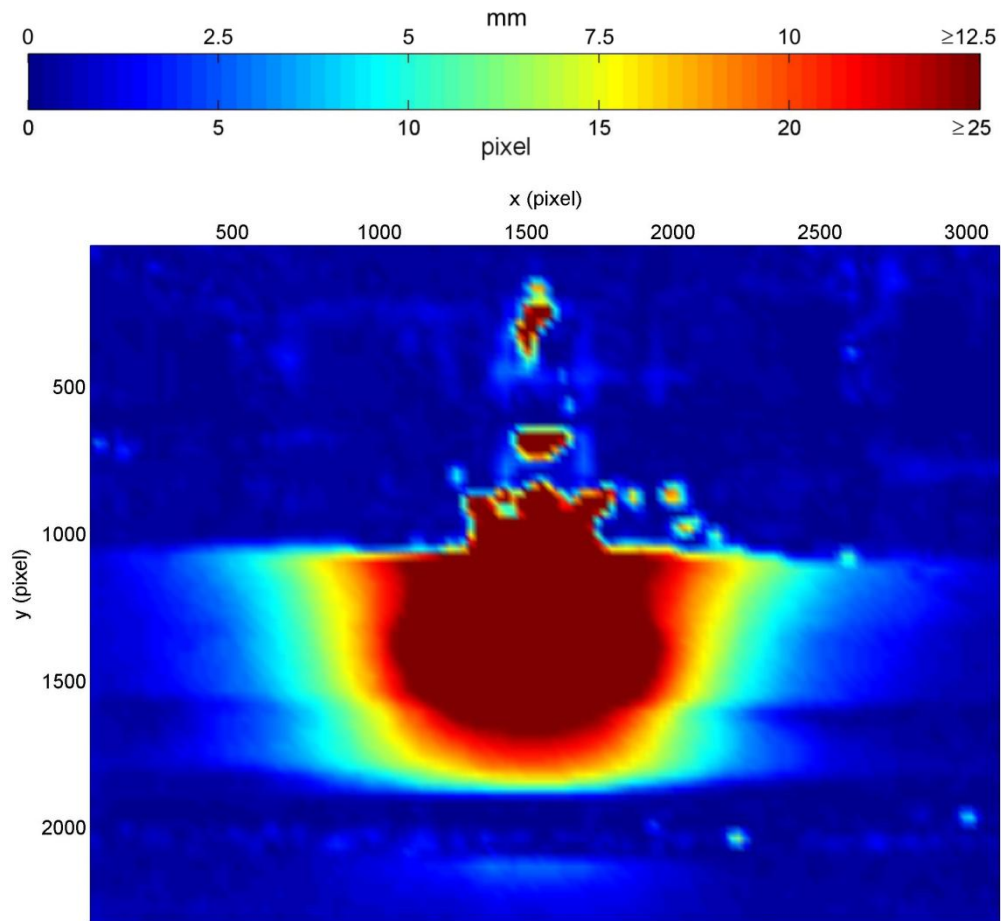
SCHEMAT IV



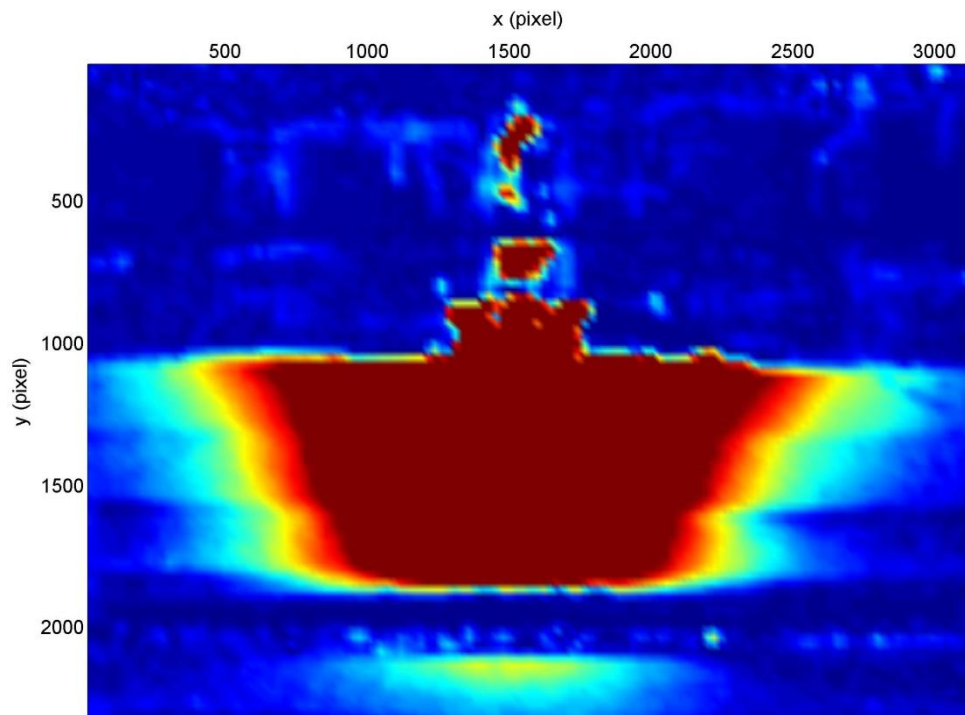
Rysunek 6.38 Trajektorie przemieszczeń *PIV*, układ 50 cm pianki i 10 cm piasku z siatką techniczną
Złoty Stok, badanie nr 8, $(S/B) = 0,1$



Rysunek 6.39 Trajektorie przemieszczeń *PIV*, układ 50 cm pianki i 10 cm piasku z siatką techniczną
Złoty Stok, badanie nr 8, $(S/B) = 0,3$

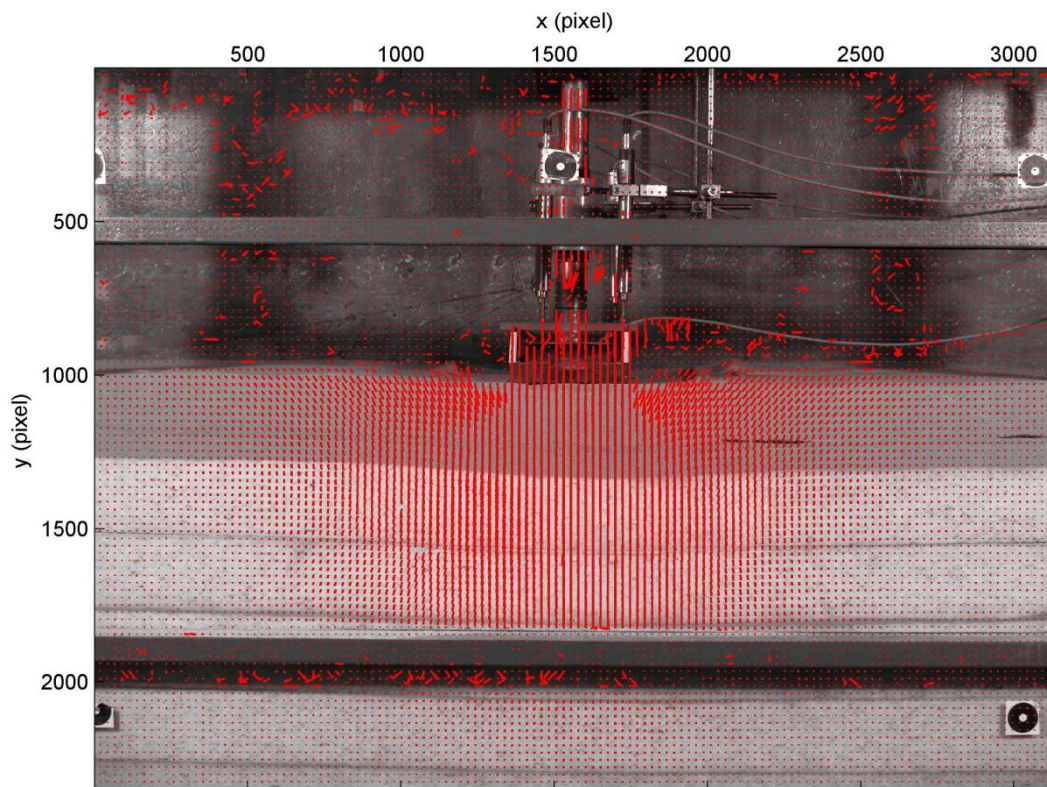


Rysunek 6.40 Pola przemieszczeń PIV układ 50 cm pianki i 10 cm piasku z siatką techniczną Złoty Stok, badanie nr 8, $(S/B) = 0,1$

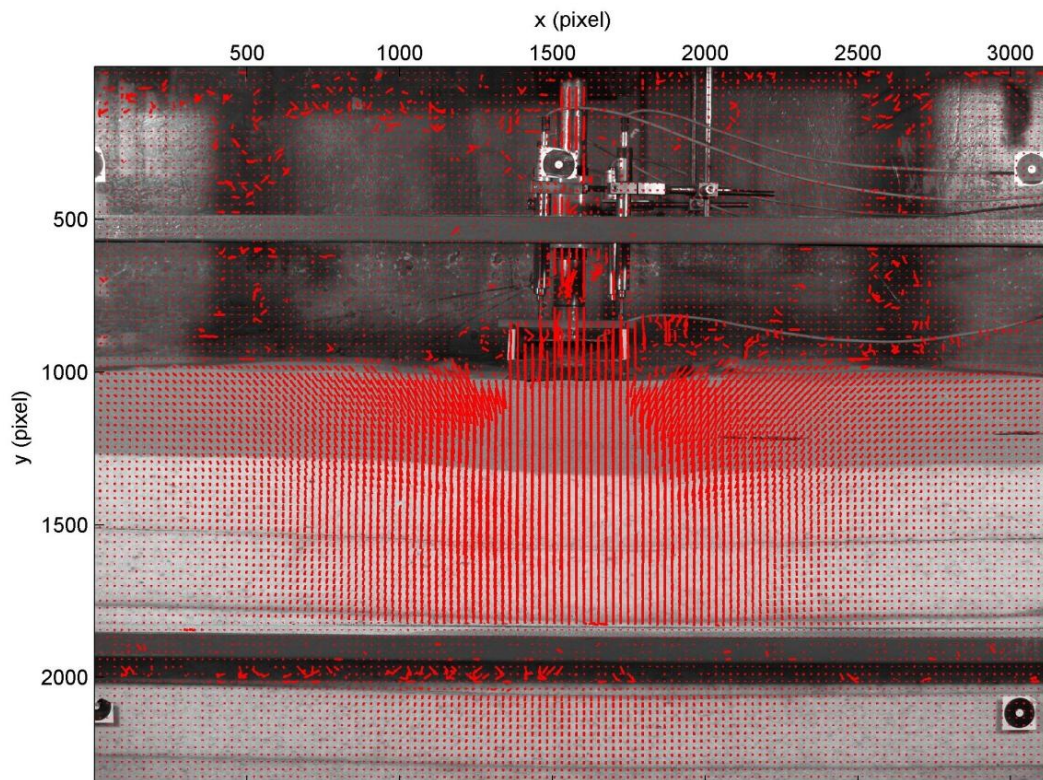


Rysunek 6.41 Pola przemieszczeń PIV układ 50 cm pianki i 10 cm piasku z siatką techniczną Złoty Stok, badanie nr 8, $(S/B) = 0,3$

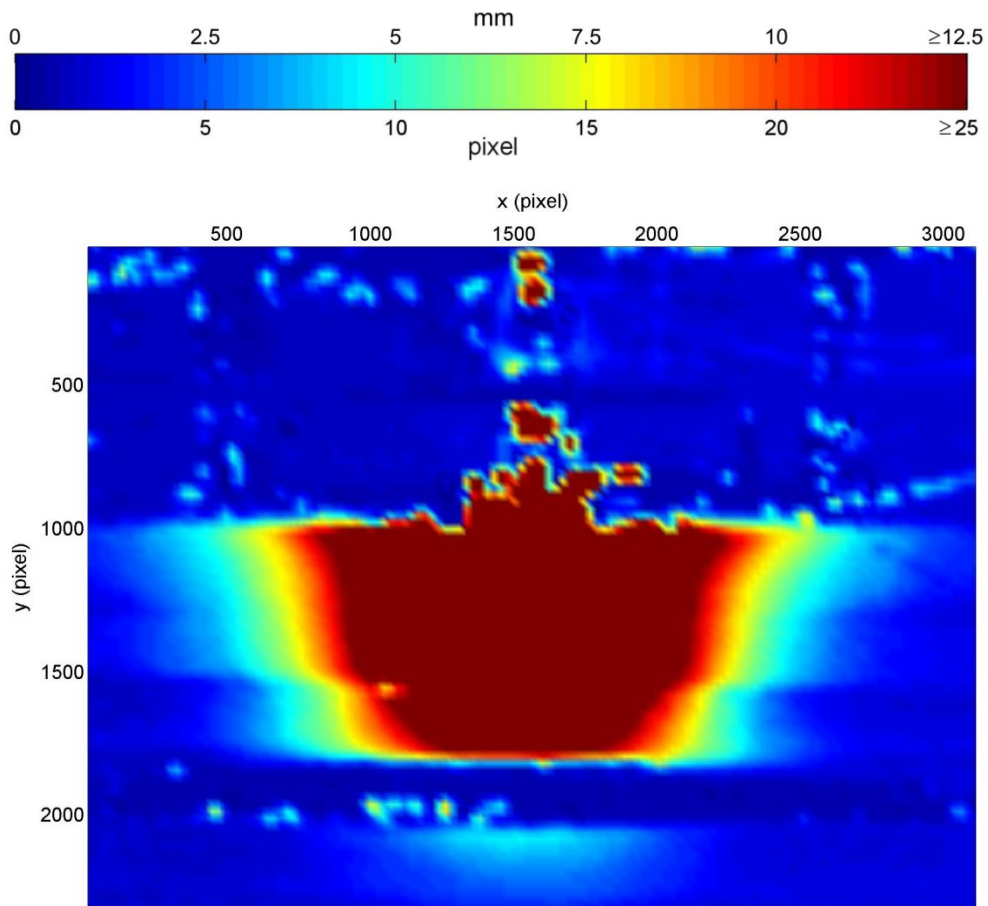
SCHEMAT NR V



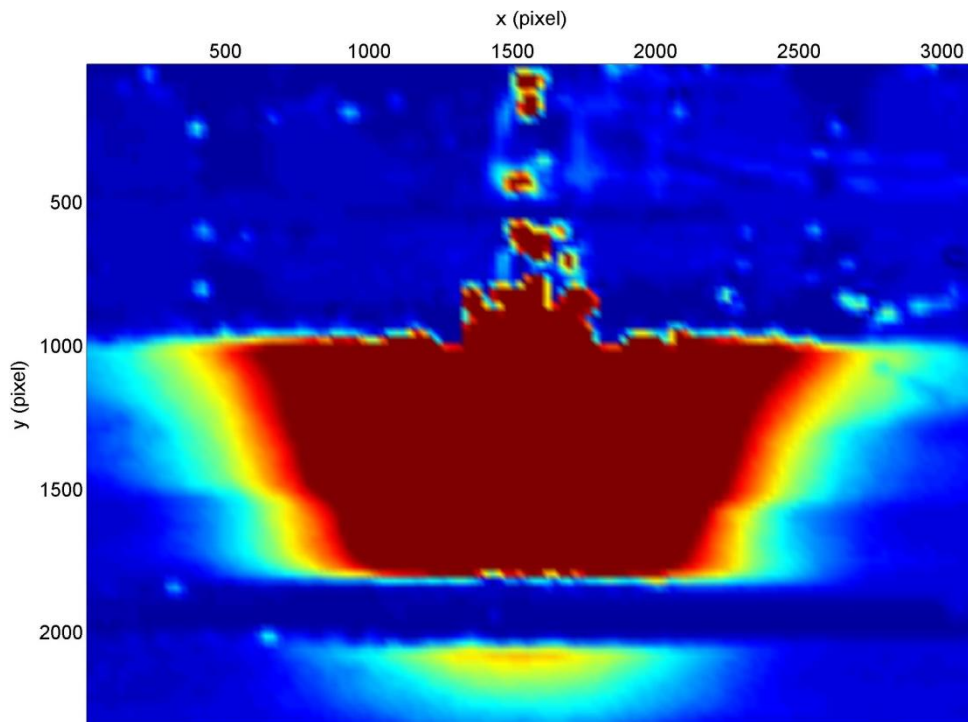
Rysunek 6.42 Trajektorie przemieszczeń PIV, układ 50 cm pianki, 3 cm piasku, siatka techniczna Złoty Stok i 7 cm piasku, badanie nr 9, $(S/B) = 0,1$



Rysunek 6.43 Trajektorie przemieszczeń PIV, układ 50 cm pianki, 3 cm piasku, siatka techniczna Złoty Stok i 7 cm piasku, badanie nr 9, $(S/B) = 0,3$



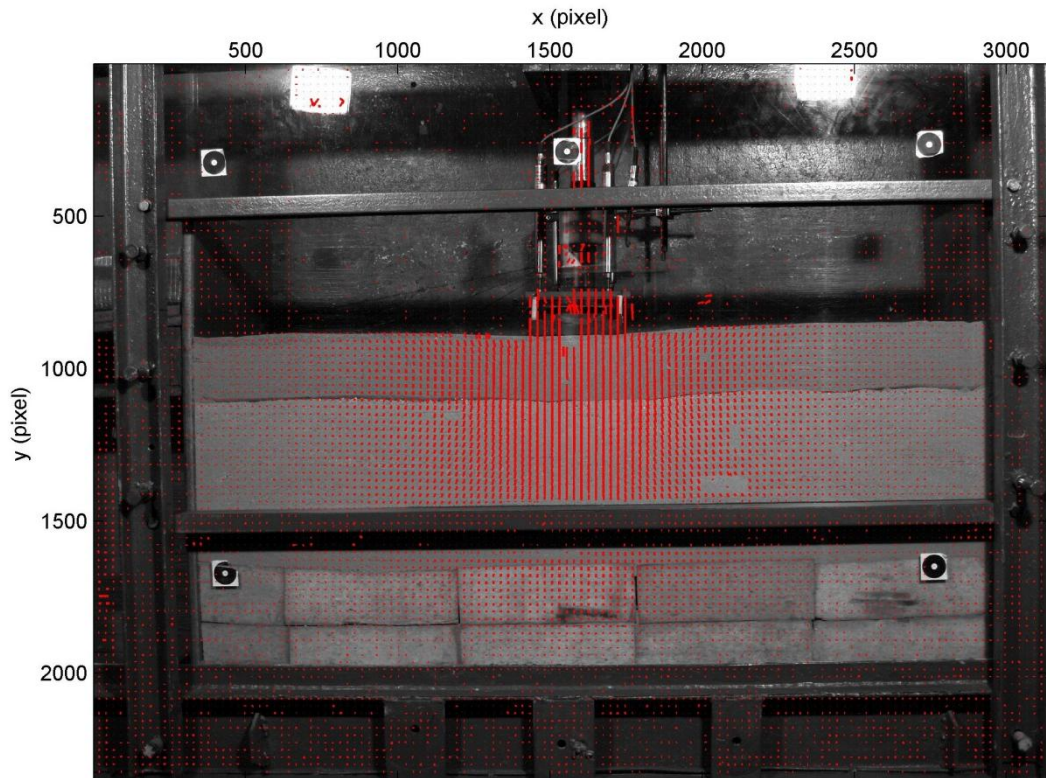
Rysunek 6.44 Pola przemieszczeń PIV układ 50 cm pianki, 3 cm piasku, siatka techniczna Złoty Stok i 7 cm piasku, badanie nr 9, $(s/B) = 0,1$



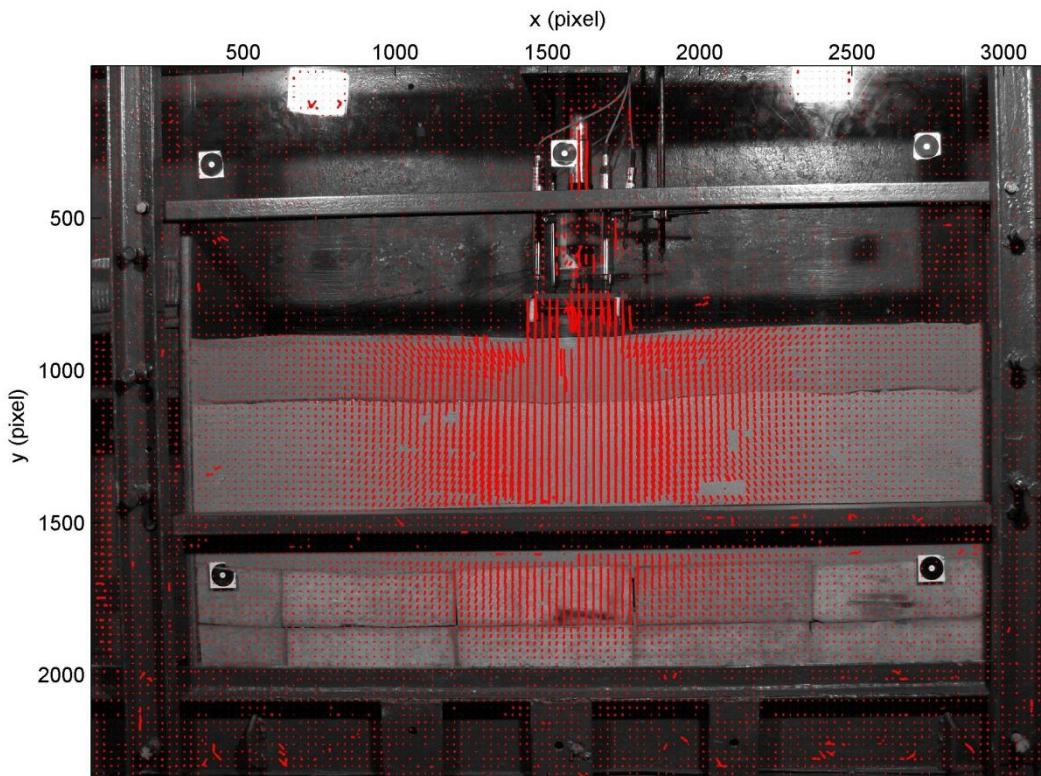
Rysunek 6.45 Pola przemieszczeń PIV układ 50 cm pianki, 3 cm piasku, siatka techniczna Złoty Stok i 7 cm piasku, badanie nr 9, $(s/B) = 0,3$

WARIANT II

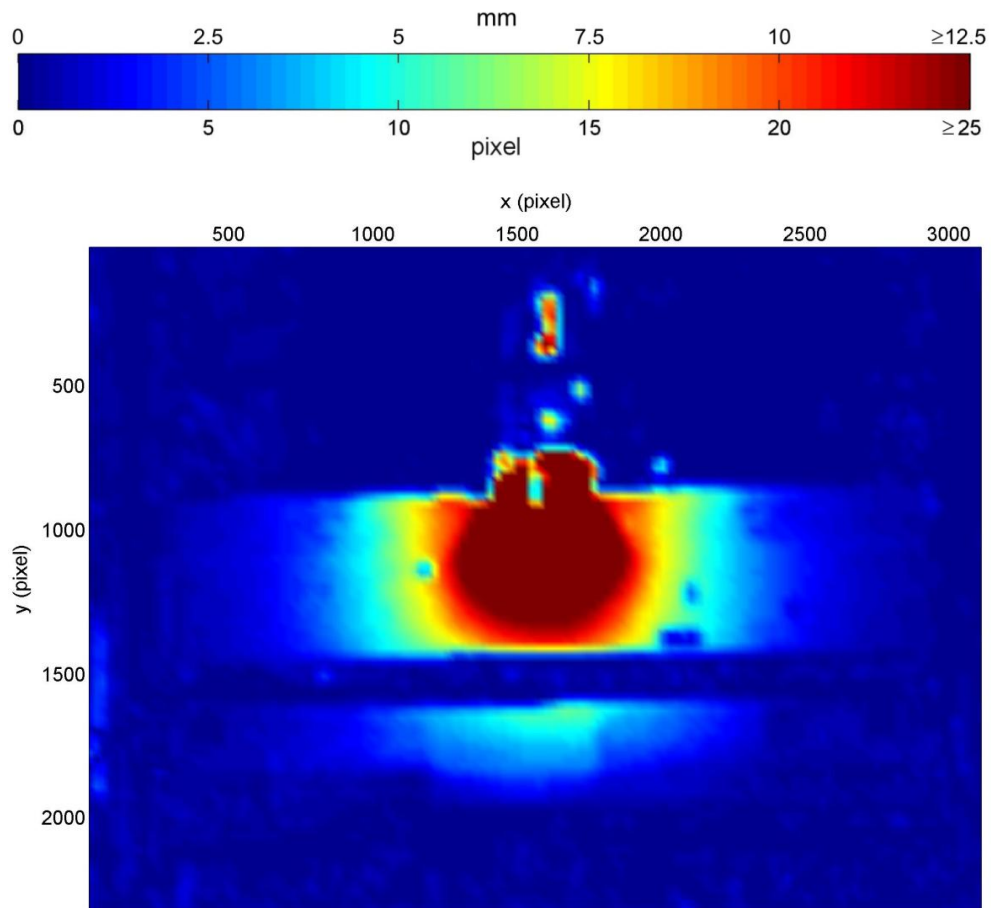
SCHEMAT NR VI



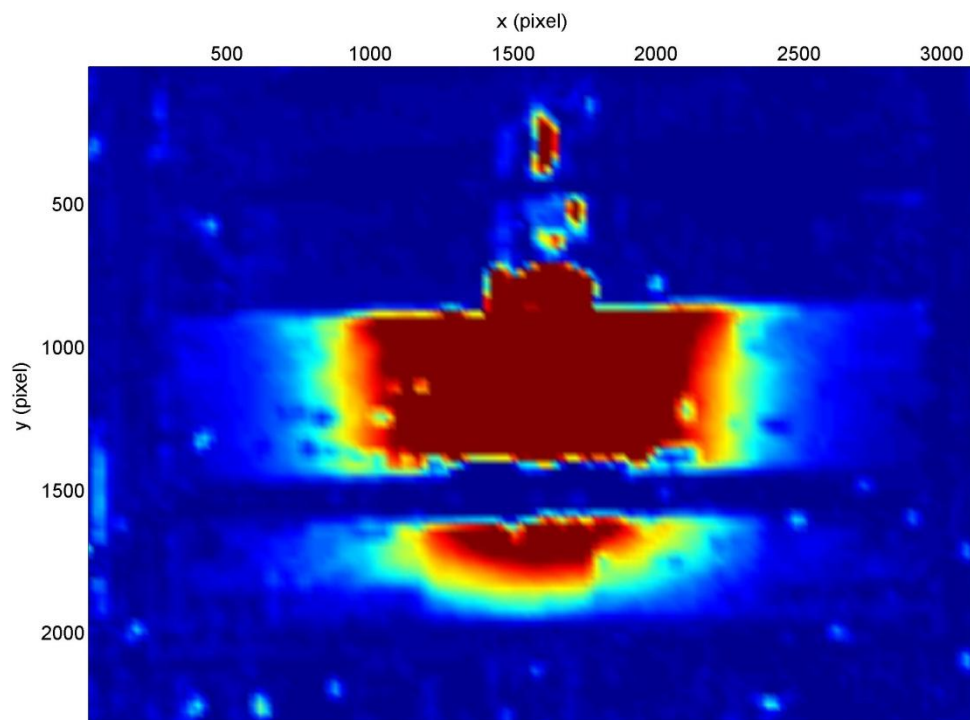
Rysunek 6.46 Trajektorie przemieszczeń PIV, układ wióry bukowe i 10 cm piasku bez geosyntetyku, badanie nr 11, $(s/B) = 0,1$



Rysunek 6.47 Trajektorie przemieszczeń PIV, układ wióry bukowe i 10 cm piasku bez geosyntetyku, badanie nr 11, $(s/B) = 0,3$

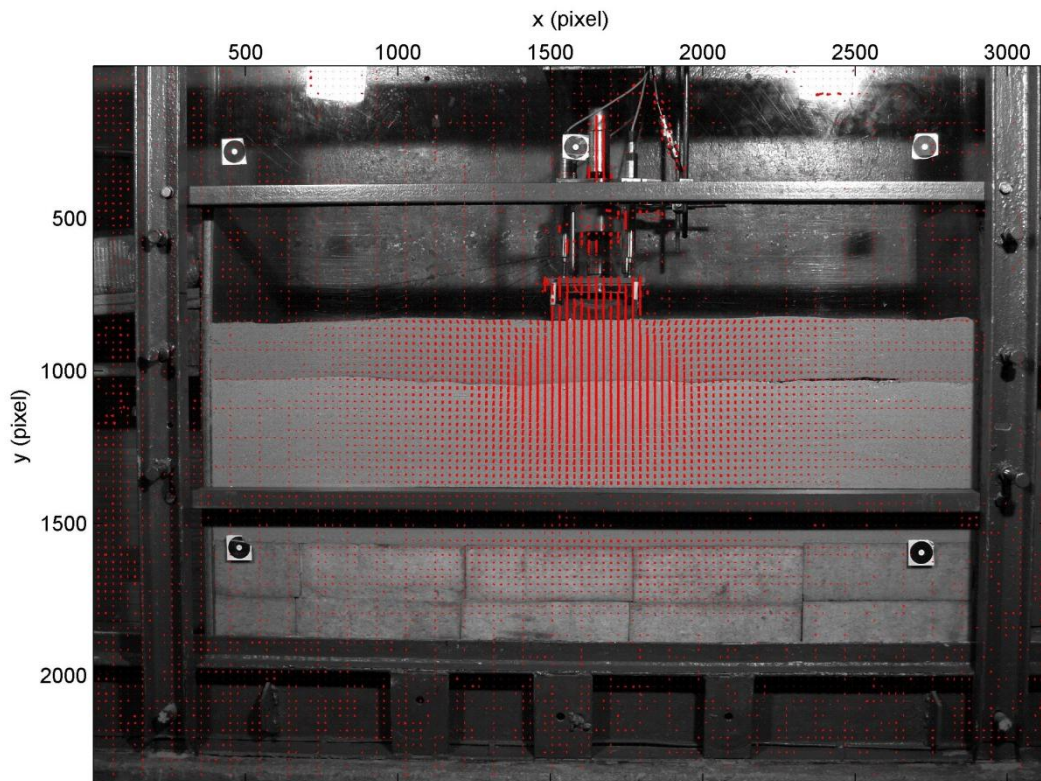


Rysunek 6.48 Pola przemieszczeń PIV układ wióry bukowe i 10 cm piasku bez geosyntetyku, badanie nr 11, $(s/B) = 0,1$

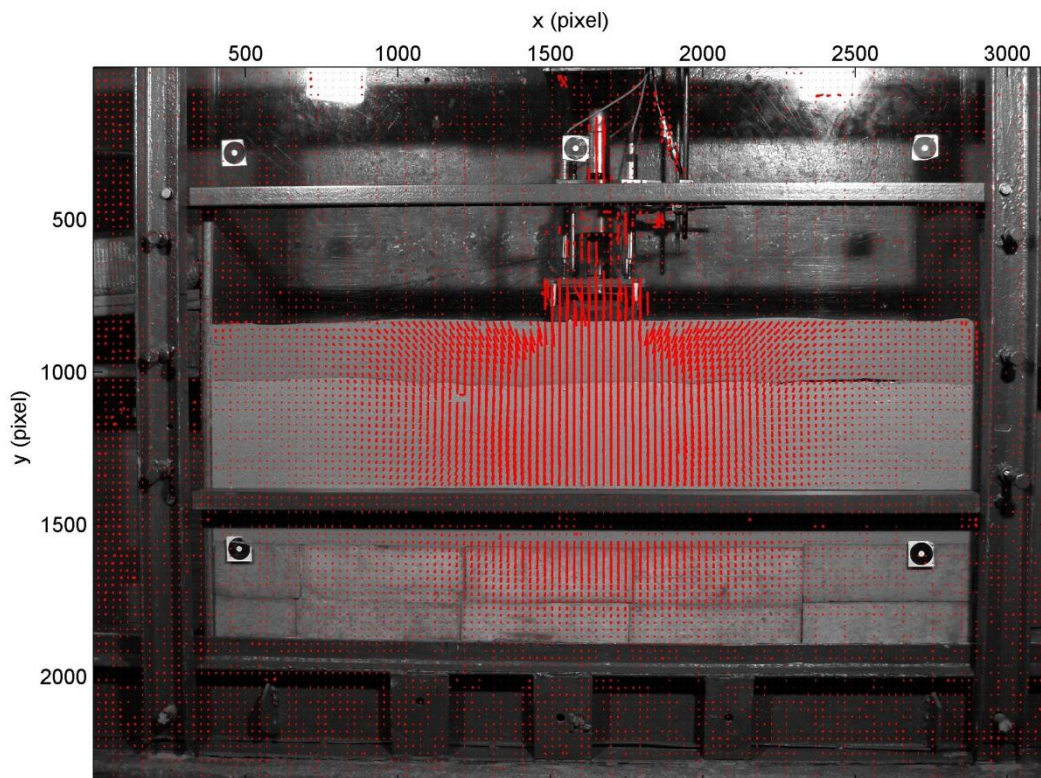


Rysunek 6.49 Pola przemieszczeń PIV układ wióry bukowe i 10 cm piasku bez geosyntetyku, badanie nr 11, $(s/B) = 0,3$

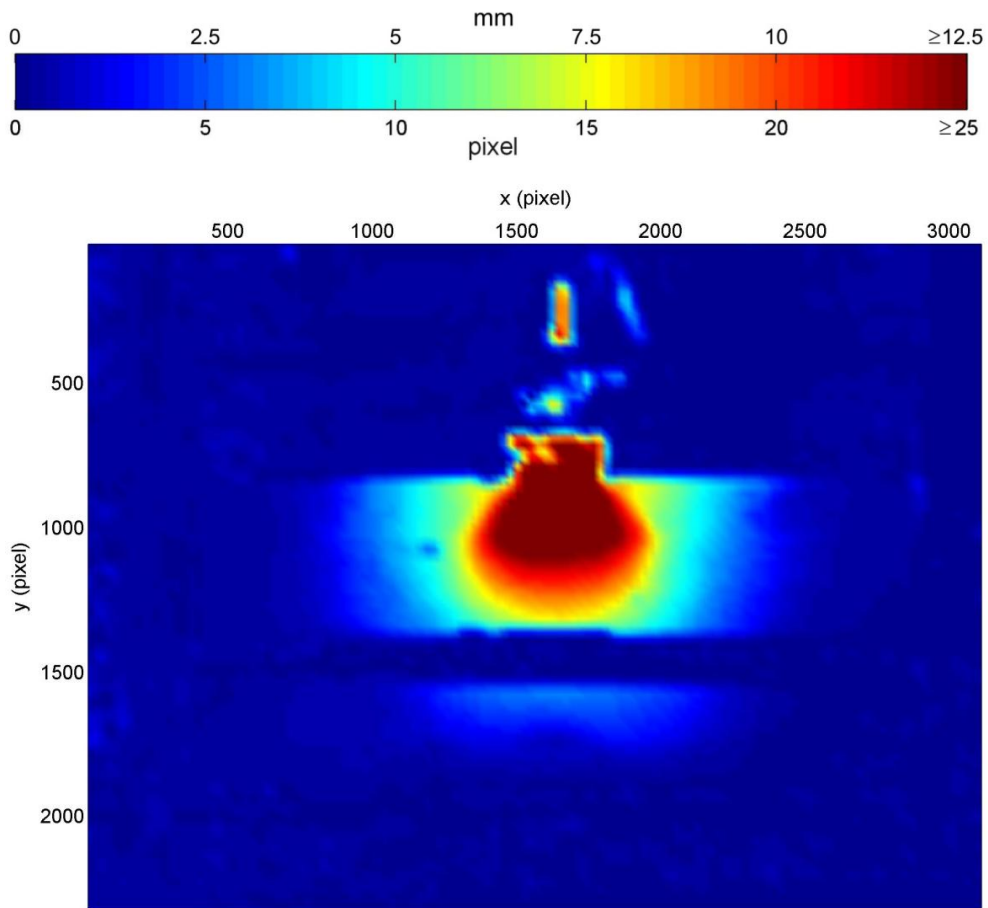
SCHEMAT NR VII



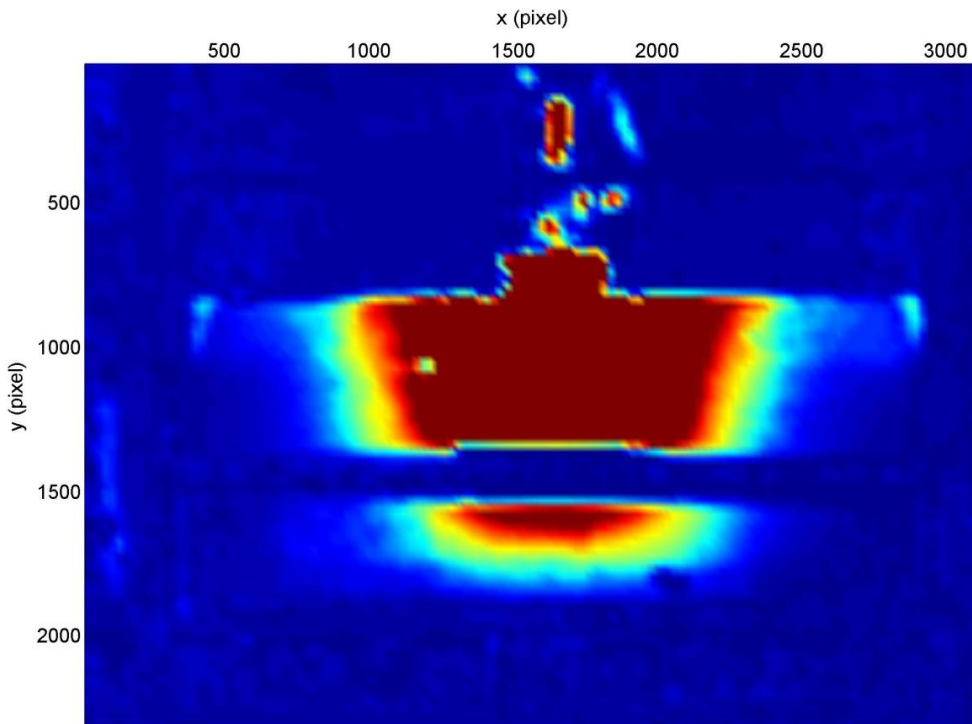
Rysunek 6.50 Trajektorie przemieszczeń *PIV*, układ wióry bukowe i 10 cm piasku z geotkaniną Wigolen, badanie nr 13, $(s/B) = 0,1$



Rysunek 6.51 Trajektorie przemieszczeń *PIV*, układ wióry bukowe i 10 cm piasku z geotkaniną Wigolen, badanie nr 13, $(s/B) = 0,3$

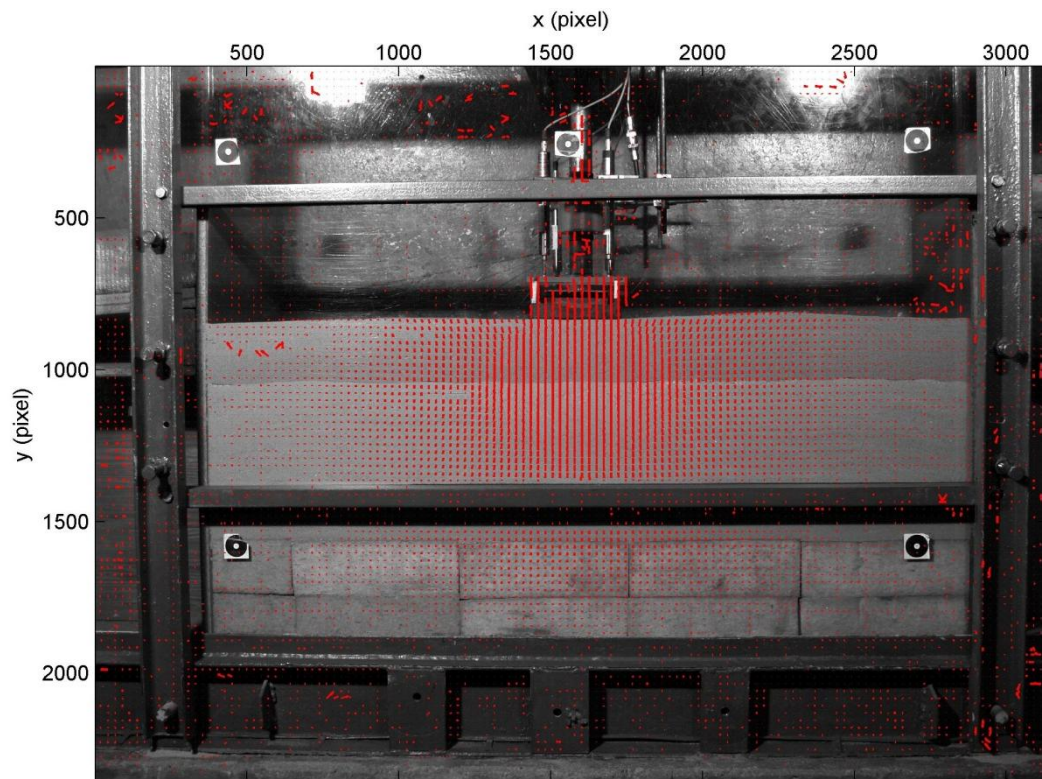


Rysunek 6.52 Pola przemieszczeń PIV układ wióry bukowe i 10 cm piasku z geotkaniną Wigolen, badanie nr 13, $(s/B) = 0,1$

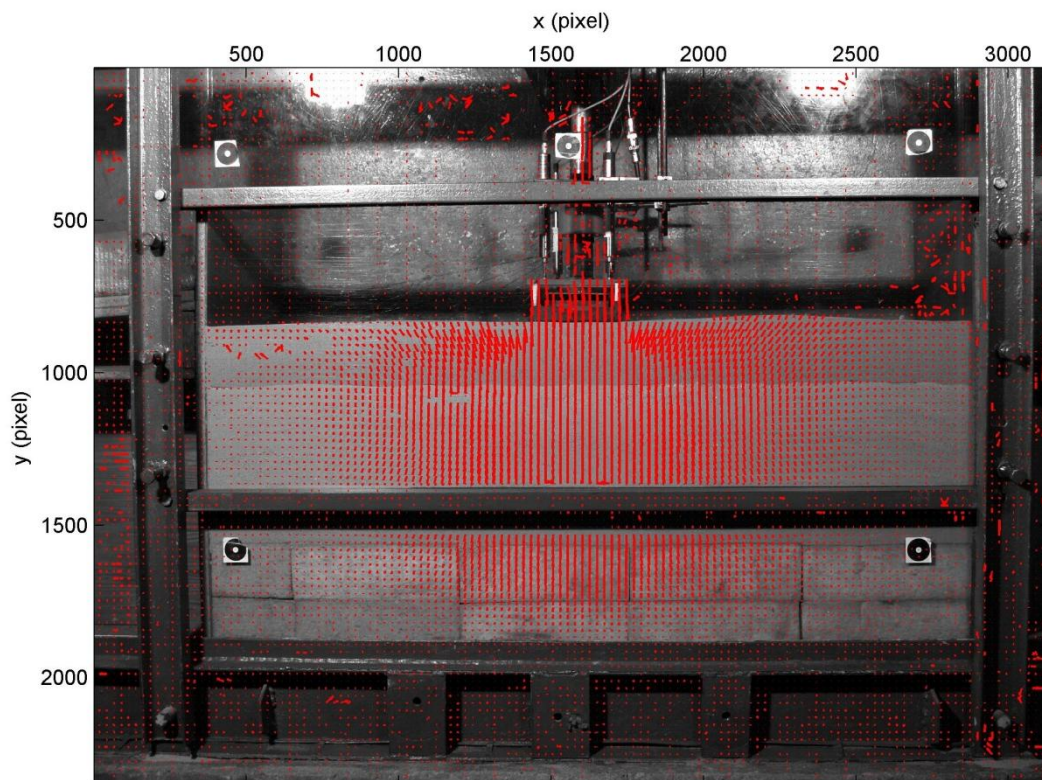


Rysunek 6.53 Pola przemieszczeń PIV układ wióry bukowe i 10 cm piasku z geotkaniną Wigolen, badanie nr 13, $(s/B) = 0,3$

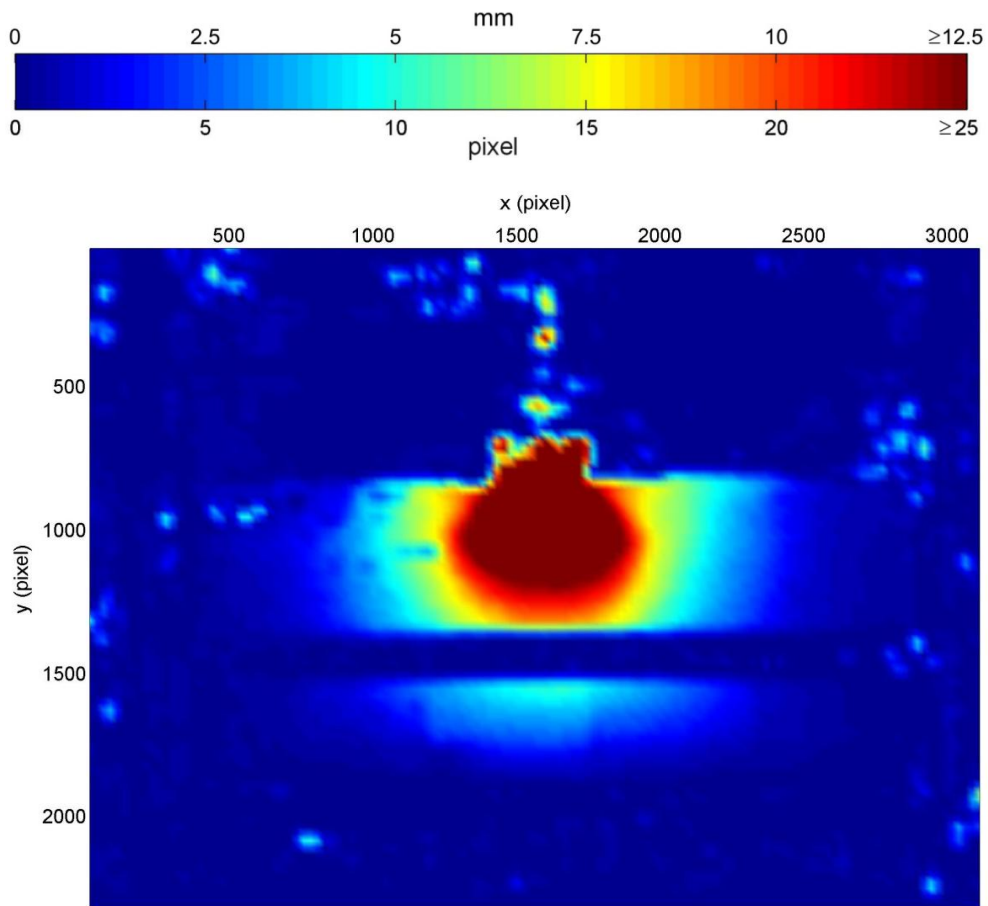
SCHEMAT VIII



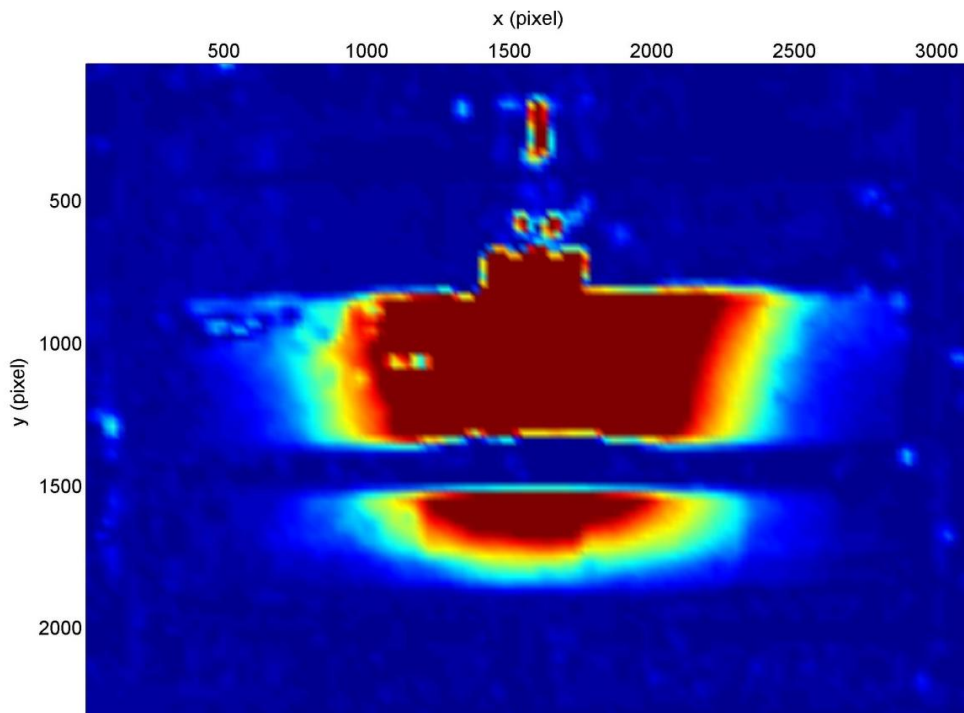
Rysunek 6.54 Trajektorie przemieszczeń PIV, układ wióry bukowe i 10 cm piasku z siatką techniczną
Złoty Stok, badanie nr 15, $(s/B) = 0,1$



Rysunek 6.55 Trajektorie przemieszczeń PIV, układ wióry bukowe i 10 cm piasku z siatką techniczną
Złoty Stok, badanie nr 15, $(s/B) = 0,3$

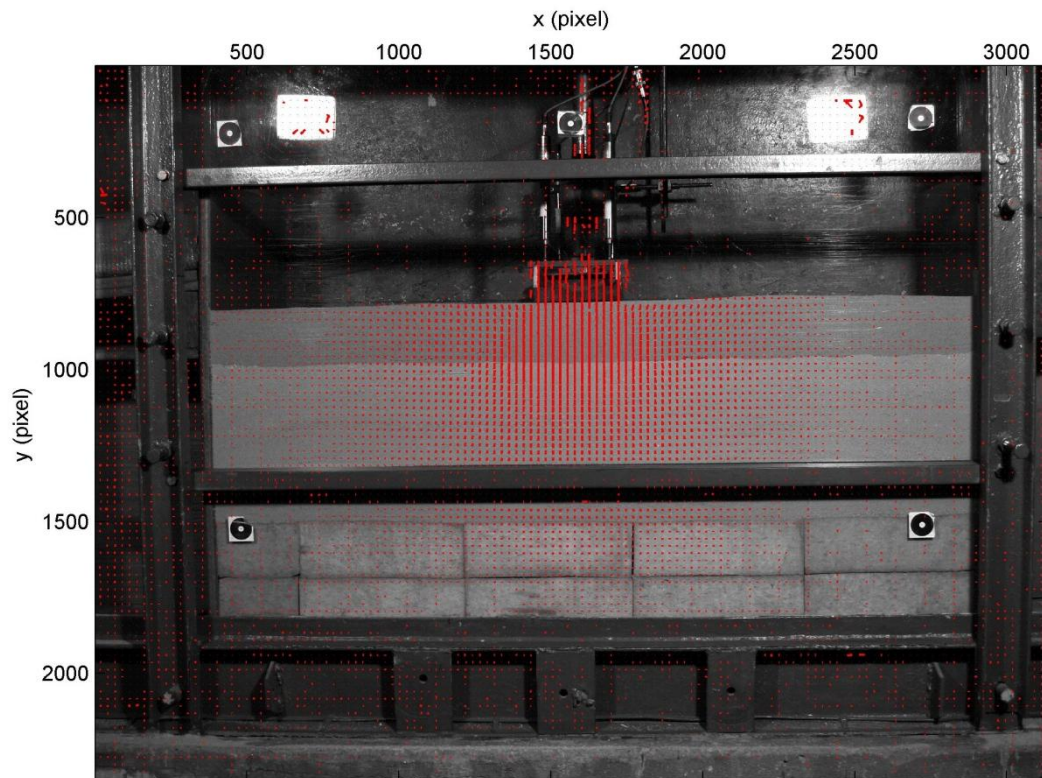


Rysunek 6.56 Pola przemieszczeń PIV układ wióry bukowe i 10 cm piasku z siatką techniczną Złoty Stok, badanie nr 15, $(s/B) = 0,1$

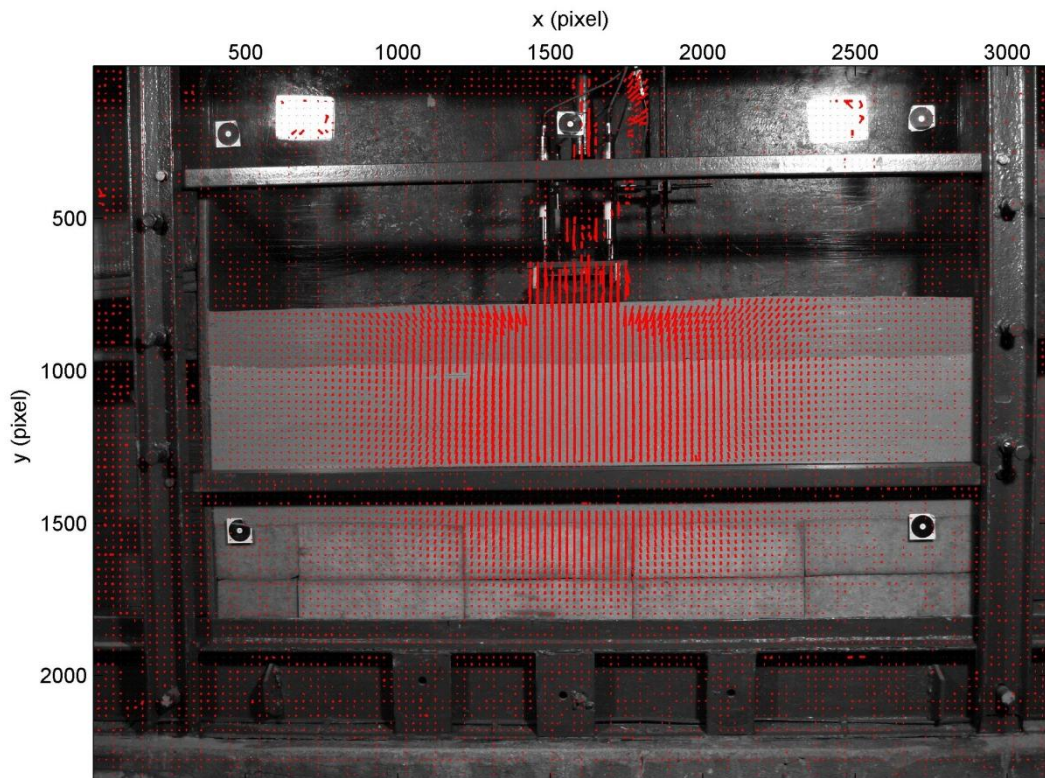


Rysunek 6.57 Pola przemieszczeń PIV układ wióry bukowe i 10 cm piasku z siatką techniczną Złoty Stok, badanie nr 15, $(s/B) = 0,3$

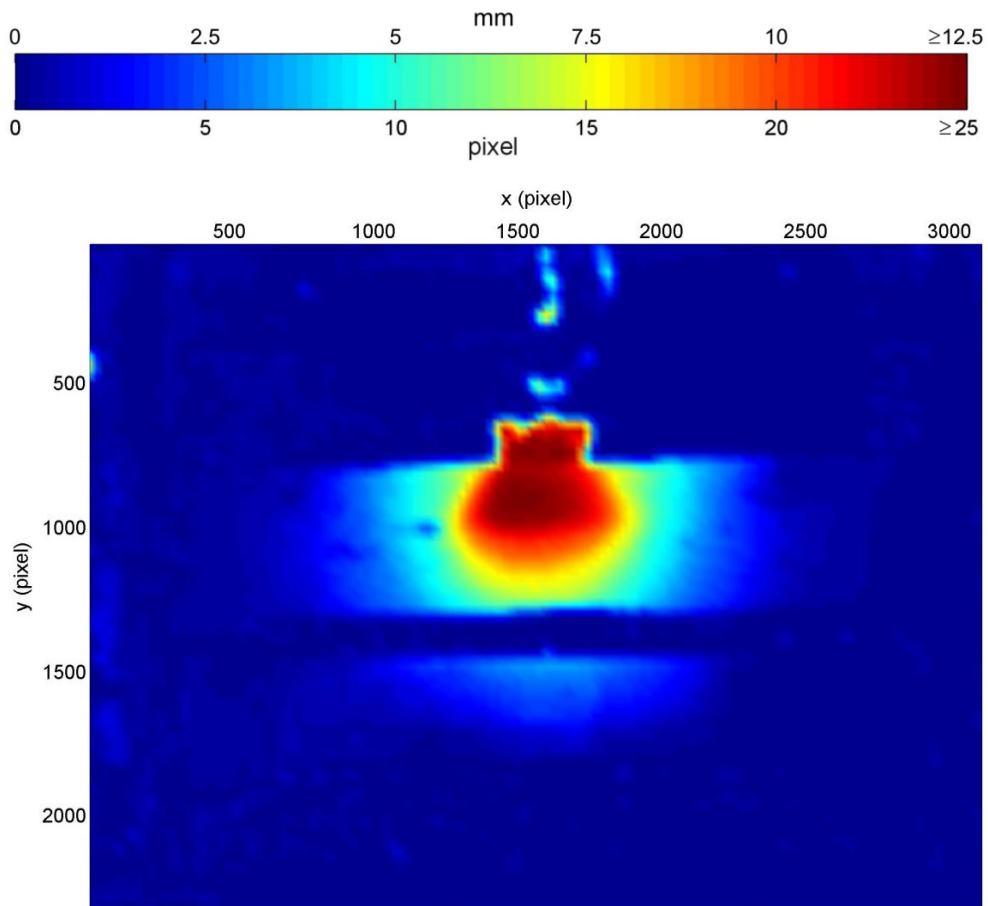
SCHEMAT NR IX



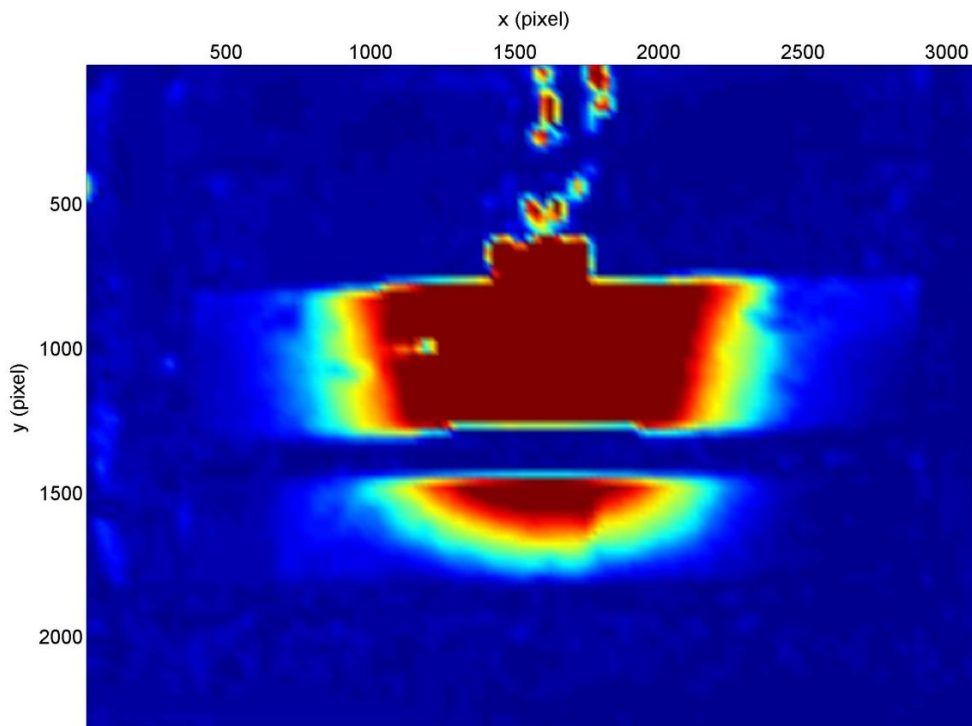
Rysunek 6.58 Trajektorie przemieszczeń PIV, układ wióry bukowe i 10 cm piasku z kotwioną siatką techniczną Złoty Stok, badanie nr 18, $(s/B) = 0,1$



Rysunek 6.59 Trajektorie przemieszczeń PIV, układ wióry bukowe i 10 cm piasku z kotwioną siatką techniczną Złoty Stok, badanie nr 18, $(s/B) = 0,3$



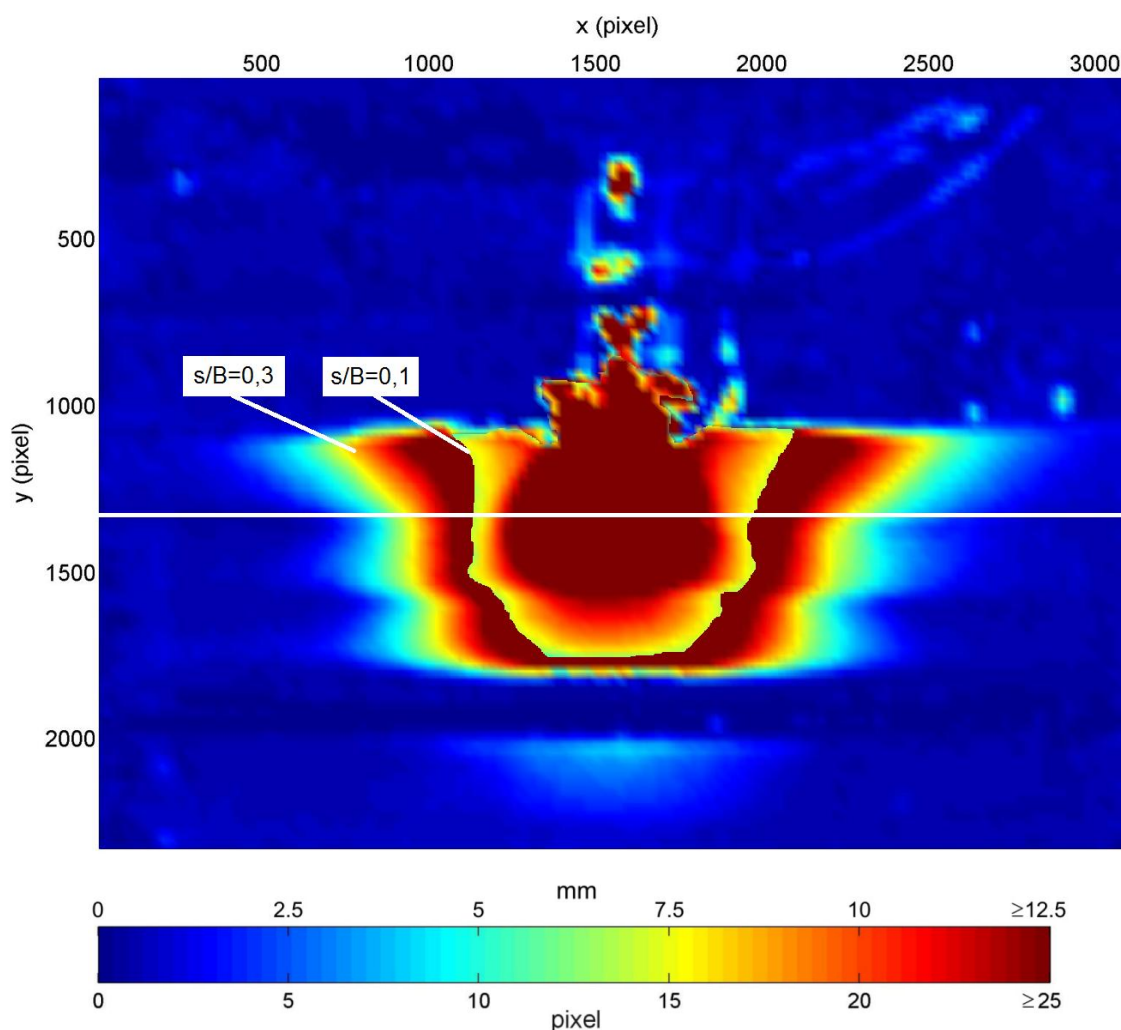
Rysunek 6.60 Pola przemieszczeń PIV układ wióry bukowe i 10 cm piasku z kotwioną siatką techniczną
Złoty Stok, badanie nr 18, $(s/B) = 0,1$



Rysunek 6.61 Pola przemieszczeń PIV układ wióry bukowe i 10 cm piasku z kotwioną siatką techniczną
Złoty Stok, badanie nr 18, $(s/B) = 0,3$

6.9 Porównanie krzywych obciążenie – osiadanie

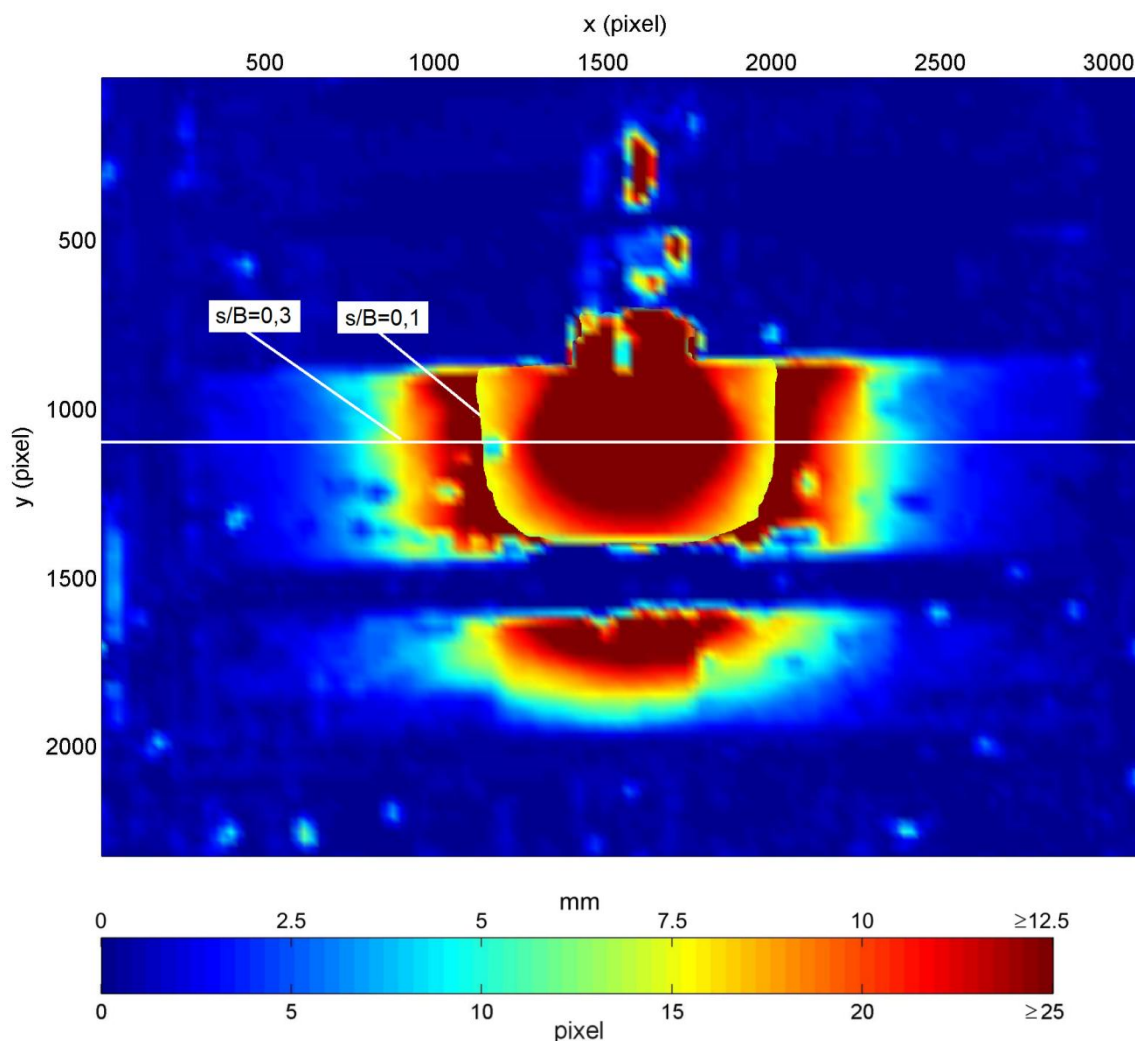
Na Rysunku 6.62 zestawiono krzywe obciążenie-osiadanie przy osiadaniu względnym fundamentu ($s/B = 0,1$ oraz $s/B = 0,3$ dla platformy bez geosyntetyku na podłożu z pianki poliuretanowej. Przy osiadaniu względnym ($s/B = 0,1$) przemieszczenia są w miarę równomierne, co przekłada się na kołowy kształt izopol. W dalszym etapie obciążania wzrastają przemieszczenia poziome, co może być wywołane wzrostem kąta rozkładu naprężenia. W momencie osiągnięcia osiadania względnego na poziomie $s/B = 0,3$ wyraźnie zarysowuje się już mechanizm zniszczenia przypominający mechanizm ścicia przy przebiciu (Rysunek 2.25).



Rysunek 6.62 Zestawienie izopol przemieszczeń dla układu 50 cm pianki i 10 cm piasku bez geosyntetyku, badanie nr 2, ($s/B = 0,1$ oraz $s/B = 0,3$)

Przypadek platformy roboczej bez wzmocnienia na podłożu z wiórów bukowych przy osiadaniu względnym fundamentu ($s/B = 0,1$ oraz $s/B = 0,3$) przedstawiono na Rysunku 6.63. W początkowym etapie, przy $s/B = 0,1$, przemieszczenia są bardzo podobne do przemieszczeń z przypadku podłoża z pianek poliuretanowych. Izopola przemieszczeń również mają kształt kołisty. Na dalszym etapie obciążania kierunek przemieszczeń ulega niewielkiej zmianie. Najwyraźniej zmieniają się przemieszczenia przy obciążanej powierzchni - zwiększają się przemieszczenia

poziome, jednak są one zdecydowanie mniejsze niż w przypadku zastosowania podłoża z pianki poliuretanowej.



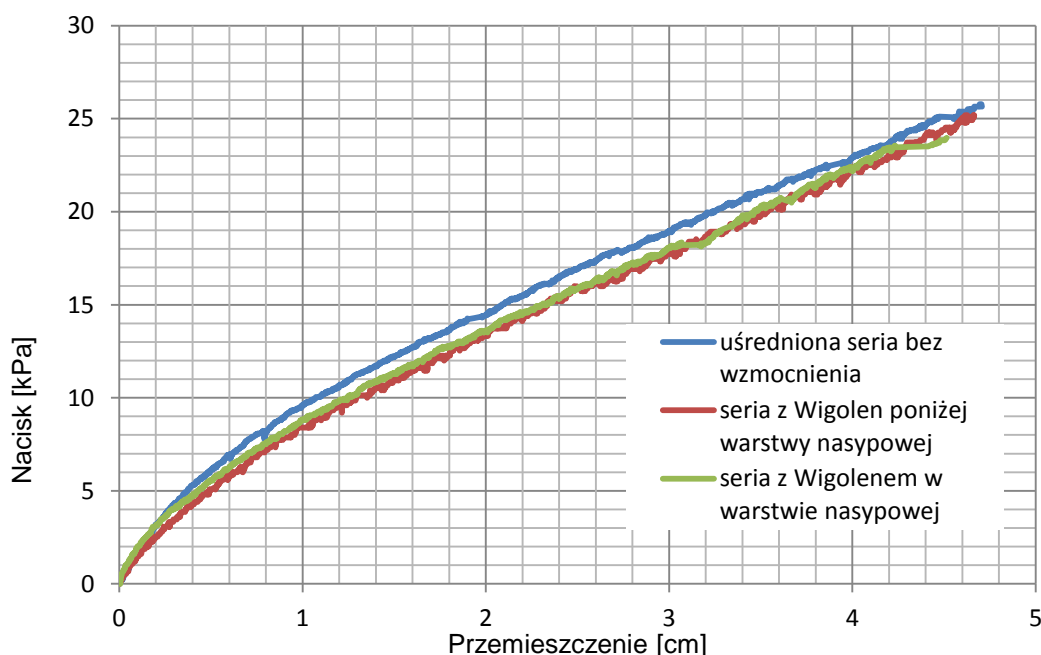
Rysunek 6.63 Zestawienie izopol przemieszczeń dla układu wióry bukowe i 10 cm piasku bez geosyntetyku, badanie nr 11, $(s/B) = 0,1$ oraz $(s/B) = 0,3$

6.10 Analiza mechanizmu zniszczenia

Wykonano 19 badań modelowych w dwóch wariantach podłoża słabonośnego ze wzmocnieniem lub bez wzmocnienia geosyntetykiem. Badania rozpoczęto od zastosowania podłoża z pianki poliuretanowej (schemat I). W przypadku braku wzmocnienia platformy geosyntetykiem osiągnięty nacisk pionowy kształtował się na poziomie ok. 25-26 kPa. Ta wartość stanowiła punkt odniesienia dla kolejnych pomiarów.

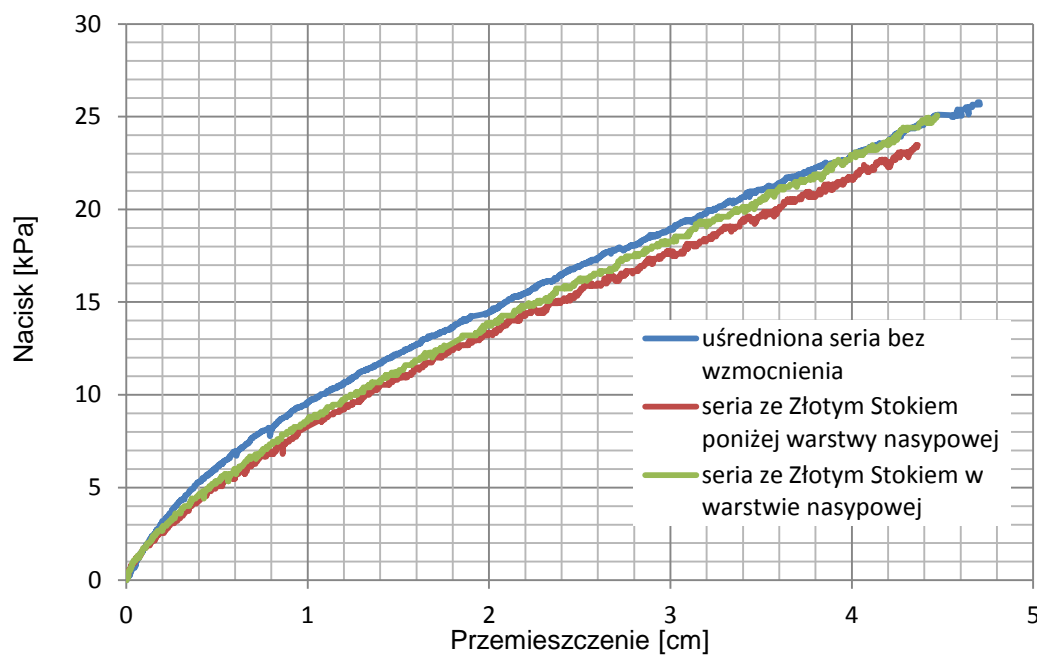
Pierwsze spostrzeżenia odnośnie przemieszczeń podłoża były takie, iż pianka nie odkształca się w taki sposób jak naturalny grunt słabonośny, to jest nie następuje wyparcie podłoża na boki. Ponadto następuje odspojenie na styku kolejnych warstw pianki. Kolejne badania przeprowadzono ze wzmocnieniem z tkaniny Wigolen – schematy II i III. Nie odnotowano wzrostu naprężeń w porównaniu do pomiarów kontrolnych. Zależność obciążenie - przemieszczenie jest we wszystkich

schematach podobna (patrz Rysunek 6.64). W badaniach modelowych nie stwierdzono wpływu zbrojenia tkaniną Wigolen na wzrost nośności platformy na podłożu słabonośnym.



Rysunek 6.64 Porównanie wyników serii badań podłoża z pianki poliuretanowej bez wzmocnienia i ze wzmocnieniem

Następna seria badań wykonana została z wykorzystaniem siatki technicznej „Złoty Stok”. Cykl pomiarowy, podobnie jak w przypadku geotkaniny, obejmował dwa warianty (schematy IV i V). Naprężenia maksymalne wyniosły ok. $23,5 \div 25$ kPa. W tej sytuacji stwierdzono, iż nośność podłoża jest zbliżona we wszystkich trzech rozpatrywanych schematach.



Rysunek 6.65 Porównanie wyników serii badań podłoża z pianki poliuretanowej bez wzmocnienia i ze wzmocnieniem siatką techniczną Złoty Stok

We wszystkich przypadkach podłoża z pianki poliuretanowej naprężenia pionowe pod podstawą fundamentu okazały się podobne niezależnie od rodzaju i położenia zbrojenia geosyntetycznego. Analiza wyników wykazała złą współpracę pianki z geosyntetykiem i gruntem oraz jej nienaturalne odkształcenia. Ponadto zauważono, iż poszczególne warstwy pianki mocno oddziałują na siebie, pojawiają się powierzchnie nieciągłości oraz powstaje tarcie na styku mat, co zmienia rozkład odkształceń (Rysunek 6.29). Nie zarejestrowano charakterystycznych linii poślizgu i wyparcia materiału (Rysunek 2.25).

Prawdopodobną przyczyną takich wyników może być praca pianki, nie przypominająca zachowania gruntu naturalnego. Brak efektu wzmocnienia przy zastosowaniu geosyntetyku może wynikać z niskiego tarcia między geosyntetykiem a gruntem lub w kontakcie geosyntetyk – pianka poliuretanowa. Powierzchnia maty jest gładka, co nie pozwala na mobilizację wysokiego tarcia nawet przy dużych osiadaniach modelu. Tarcie w kontakcie geosyntetyk – pianka jest prawdopodobnie mniejsze niż tarcie między piaskiem a geosyntetykiem. Powoduje to paradoksalną sytuację, w której wprowadzenie geosyntetyku w kontakcie osłabia tarcie, które może się tam zmobilizować. Wprowadzenie zbrojenia w samą warstwę platformy również nie daje przyrostu nośności w badaniach modelowych, ze względu na brak zjawiska klinowania się ziaren piasku na oczkach siatki.

Wyniki pomiarów wykazały, iż pianka poliuretanowa wtórnie spieniana R-130 nie spełniła pokładanych w niej oczekiwań dotyczących modelowania zachowania warstwy słabonośnej.

Tabela 6.10 Zestawienie wyników – podłoże słabonośne jako pianka poliuretanowa

Schemat	Lp.	Rodzaj pomiaru	Nośność przy $\frac{s}{B} = 0,1$	Nośność przy $\frac{s}{B} = 0,3$
			[kPa]	[kPa]
I	1	Badanie bez wzmocnienia	12,93	25,07
	2	Badanie bez wzmocnienia	12	24,8
	3	Badanie bez wzmocnienia	11,33	23,87
II	4	Badanie z Wigolenem na styku platformy i podłoża	11,07	24,4
III	5	Badanie z Wigolenem 3+7cm	10	22,93
	6	Badanie z Wigolenem 3+7cm	12,13	26,4
	7	Badanie z Wigolenem 3+7cm	12	24,8
IV	8	Badanie z siatką techniczną Złoty Stok na styku platformy i podłoża	10,93	23,47
V	9	Badanie z siatką Złoty Stok 3+7cm	11,2	24,93

Do dalszych badań użyto wiórów bukowych, które bardziej przypominają strukturą grunt naturalny. Badania również rozpoczęto od platform roboczych bez wzmocnienia geosyntetycznego (schemat VI). Już przy pierwszych pomiarach widoczna była lepsza symulacja podłoża słabonośnego przez

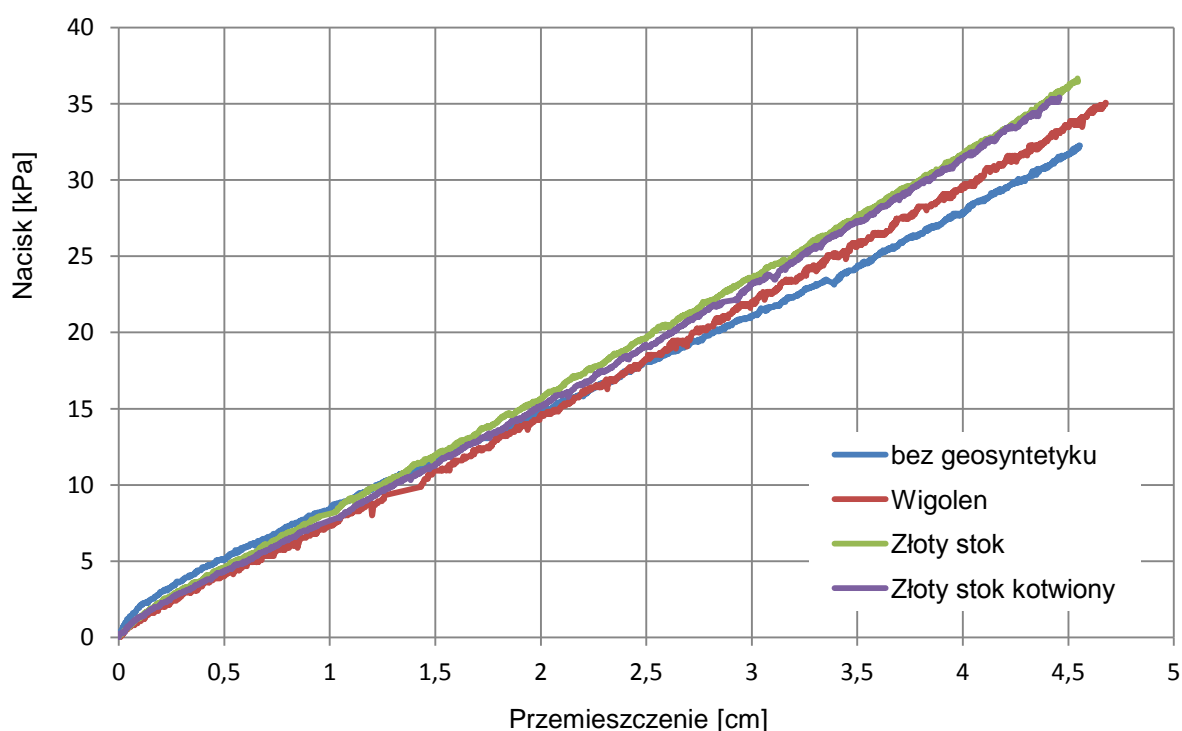
wióry bukowe. Końcowy nacisk na fundament wynosił średnio 33,11 kPa. Wartość ta, jak i kąt rozkładu naprężenia, była punktem odniesienia przy kolejnych pomiarach z zastosowaniem wzmocnienia

i zakotwienia.

Kolejne badanie wykonano ze wzmocnieniem geotkaniną Wigolen (schemat VII). W tym przypadku maksymalny nacisk na fundament wyniósł 35,07 kPa. Wartość maksymalnego nacisku wzrosła o 5,9% w stosunku do obciążenia bez zbrojenia.

Ostatnim etapem drugiego wariantu badań było zbadanie platform wzmocnionych siatką techniczną Złoty Stok (schemat VIII). Końcowy nacisk na fundament wynosił średnio 37,4 kPa, co oznacza wzrost wartości nacisku o 13 % w stosunku do obciążenia bez zbrojenia. Przy zakotwieniu siatki technicznej Złoty Stok (schemat IX) maksymalny nacisk był nieznacznie wyższy niż w przypadku bez zakotwienia. Uzyskane wyniki zbiorcze obciążenia fundamentu na podłożu z wiórów bukowych przedstawiono na Rysunku 6.66. Ze względu na duże odchylenia w stosunku do pozostałych badań, badanie nr 12 pominięto w zestawieniu.

W badaniach modelowych nie zaobserwowano mechanizmu zniszczenia polegającego na utracie nośności wskutek przebicia warstwy platformy i przekroczenia wytrzymałości na ścinanie warstwy słabonośnej. Ze względu na niską wartość względnej miąższości platformy ($h/B=0,67$) (patrz obliczenia analityczne i analizy numeryczne w rozdziale) powinniśmy obserwować taki mechanizm zniszczenia w przypadku braku wzmocnienia materiału platformy geosyntetykiem. Krzywa obciążenie – osiadanie nie stabilizuje się przy dużych przemieszczeniach fundamentu, a nośność podłoża przyrasta w sposób ciągły prawie liniowy. Wynikać to może z zagęszczania się wiórów pod wpływem przyrostu obciążenia i odkształceń plastycznych samych „ziaren”.



Rysunek 6.66 Porównanie wyników serii badań podłoża z wiórów bukowych bez wzmocnienia, ze wzmocnieniem geotkaniną Wigolen i ze wzmocnieniem siatką techniczną Złoty Stok

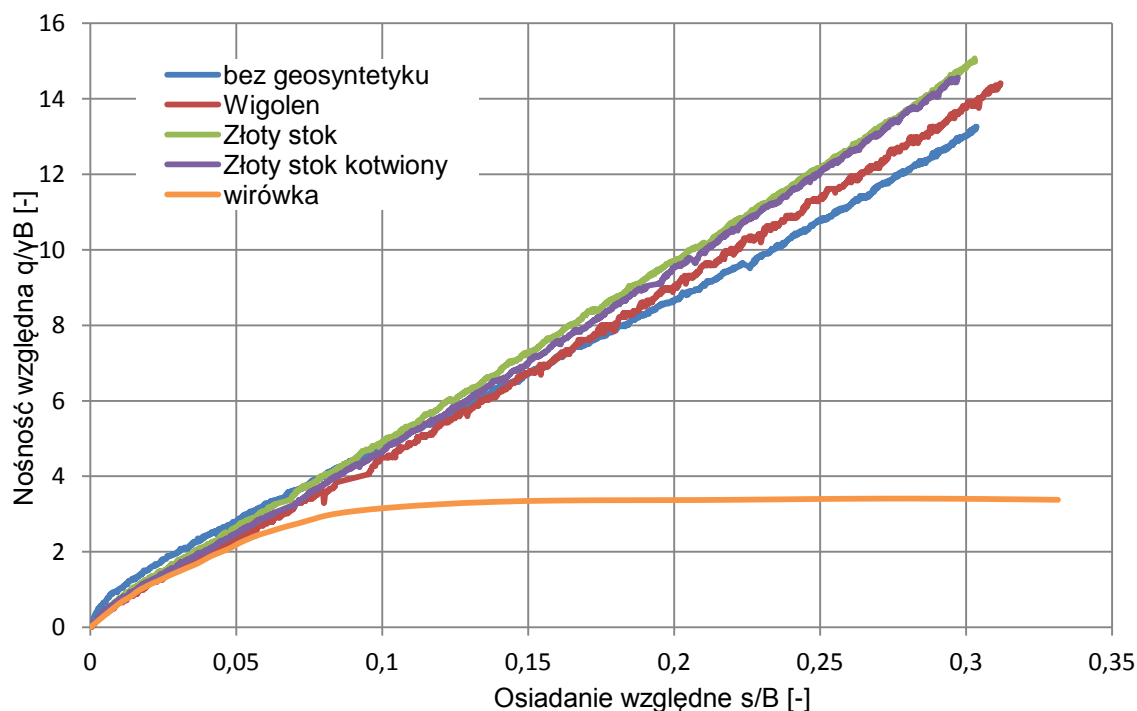
Tabela 6.11 Zestawienie wyników badań modelowych nośności podłoża - wióry bukowe

Schemat	Lp.	Rodzaj pomiaru	Nośność przy $\frac{s}{B} = 0,1$	Nośność przy $\frac{s}{B} = 0,3$
			[kPa]	[kPa]
VII	11	Badanie bez wzmocnienia	11,87	30,53
	13	Badanie bez wzmocnienia	11,20	33,20
VIII	14	Badanie z Wigolenem na styku platformy i podłoża	11,07	33,60
IX	15	Badanie z siatką techniczną Złoty Stok na styku platformy i podłoża	12,13	34,93
	16	Badanie z siatką techniczną Złoty Stok na styku platformy i podłoża	12,27	37,47
	17	Badanie z siatką techniczną Złoty Stok na styku platformy i podłoża	11,20	35,07
X	18	Badanie z kotwioną siatką techniczną Złoty Stok na styku platformy i podłoża	12,13	37,33
	19	Badanie z kotwioną siatką techniczną Złoty Stok na styku platformy i podłoża	11,20	35,20
	20	Badanie z kotwioną siatką techniczną Złoty Stok na styku platformy i podłoża	11,07	34,53

W przypadku badań modelowych podłoża z wiórów bukowych zaobserwowano widoczny wpływ zastosowania wzmocnienia geosyntetycznego na zwiększenie nośności platformy roboczej. Spośród dwóch badanych wyrobów geosyntetycznych lepsze wyniki uzyskano w przypadku siatki technicznej. Nie zaobserwowano natomiast wyraźnego wpływu wynikającego z jej zakotwienia na przyrost wartości obciążenia pionowego. Jedynie na końcu obciążania, przy wartościach powyżej 30 kPa, siatka zakotwiona pracuje lepiej niż ta sama siatka techniczna niezakotwiona. Wyniki badań modelowych na Rysunku 6.66 znormalizowano i przedstawiono w zależności od odkształcenia pionowego (Rysunek 6.67).

W badaniach modelowych wykonanych w ramach niniejszej pracy przebicie występowało przy względnym uśrednionym osiadanu fundamentu $s/B = 0,2$. Jest to wartość przybliżona, ponieważ dokładne określenie momentu wystąpienia przebicia w przypadku platformy roboczej w wykonanej z średnio zagęszczonego piasku jest bardzo trudne (zobacz Rozdział 2.2.5). Wartości znormalizowanej nośności uzyskane w badaniach laboratoryjnych (Rysunek 6.67) są zbliżone do otrzymanych z badań modelowych zagłębiania nogi platform podnoszonych w wirówce geotechnicznej (Rysunek 2.9) przy osiadaniach względnych s/B . Do 0,05. Po przekroczeniu tej wartości zauważyć można większy przyrost osiadań względnych przy niewielkiej zmianie nośności względnej dla badań z wirówki. Zjawisko przebicia w badaniach w wirówce geotechnicznej obserwowano przy osiadaniach względnych $s/B = 0,3$ (Cassidy i inni, 2015), co jest bardzo zbliżonym wynikiem do wartości uzyskanej w analizie bieżącej. Wpływ na niewielką rozbieżność wyników może mieć różne podłoża słabonośne zastosowane w obydwu badaniach (w wirówce - glina, w analizie bieżącej - podłoża modelowe).

Różnice wynikają też z innych schematów pracy (płaski stan odkształcenia w skrzyni badawczej, osiowosymetryczny stan odkształcenia w badaniach w wirówce geotechnicznej), wpływu poziomego naprężenia w podłożu oraz możliwych efektów skali związanych ze stosunkiem wymiarów modelu do średnicy ziaren (Foray i inni, 1998, Bałachowski, 2007) oraz progresywnego charakteru zniszczenia podłoża.



Rysunek 6.67 Zestawienie znormalizowanych wartości wyników własnych badań modelowych oraz badań w wirówce geotechnicznej zagłębienia nogi platform podnoszonych

6.11 Analiza kąta rozkładu naprężenia β

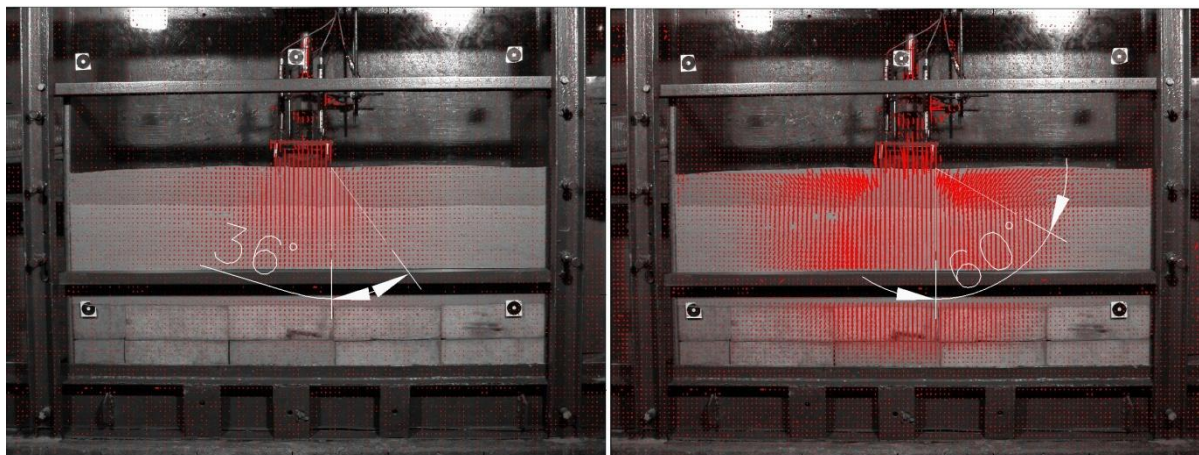
Przeanalizowano 4 schematy podłoża słabonośnego z wiórów bukowych z odpowiednim wzmocnieniem warstwy platformy roboczej. Szczegółowy program badań przedstawiono w Rozdziale 6.4.

Pierwsze trzy badania wykonano na platformie roboczej nie wzmocnionej geosyntetykiem (Drużdżel, 2011). Wartość kąta rozkładu naprężenia w początkowej fazie obciążenia platformy roboczej wynosiła średnio (z trzech pomiarów) 28° . Podczas trwania badania kąt ten ulegał stopniowemu zwiększeniu, a w końcowej fazie osiągnął średnią wartość 58° . W badaniu przeprowadzonym na platformach roboczych ze wzmocnieniem z geotkaniny, kąt rozkładu naprężenia wynosił 34° w początkowej fazie obciążenia. W końcowej fazie badania kąt ten, w porównaniu do badań bez wzmocnienia, był mniejszy i wynosił 55° .

Po przeprowadzeniu analizy trzech badań ze wzmocnieniem siatką techniczną Złoty Stok stwierdzono średni kąt rozkładu naprężenia o wartości 36° na początku obciążenia; w końcowej



fazie obciążenia wzrasta on do 60° . Zauważono także zwiększoną szerokość strefy osiadań powierzchni platformy wokół fundamentu w przypadku badania z zastosowaniem zbrojenia.



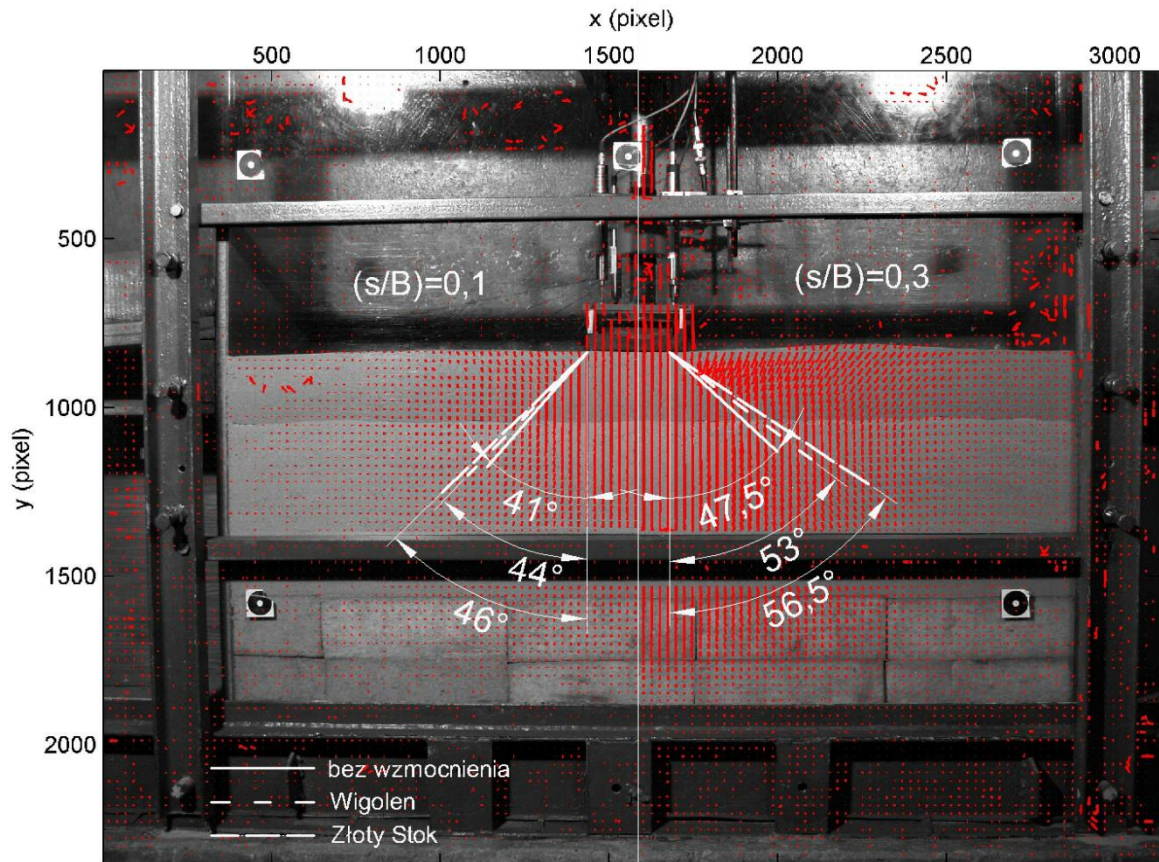
Rysunek 6.68 Kąt rozkładu naprężeń w początkowej (nacisk 5 kPa) i końcowej fazie obciążenia (maksymalny nacisk pionowy) - badanie 19

Tabela 6.12 Kąt rozkładu naprężeń β w badaniach modelowych na podłożu słabonośnym z wiórów.

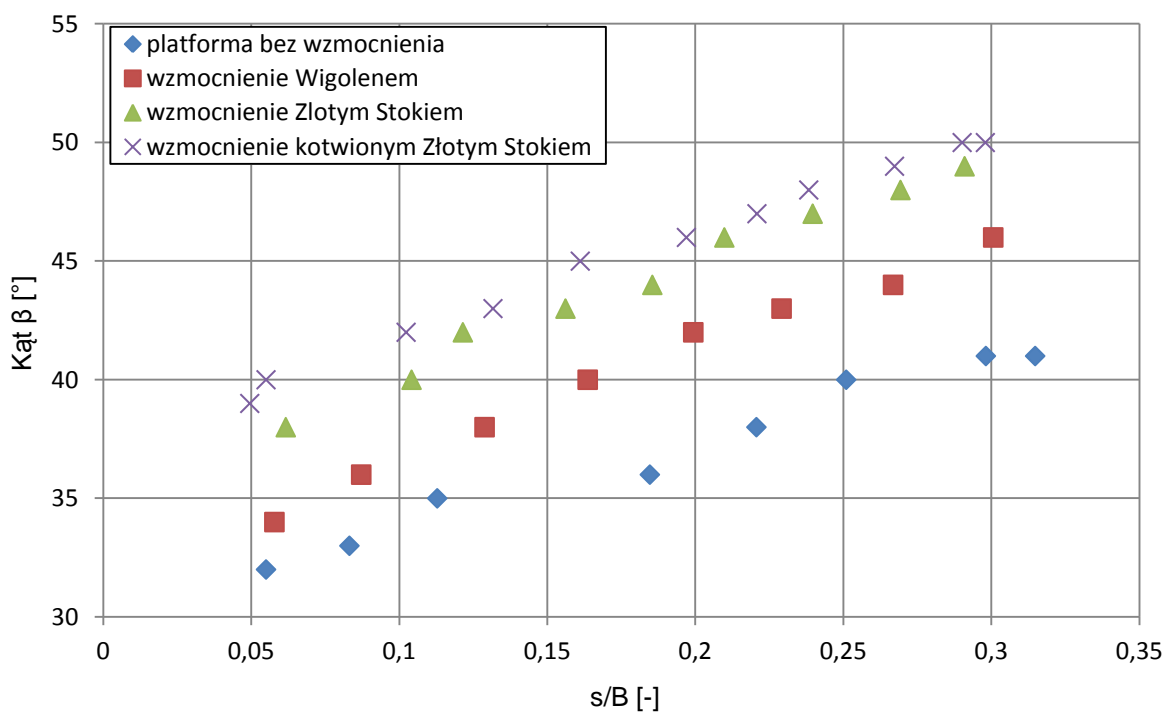
Schemat	Lp.	Rodzaj pomiaru	Kąt rozkładu naprężeń przy $\frac{s}{B} = 0,1$	Kąt rozkładu naprężeń przy $\frac{s}{B} = 0,3$
			[°]	[°]
VI	10	Badanie bez wzmocnienia	41	47
	11	Badanie bez wzmocnienia	41	47
	12	Badanie bez wzmocnienia	42	48
VII	13	Badanie z Wigolenem na styku platformy i podłoża	44	52
VIII	14	Badanie z siatką techniczną Żłoty Stok na styku platformy i podłoża	47	54
	15	Badanie z siatką techniczną Żłoty Stok na styku platformy i podłoża	46	55
	16	Badanie z siatką techniczną Żłoty Stok na styku platformy i podłoża	46	55
IX	17	Badanie z kotwioną siatką techniczną Żłoty Stok na styku platformy i podłoża	48	57
	18	Badanie z kotwioną siatką techniczną Żłoty Stok na styku platformy i podłoża	48	57
	19	Badanie z kotwioną siatką techniczną Żłoty Stok na styku platformy i podłoża	49	58

Badania modelowe pozwoliły na wyciągnięcie wniosku, że zastosowanie geosyntetyków wpływa na zwiększenie kąta rozkładu naprężeń, a tym samym na zwiększenie powierzchni rozchodzenia się naprężeń pod fundamentem. Kąt rozkładu naprężeń jest zmienny w zależności od wartości odkształcenia oraz zastosowanego wzmocnienia (Rysunek 6.69) Po przekroczeniu osiadania

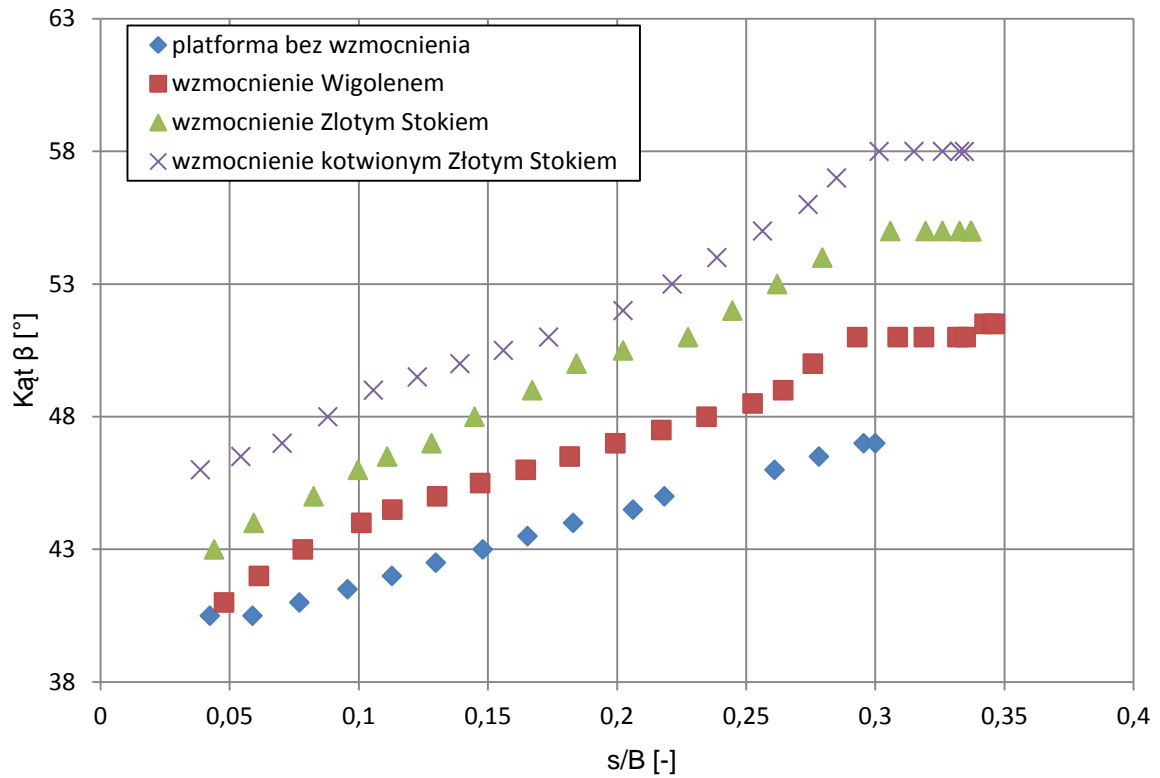
względnego (s/B) = 0,3 następuje przekroczenie wytrzymałości podłoża i kąt β stabilizuje się, osiągając najwyższą wartość w przypadku podłoża wzmocnionego kotwioną geosiatką Złoty Stok (Rysunek 6.70 i 6.71).



Rysunek 6.69 Kąt rozkładu naprężenia dla różnych rodzajów wzmocnienia, w dwóch fazach obciążenia (s/B) = 0,1 oraz (s/B) = 0,3 (podłoże z wiórów bukowych)



Rysunek 6.70 Zmiana kąta rozkładu naprężenia w trakcie obciążania podłoża z pianki poliuretanowej



Rysunek 6.71 Zmiana kąta rozkładu naprężenia w trakcie obciążania podłoża z wiórów bukowych

Rozdział 7

BADANIA KONTROLNE

7.1 Opis poletka badawczego

Rozpatrzono przypadek platformy pod projektowanym nasypem drogowym na terenie Żuław Wiślanych, wykonanej z piasku średniego na słabonośnym podłożu z namulów. Miąższość platformy wynosiła około 60÷80 cm. Platforma robocza wykonana była z piasku średniego o wskaźniku jednorodności uziarnienia $C_u = 3,1$ (Rysunek 7.8), czyli z gruntu cechującego się odpowiednią zagęszczalnością. Dodatkowo między materiałem platformy a podłożem ułożono warstwę geotkaniny separacyjnej.

7.2 Metodyka badań

Badania kontrolne obejmowały badania laboratoryjne materiału platformy, badania dylatometryczne oraz próbne obciążenia statyczne płytą sztywną. Badania DMT wykonano z poziomu platformy roboczej, z wykorzystaniem urządzenia Rig-220 (Rysunek 7.1). Ze względu na nieduże siły potrzebne do zagłębiania dylatometrów, podczas badań nie stosowano kotwienia urządzenia, co zapobiega uszkodzeniom samej platformy i znacznie przyspiesza przebieg badań. Testy przeprowadzono zgodnie z zaleceniami (Marchetti i inni, 2001), ale w materiale platformy pomiary zagęszczono w odstępach co 5-10 cm, zamiast standardowych 20 cm – patrz prace dotyczące zagęszczalności podbudowy nasypu (Marchetti, 1994). Pozwala to na uzyskanie bardziej szczegółowego profilu parametrów w samej platformie i uwzględnienie wpływu procesu zagęszczania materiału platformy na przyrost jej parametrów mechanicznych. Łącznie wykonano pięć sondowań DMT.





Rysunek 7.1 Badania dylatometryczne na platformie roboczej

7.3 Wyniki badań DMT

Wyniki badań DMT opracowano wykorzystując typowe zależności korelacyjne (Marchetti, 1980, Marchetti i inni, 2001). Wyniki badań DMT w jednym z punktów badawczych przedstawiono na Rysunku 7.2, gdzie można wyraźnie wyróżnić niespoisty materiał platformy o wysokiej wartości wskaźnika składowej poziomej naprężenia i modułu ścisłości wyznaczonego z badania DMT. Wartości efektywnego kąta tarcia wewnętrznego ϕ' materiału platformy wyznaczono z zależności:

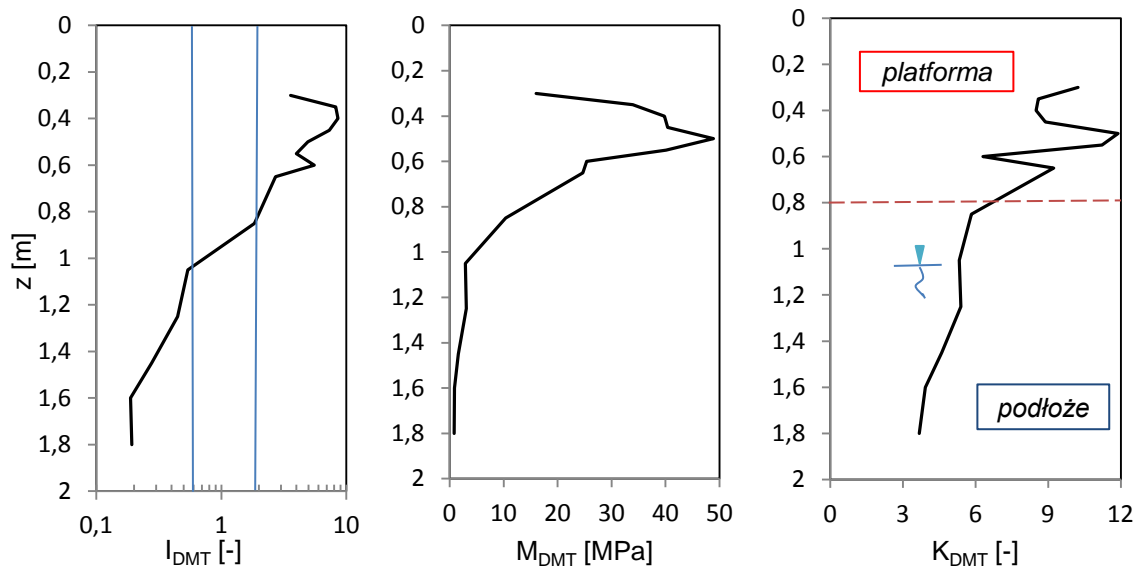
$$\phi_{safe,DMT} = 28 + 14,6 \log K_{DMT} - 2,1 \log^2 K_{DMT} \quad (7.1)$$

Wytrzymałość na ścinanie w warunkach bez odpływu c_u podłoża określono:

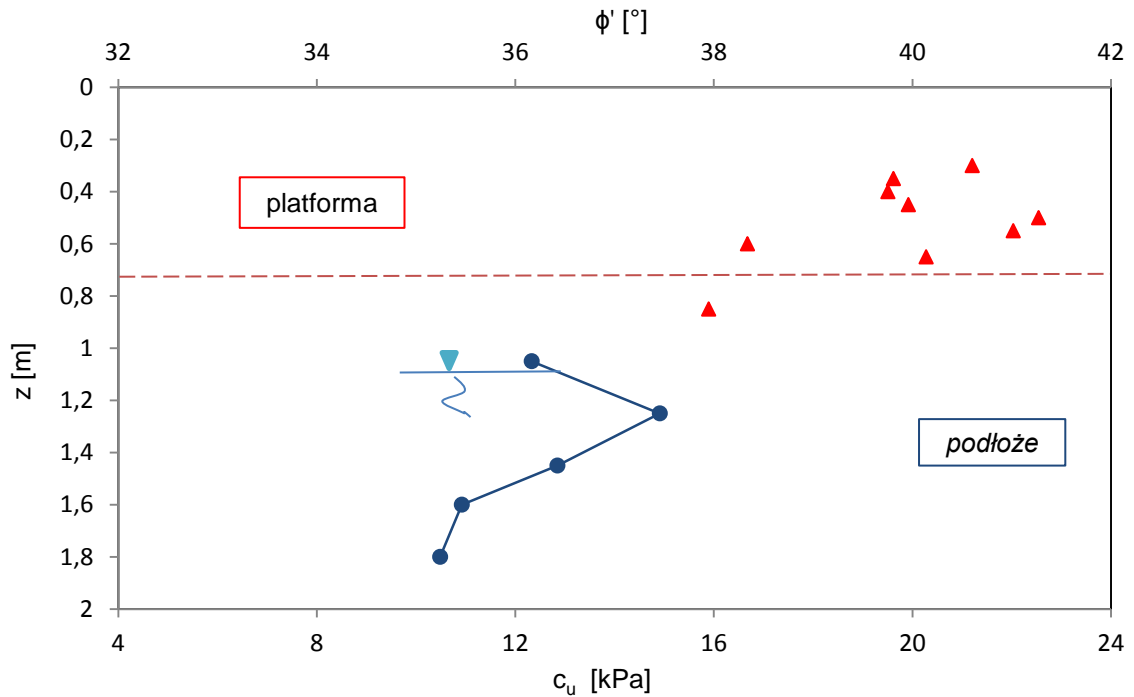
$$c_{uDMT} = 0,22 \sigma'_{v0} (0,5 K_{DMT})^{1,25} \quad (7.2)$$

W przypadku bardziej zaawansowanego podejścia należałoby skalibrować wyniki badań dylatometrycznych za pomocą badania VT oraz opracować lokalne korelacje do wyznaczania wytrzymałości gruntu na ścinanie bez odpływu (Młynarek i inni, 2015). W analizowanym węźle badawczym materiał platformy cechuje się efektywnym kątem tarcia wewnętrznego w przedziale od 38 do 42 stopni (Rysunek 7.3). Grunt słabonośny w postaci namułu charakteryzuje się niską, rzędu kilkunastu kPa, wytrzymałością na ścinanie bez odpływu. Wartości parametrów wytrzymałościowych materiału platformy i podłoża wyznaczonych na podstawie badań dylatometrycznych w pięciu węzłach sondowań zestawiono na Rysunku 7.4. Wartości efektywnego kąta tarcia wewnętrznego materiału platformy zawarte są w przedziale od 36 do 42 stopni, a wartości wytrzymałości na ścinanie bez odpływu słabonośnego podłoża od 5 do 15 kPa.

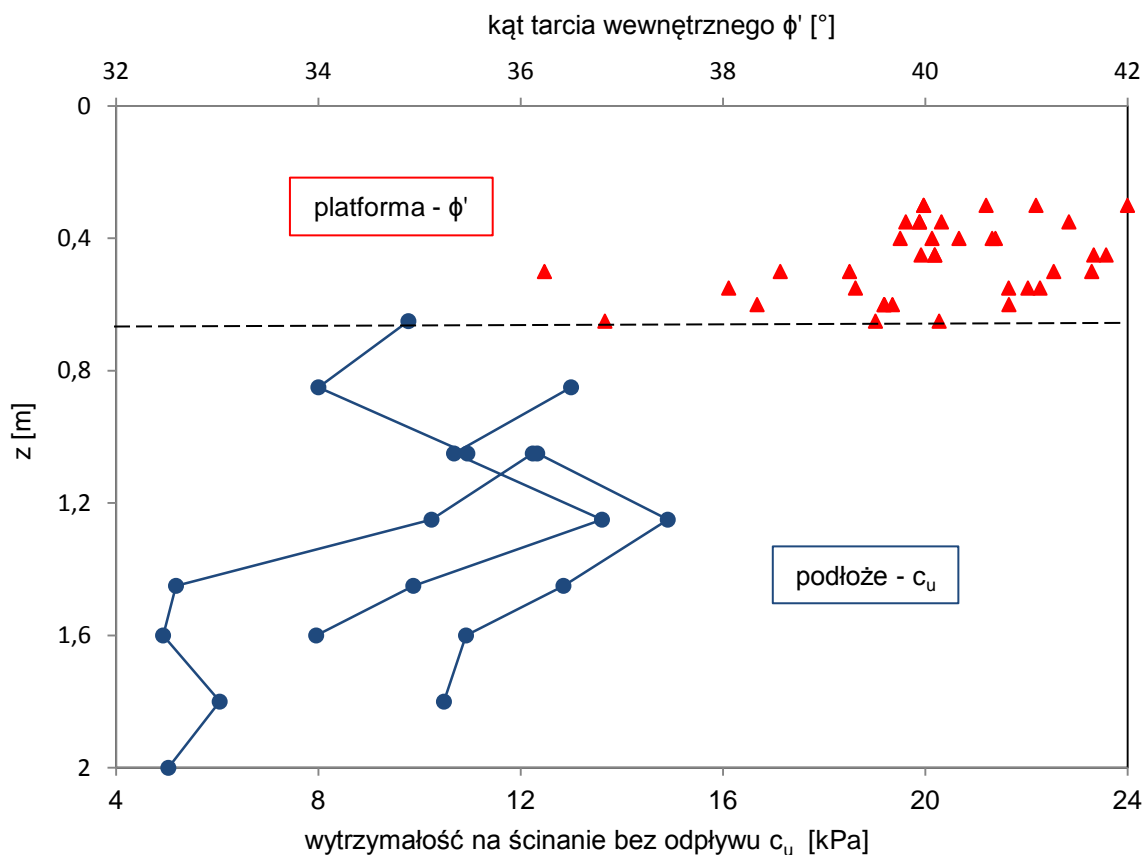




Rysunek 7.2 Wyniki badania DMT

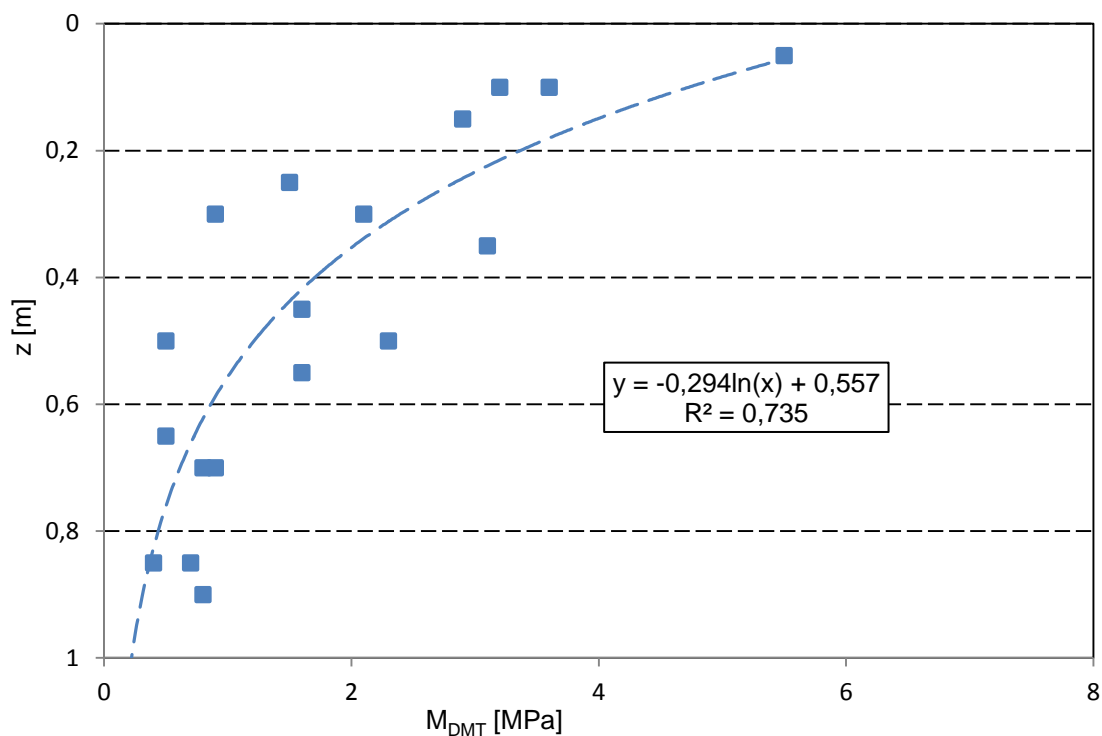


Rysunek 7.3 Parametry wytrzymałościowe wyznaczone z badania DMT



Rysunek 7.4 Zestawienie parametrów wytrzymałościowych wyznaczonych z badań DMT

Moduł ścisłości z badania DMT w warstwie platformy przedstawiono na Rysunku 7.7. Oszacowane wartości M_{DMT} zawierają się w szerokim przedziale od 13 do 69 MPa, co wynika z nierównomiernego zagęszczenia materiału platformy oraz zróżnicowania składowej poziomej naprężenia w tej warstwie. Wartości M_{DMT} w podłożu słabonośnym maleją wyraźnie z głębokością (Rysunek 7.5), co może świadczyć o prekonsolidacji warstwy namulów.

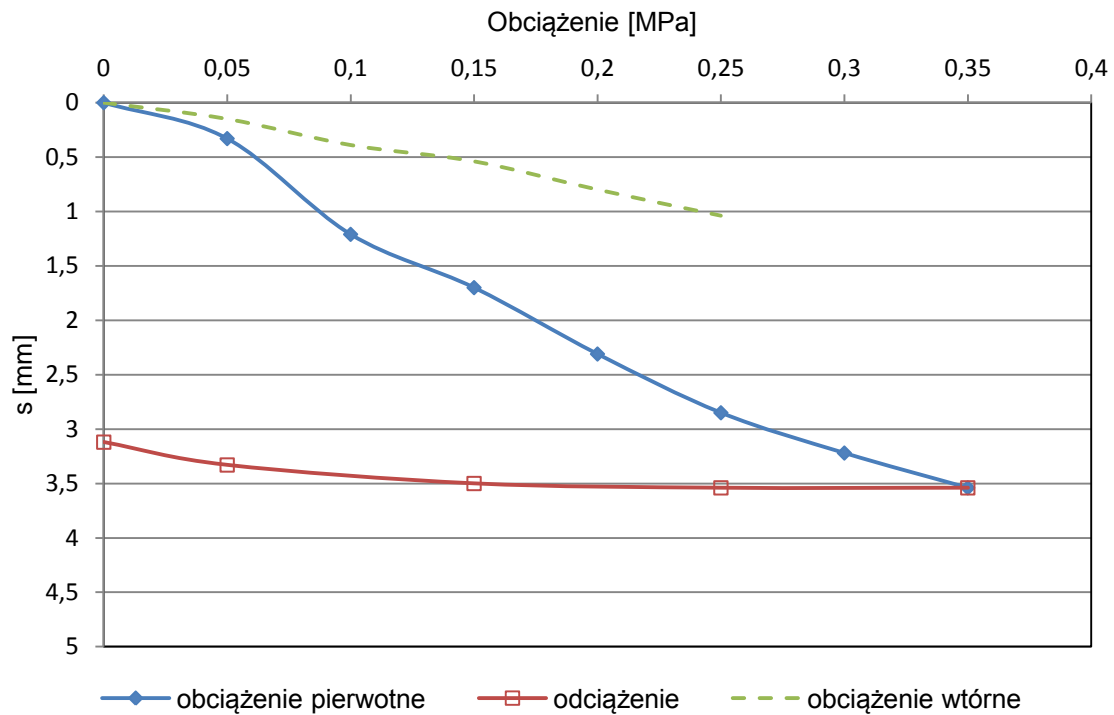


Rysunek 7.5 Moduł ściśliwości z badania DMT warstwy słabonośnej

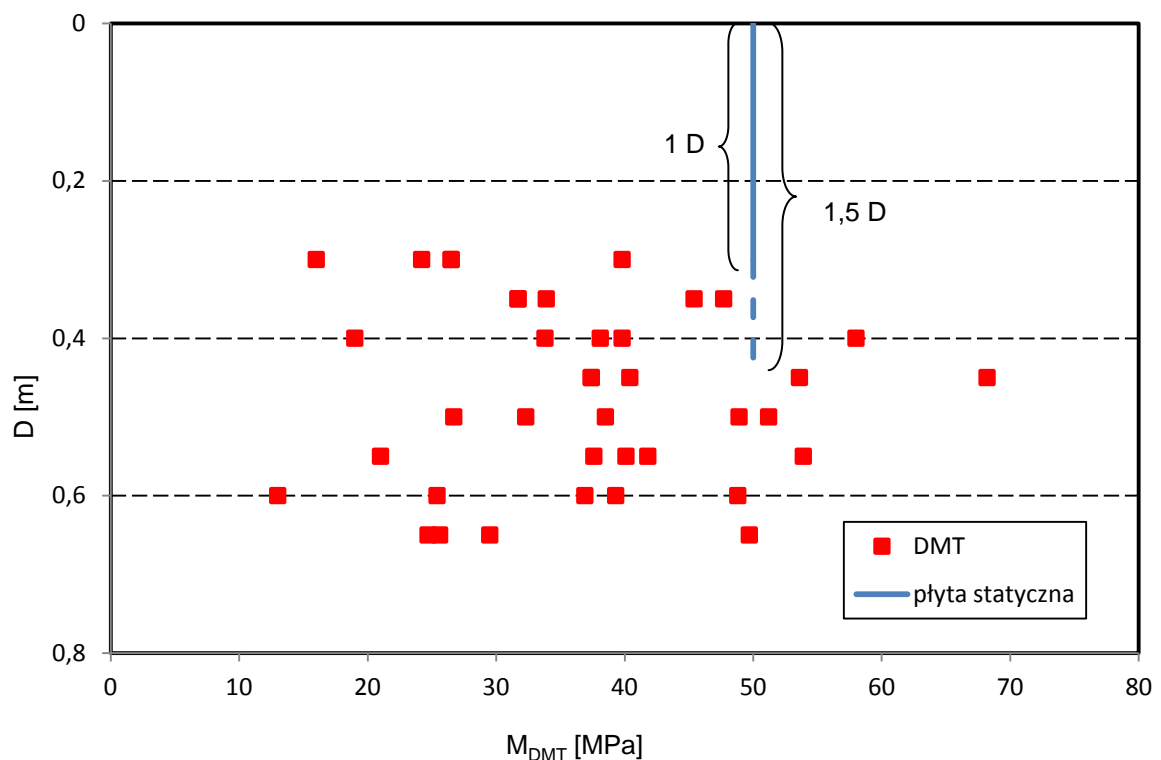
Próbné obciążenia statyczne płytą sztywną

W ramach badań kontrolnych wykonano również próbné obciążenie statyczne płytą sztywną. Z badań tych otrzymano moduł pierwotny odkształcenia $E_{v1} = 20MPa$ oraz wtórny moduł odkształcenia $E_{v2} = 45MPa$ określone w przedziale naprężeń od 15 do 25 kPa. Kryterium odbiorowym był warunek $E_{v2} \geq 40MPa$; został ono zatem spełniony. Krzywe obciążenia oraz odciążenia znajdują się na Rysunku 7.6. Wtórny moduł odkształcenia przeliczono na moduł ściśliwości w warunkach jednoosiowego stanu odkształcenia przyjmując współczynnik Poissona równy $\nu = 0,2$. Wynosi on $M = 50MPa$. Wartość tego modułu (w strefie oddziaływania płyty) naniesiono na wykres modułów uzyskanych z badania DMT (Rysunek 7.7) Linia ciągłą zaznaczono wartość modułu w strefie do głębokości równej średnicy płyty, linią przerywaną do głębokości równej 1,5 krotności średnicy płyty. Jest ona nieco większa od wartości charakterystycznej modułu M_{DMT} przedstawionej w Tabeli 7.2.





Rysunek 7.6 Wyniki z badania próbnego obciążenia statycznego płytą sztywną

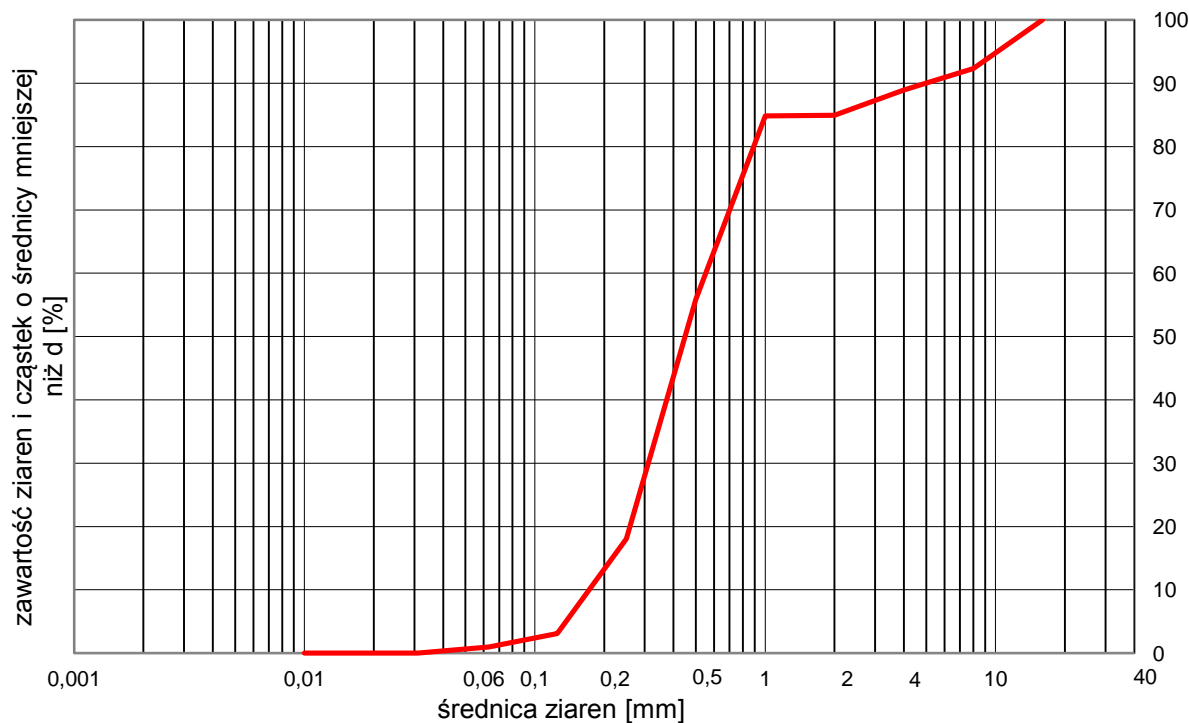


Rysunek 7.7 Moduł ściśliwości z badania DMT i z próbnego obciążenia płytą warstwy platformy

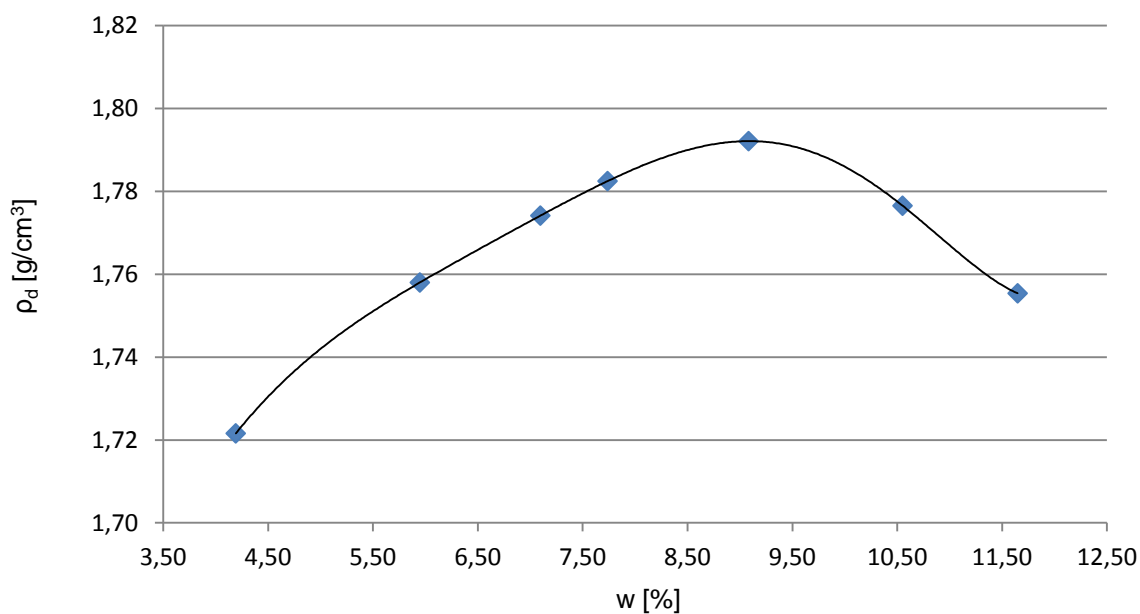
7.4 Wyniki badań laboratoryjnych

Gruntem używanym do wykonania platformy roboczej był piasek średni doziarniony frakcją żwirową o wskaźniku jednorodności uziarnienia $C_u = 3,13$. Krzywe uziarnienia materiału przedstawiono na

Rysunku 7.8. W aparacie Proctora wyznaczono jego wilgotność optymalną oraz gęstość objętościową szkieletu gruntowego (Rysunek 7.9). Wilgotność optymalna materiału platformy wynosi 9,1%, a jego uśredniona wilgotność naturalna wynosi 9%.



Rysunek 7.8 Krzywa uziarnienia materiału platformy roboczej



Rysunek 7.9 Badanie Proctora materiału platformy roboczej

7.5 Wartości charakterystyczne parametrów geotechnicznych

7.5.1 Wprowadzenie

Zgodnie z zaleceniem Eurokodu wartości charakterystyczne parametrów geotechnicznych należy traktować jako ostrożne oszacowanie wielkości wpływającej na dany stan graniczny. Jeśli warstwa gruntu jest jednorodna tj. wykazuje stałe parametry w całej swej miąższości, to zbiór danych geotechnicznych można poddać analizie statystycznej, gdzie każdy pomiar posiada taką samą wagę i wyznaczyć wartość średnią parametru geotechnicznego X_m . W niniejszym rozdziale skoncentrowano się na stanie granicznym nośności tj. przeanalizowano sposób wyznaczania wartości charakterystycznych kąta tarcia wewnętrznego materiału platformy i wytrzymałości na ścinanie bez odpływu słabonośnego podłoża. W analizie przyjęto, że obie warstwy są jednorodne.

Wartość charakterystyczną parametru geotechnicznego X_k można wyznaczyć (Schneider, 1999):

$$X_k = X_m - 0,5s_x \quad (7.3)$$

gdzie:

s_x - średnie odchylenie standardowe

0,5 - arbitralnie przyjęty współczynnik

Równanie (7.4) można przekształcić (Craig i inni, 2012):

$$X_k = X_m(1 - k_n \cdot COV) \quad (7.4)$$

gdzie:

k_n - współczynnik zależny od liczebności n zbioru danych do wyznaczenia wartości średniej X_m COV - kowariancja zbioru danych

Kowariancję można wyznaczyć z zależności:

$$COV = \frac{s_x}{X_m} \quad (7.5)$$

Schneider (Schneider, 1999) podaje typowe, bezpieczne wartości kowariancji parametrów geotechnicznych. W przypadku kąta tarcia wewnętrznego i wytrzymałości na ścinanie bez odpływu wynoszą one odpowiednio 0,1 i 0,4. Typowe wartości kowariancji parametrów geotechnicznych w zależności od metody badań, tj. jakości danych uzyskiwanych w badaniach laboratoryjnych lub polowych przedstawiono w Tabeli 7.1 (Phoon i inni, 2008).



Tabela 7.1 Typowe wartości kowariancji parametrów geotechnicznych

Parametr geotechniczny	Zmienność parametru	COV
Efektywny kąt tarcia wewnętrznego	niska ^a	0,05-0,1
	średnia ^b	0,1-0,15
	wysoka ^c	0,15-0,2
Wytrzymałość na ścinanie bez odpływu	niska ^a	0,1-0,3
	średnia ^b	0,3-0,5
	wysoka ^c	0,5-0,7

a – typowe wartości uzyskane bezpośrednio z wysokiej jakości badań laboratoryjnych lub polowych

b – typowe wartości z korelacji pośrednich na podstawie dobrej jakości badań polowych, za wyjątkiem SPT

c - typowe wartości z korelacji pośrednich na podstawie SPT lub zależności empirycznych

Zakładając normalny rozkład danych można wyznaczyć wartość współczynnika k_n odpowiadającemu 95% pewności, że wyznaczona wartość średnia X_m znajduje się poniżej rzeczywistej średniej:

$$k_n = 1,64 \sqrt{\frac{1}{n}} \quad (7.6)$$

Wzór (7.4) można stosować szczególnie wtedy, gdy chcemy oszacować wartość charakterystyczną parametru w stanie granicznym użyteczności. Szukamy wówczas wartości parametru zbliżonej do wartości średniej, tak aby w sposób wiarygodny oszacować osiadania. W przypadku stanu granicznego nośności poszukujemy dolnego, bezpiecznego oszacowania parametru geotechnicznego. W takim podejściu wartość charakterystyczna parametru X_k odpowiada fraktalowi 5%, a wartość współczynnika k_n wyznacza się ze wzoru:

$$k_n = 1,64 \sqrt{\frac{1}{n} + 1} \quad (7.7)$$

Istnieje wówczas jedynie prawdopodobieństwo 5%, że w danej warstwie wystąpi element o wytrzymałości mniejszej niż X_k . Podejście takie zaleca się (Craig i inni, 2012) w sytuacji dużej zmienności parametrów w obrębie analizowanej warstwy. Gdy zmienność parametrów jest mniejsza proponuje się przyjmowanie wartości charakterystycznej między tą odpowiadającą fraktalowi 5% a równą 95% wartości średniej.

7.5.2 Wartości charakterystyczne parametrów geotechnicznych uzyskane z badań dylatometrycznych

Wyniki analizy statystycznej danych dotyczących efektywnego kąta tarcia wewnętrznego, wytrzymałości na ścinanie bez odpływu oraz modułu ściśliwości materiału platformy przedstawiono w Tabeli 7.2, gdzie podano wartości średnie X_m , odchylenie standardowe s_x , kowariancję COV oraz liczebność próby n . Dodatkowo przeanalizowano sytuację odrzucenia 4 najniższych wyników wytrzymałości na ścinanie bez odpływu w jednym z węzłów sondowań. Odrzucone wyniki znacznie odbiegały od pozostałych, a ponadto zostały one wyznaczone w dolnej strefie analizowanej warstwy namulów, poza zakresem aktywnego oddziaływania fundamentu. Należy zauważyć, że wyliczone kowariancje (Tabela 7.2) są mniejsze od ostrożnego, bezpiecznego oszacowania wg Schneidera (Schneider, 1999) oraz odpowiadają niskiej zmienności parametrów (Tabela 7.1).

Tabela 7.2 Analiza statystyczna parametrów geotechnicznych

Miara	Parametr			
	ϕ'	c_u	c_u (bez najsłabszych namulów)	M_{DMT} platformy
X_m	39,97°	9,95 kPa	11,19 kPa	37,71 MPa
s_x	1,34	3,02	1,97	11,55
COV	0,034	0,304	0,176	0,306
n	41	19	15	41

W przypadku licznej próby danych wartości X_k uzyskane z równań (7.3) i (7.4) będą zbliżone (patrz wartości charakterystyczne kąta tarcia wewnętrznego w Tabeli 7.3, wiersze 1 i 3). Gdy liczba n jest niewielka to oszacowanie wartości X_k równaniem (7.3) będzie gorsze (patrz wartości charakterystyczne wytrzymałości na ścinanie bez odpływu w Tabeli 7.3, wiersze 1 i 3).

Tabela 7.3 Wartości charakterystyczne parametrów geotechnicznych

Miara	Parametr			
	ϕ'	c_u	c_u (bez najsłabszych namulów)	M_{DMT} platformy
X_k wz. (7.3)	39,97°	9,95 kPa	11,19 kPa	37,71 MPa
k_n (95%) wz. (7.6)	0,256	0,376	0,423	0,27
X_k (95%) wz. (7.4)	39,62°	8,81 kPa	10,36 kPa	34,6 MPa
k_n (5%) wz. (7.7)	1,660	1,683	1,694	1,662
X_k (5%) wz. (7.4)	37,74°	4,86 kPa	7,86 kPa	18,51 MPa

7.5.3 Dyskusja wyników

Biorąc pod uwagę niską zmienność kąta tarcia wewnętrznego materiału platformy, sposób wyznaczania tego parametru na podstawie wysokiej jakości badań polowych oraz wykorzystywania korelacji będącej dolnym oszacowaniem wartości kąta tarcia wewnętrznego (Marchetti i inni, 2001), proponuje się przyjęcie wartości charakterystycznej efektywnego kąta tarcia wewnętrznego równej 39°. Ze względu na większą zmienność wytrzymałości na ścinanie bez odpływu w warstwie namulów oraz niewielką liczebność próby proponuje się przyjęcie wartości charakterystycznej tego parametru na poziomie 5 kPa w przypadku uwzględnienia wszystkich wartości lub 8 kPa, gdy pominiemy najniższe wyznaczone wartości c_u w namulach. Ostatnie podejście wydaje się być bardziej uzasadnione. Należy podkreślić, że w niniejszych rozważaniach założono stałą wartość c_u w obrębie analizowanej warstwy, co jest istotnym uproszczeniem. Dysponowanie liczniejszą próbą danych mogłoby pozwolić na bardziej szczegółowe analizy z uwzględnieniem hipotezy malejącej wytrzymałości na ścinanie bez odpływu z głębokością. Taki scenariusz, bliższy rzeczywistości, w którym c_u maleje z głębokością od początkowej wartości 15 kPa, rozważano w analizie granicznej nośności platformy roboczej (Bałachowski i inni, 2015).

7.6 Podsumowanie

Badania kontrolne platformy roboczej na terenie Żuław Wiślanych wykonano przy użyciu dylatometru oraz płyty statycznej. W rozdziale przedstawiono metodę wyznaczania parametrów geotechnicznych podłoża uwarstwionego na podstawie wyników badań dylatometrycznych. Zaproponowana procedura może być wykorzystywana do kontroli jakości platform roboczych. Wyznaczone parametry geotechniczne cechują się niską wartością kowariancji. Przeanalizowano różne metody określania wartości charakterystycznej parametrów geotechnicznych na podstawie analizy statystycznej, koncentrując się na wyznaczeniu parametrów wytrzymałościowych podłoża. Przyjęty sposób wyznaczania wartości charakterystycznych zależy od rozpatrywanego stanu granicznego, tj. w przypadku stanu granicznego nośności najbardziej miarodajne jest oszacowanie dolne, w stanie granicznym użyteczności - będzie to ostrożne oszacowanie wartości średniej. Dużą rolę odgrywa również ocena jakości uzyskanych danych oraz wiarygodność stosowanych metod, co daje oceniającemu możliwość pewnego szacowania wyników w przedziale wartości charakterystycznych uzyskanych różnymi metodami analizy statystycznej. Inwestycja w dobrej jakości badania polowe oraz liczny zbiór danych pozwalają na obniżenie wartości kowariancji oraz zawężenie przedziału zmienności wartości charakterystycznych parametrów geotechnicznych. Licniejsza populacja danych stwarza również możliwość przyjęcia bardziej zaawansowanych hipotez odnośnie przestrzennego rozkładu danej cechy w obrębie warstwy. Zagadnienia tego nie podjęto w niniejszej pracy, może być ono przedmiotem dalszych pogłębionych analiz. Wartości charakterystyczne parametrów geotechnicznych wyznaczono w badaniach polowych w strefie przypowierzchniowej przy bardzo niskiej wartości składowej poziomej naprężenia w gruncie. Parametry geotechniczne materiału platformy wyznaczone z badania DMT należy odpowiednio skorygować w zależności od przewidywanego poziomu naprężenia w gruncie w rozpatrywanym projekcie. Zastosowanie badania dylatometrycznego, z jego ścieżką obciążenia, pozwala na pełniejsze uwzględnienie zmian składowej poziomej naprężenia w materiale platformy wskutek jej zagęszczania, co stanowi dodatkową zaletę w stosunku do innych badań, jak np. płyta statyczna czy sondowanie CPTU. Zastosowanie kryterium odkształcalności podłoża w ocenie jakości zagęszczenia materiału platformy pozwala pełniej uwzględnić łączny wpływ zagęszczenia i przyrostu składowej poziomej naprężenia w warstwie platformy. Tak przyjęte kryterium kontrolne sprzyja zastosowaniu badania dylatometrycznego do oceny jakości zagęszczenia. Ma ono zasadniczą przewagę nad próbnym obciążeniem statycznym płytą sztywną, gdyż pozwala wyznaczyć:

- rozkład M_{DMT} w całym profilu platformy, a nie tylko w jej strefie przypowierzchniowej,
- moduł M_{DMT} w warstwie słabonośnej,
- wartość kąta tarcia wewnętrznego materiału platformy,
- wytrzymałość na ścinanie bez odplywu słabonośnego podłoża spoiwego oraz jego OCR.



STRONA CELOWO POZOSTAWIONA PUSTA

Rozdział 8

PODSUMOWANIE

W obecnej praktyce projektowej na polskich placach budów wykorzystuje się z reguły uproszczone metody projektowania platform roboczych, oparte głównie na doświadczeniu wykonawców. Metody te w konkretnych przypadkach nie są zbyt bezpieczne i ich stosowanie prowadzi do różnych awarii, w skrajnych przypadkach zagrażając bezpieczeństwu ludzi. Jednocześnie zaawansowane metody obliczeniowe projektowania platform nie są w praktyce stosowane. W pracy podjęto próbę całościowego podejścia do rozwiązania tego zagadnienia z uwzględnieniem szeroko zakrojonych badań modelowych, numerycznych analiz parametrycznych nośności granicznej platformy roboczej oraz badań terenowych na poletku badawczym.

- W badaniach modelowych wykorzystano materiały alternatywne do symulacji zachowania się podłoża słabonośnego w laboratorium. Po serii badań wstępnych wybrano pianki poliuretanowe oraz wióry bukowe do właściwych badań modelowych. Analizowano mechanizmy pracy fundamentu bezpośredniego na podłożu dwuwarstwowym zbrojonym geosyntetykami i bez zbrojenia. Stan odkształceń podłoża monitorowano metodą PIV. W przypadku pianek poliuretanowych nie obserwowano mechanizmu zniszczenia podłoża słabonośnego poprzez przebicie. Dodatkowo przy dużych przemieszczeniach materiał się rozwarstwia i charakteryzował się pewną wytrzymałością na rozciąganie, co nie odpowiada pracy gruntu. Wióry drewniane będące materiałem ziarnistym pozwalają lepiej modelować zachowanie się warstwy słabonośnej. Nie zaobserwowano jednak wyraźnego mechanizmu zniszczenia przez przebicie warstwy platformy. Zastosowanie zbrojenia w postaci geosiatki nie powodowało wyraźnego przyrostu nośności podłoża, co wiąże się z brakiem efektu klinowania się ziaren w oczkach siatki i niskim tarcie geosiatki o piasek, piankę lub wióry w warunkach laboratoryjnych przy niskim poziomie naprężenia. Badania modelowe wykazały, że zastosowanie geosyntetyków istotnie wpływa na zwiększenie kąta rozkładu naprężenia, a tym samym na zwiększenie powierzchni na którą przekazywane są naprężenia. Kąt rozkładu naprężenia wzrasta wraz poziomem obciążenia/odkształcenia i miąższością warstwy nasypowej. Zależy też od rodzaju zastosowanego wzmocnienia.



W pracy wyznaczono górne oszacowanie nośności podłoża dwuwarstwowego obciążonego fundamentem pasmowym wykorzystując metodę analizy granicznej. Podsumowując uzyskane wyniki przeprowadzonych analiz numerycznych można sformułować następujące wnioski odnośnie mechanizmu pracy platform roboczych posadowionych na podłożu słabonośnym z gruntu spoistego:

- Nośność platformy roboczej zależy przede wszystkim od jej miąższości, kąta tarcia wewnętrznego materiału platformy roboczej oraz od wytrzymałości na ścinanie warstwy słabonośnej. Wartość znormalizowanej nośności $\frac{p}{\gamma B}$ wzrasta wraz ze:
 - względną miąższością platformy $\left(\frac{h}{B}\right)$;
 - efektywnym kątem tarcia wewnętrznego ϕ' ;
 - znormalizowaną wytrzymałością na ścinanie bez odpływu $\frac{c_u}{\gamma B}$.
- Wykonane w ramach niniejszej rozprawy analizy numeryczne potwierdziły istnienie różnych mechanizmów zniszczenia w zależności od względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right)$ oraz wytrzymałości na ścinanie bez odpływu podłoża spoistego.
- Potwierdzono mechanizmy pracy platformy w przypadku wytrzymałości na ścinanie podłoża słabonośnego w zakresie od 20 do 50 kPa, zawarte w zaleceniach BRE. Zaproponowano rozwiązania dotyczące podłoża bardzo słabonośnego przy c_u od 10 do 20 kPa w gruncie normalnie skonsolidowanym i prekonsolidowanym, przy różnych rozkładach c_u z głębokością.

W pracy przedstawiono metody kontroli jakości zagęszczenia materiału platformy oraz przedyskutowano kryteria kontroli jakości zagęszczenia. W badaniach terenowych na polietku doświadczalnym wykorzystano badanie dylatometryczne DMT do oszacowania parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych materiału platformy i podłoża słabonośnego. Należy tu podkreślić, że parametry te dla obu warstw uzyskuje się w jednym badaniu DMT, co jest dużą zaletą zaproponowanej metody kontroli prawidłowości wykonania platformy roboczej. Uzyskujemy zatem prawie ciągły profil zmienności parametrów geotechnicznych obu warstw gruntu. Stanowi to istotną zaletę w stosunku do tradycyjnej metody kontroli stanu platformy poprzez wyznaczenie modułu odkształcenia w próbnym obciążeniu płytą. Zasięg tego badania jest ograniczony jedynie do strefy oddziaływania płyty, tj. zazwyczaj 30 cm. W pracy zaproponowano przyjęcie kryteriów odbioru platformy roboczej z uwzględnieniem modułu odkształcenia, kąta tarcia wewnętrznego materiału platformy oraz wytrzymałości na ścinanie bez odpływu słabonośnego podłoża, które można wyznaczyć na podstawie badania DMT. Innym ważnym parametrem związanych z odbiorem platform roboczych jest odpowiednio wysoka wartość wskaźnika równomierności uziarnienia. W pracy przeanalizowano błędną praktykę podwyższania wartości tego wskaźnika poprzez dodawanie frakcji pylistych, zamiast doziarniania materiału platformy frakcjami gruboziarnistymi. Badania laboratoryjne przeprowadzono w ramach niniejszej rozprawy wykazały istotne obniżenie wartości kąta tarcia wewnętrznego materiału platformy po dodaniu kilku procent frakcji pylastej. W skrajnym przypadku skutkuje to niedopuszczalnie niskimi wartościami kąta tarcia wewnętrznego i przekroczeniem nośności granicznej tego materiału. Obniża również wartość współczynnika wodoprzepuszczalności materiału platformy.

Proponuje się przyjęcie następującej procedury przy projektowaniu platform roboczych:

- Ustalenie parametrów geotechnicznych z wykorzystaniem nowoczesnych metod badań polowych takich jak sondowania statyczne metodą CPTU, badania dylatometryczne oraz badania sondą skrzydełkową.
- Określenie maksymalnych obciążeń od działania ciężkich maszyn.
- Oszacowanie wymaganej miąższości platformy roboczej, dla przyjętego materiału platformy i przyjętych obciążeń.
- Kontrola mechanizmu zniszczenia i dobór stosownej metody obliczeniowej.
- Kontrola parametrów geotechnicznych platformy roboczej i podłoża przy użyciu badań dylatometrycznych.

Pomimo przytoczonej propozycji projektowania platform roboczych, trudno jest zdaniem autorki uznać analizowane zagadnienie za wyczerpane. Kluczowe znaczenie w rozwoju metod projektowania będą miały kolejne dobrze udokumentowane badania terenowe platform roboczych oraz monitoring wykonanych konstrukcji, ponieważ zarówno liczba przeprowadzonych badań, jak i zebranych danych pomiarowych nie jest obecnie wystarczająca.

STRONA CELOWO POZOSTAWIONA PUSTA

Literatura

- Bagińska I. 2008. Niejednorodność ośrodka gruntowego w kinematycznej analizie stateczności zboczy. *Górnictwo i Geoinżynieria*. 2008. Zeszyt 2.
- Bagińska I., Izbicki R. J. 2008. Niejednorodność ośrodka gruntowego w kinematycznej analizie stateczności zboczy. *Górnictwo i Geoinżynieria*. kwartalnik, 2008, 2.
- Baldi G., Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., Pasqualini, E. 1986. Interpretation of CPT's and CPTU's. Part 2: Drained penetration of sand. Singapore : 4th International Geotechnical Seminar on Field Instrumentation and In-Situ Measurements, 1986.
- Bałachowski L. 2007 Size effect in centrifuge cone penetration tests, *Archives of Hydroengineering and Environmental Mechanics*. Vol. 54., nr 3 , s.161-181
- Bałachowski L., Białek K. 2015 Bearing capacity of working platform using distinct layout optimization method, W: 5th International Symposium on Geotechnical Safety and Risk (ISGSR), 2015, IOS Press BV.
- Bałachowski L. 2015. Interpretacja sondowania statycznego w pełnym zakresie głębokości. *Inżynieria Morska i Geotechnika*. 2015, 5.
- Bałachowski L., Białek K. 2015. Bearing capacity of the working platform with kinematic method. *Studia Geotechnica et Mechanica*. 2015, Vol. 37, nr. 1.
- Bałachowski L., Kurek N. 2015. CPTU/DMT control of heavy tamping compaction of sands. Rzym: third International Conference on the flat dilatometer DMT'15, 2015.
- Barenberg E.J. 1980. Design procedure for soil-fabric-aggregate systems with Mirafi 500x fabric.: PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Illinois, USA, 1980.
- Bhosale SS., Phatak DR. 2000. Geotextile reinforced unpaved road design: modified Houlsby approach. *New Civil Engineering*. 1 June 2000.
- Białek K. 2013. Analysis of the punching failure mechanism in working platforms. *Proceedings of the 5th International Young Geotechnical Engineers' Conference/ ed. YU-Jun Cui* Amsterdam: IOS Press BV. 2013, strony 399-402.
- Białek-Platova K., Bałachowski L. 2016 Parametry mechaniczne platformy roboczej na podstawie badań DMT, *Acta Scientiarum Polonorum. Seria: Architectura.*, nr. 15(3), s.31-41
- Biarez J., Gresillon J.M. 1972. Essais et suggestions pour le calcul de la force portante des pieux en milieu pulverulent. *Géotechnique*. 1972, Volume 22 Issue 3.
- Bolt A. 1998. Modelowanie posadowień fundamentów konstrukcji wsporczych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej. Budownictwo Wodne* nr 46. 1998, str. 3-278 Gdańsk, Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej.
- Bolt A., Białek K. 2011. Wykorzystanie platform roboczych w konstrukcjach trwałych na przykładzie podbudowy pod zbiorniki na olej napędowy. Kraków : VI Krakowska Konferencja Młodych Uczonych : materiały konferencyjne, Akademia Górniczo-Hutnicza. - Kraków : Grupa Naukowa Profuturo, 2011.
- BRE Report 470. 2004. Working platforms for tracked plant: good practice guide to the design, installation, maintenance and repair of ground supported working platforms. Watford.

- Briaud J.L., Yanfeng L., Keunyoung R. 2006. BCD: A Soil Modulus Device for Compaction Control. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE, 2006, 132:1(108).
- Brinkgreve R.B.J. 2002. *Plaxis 2D version 8*. Lisse/ Abingdon/ Exton (PA)/ Tokio : A.A. Balkema Publisher, 2002.
- Brokemper D., Sobolewski J., Alexiew D., Brok C., 2006 Design and Construction of Geotextile Encased Columns Supporting Geogrid Reinforced Landscape Embankments; Bastions Vijfwal Houten in The Netherlands. 08/08 B : Huesker.
- Brząkała W., Blanc J. 2009. Dyskusja i kalibracja hipotezy Meyerhofa. *Górnictwo i Geoinżynieria*. 2009, Zeszyt 1 (Rok 33).
- Brzeski T., Rippel R. 2009. Jet grouting . *Inżynier budownictwa*. 04 05 2009.
- Casquot A., Kerisel J. 1949. Tables for the calculation of passive pressure, active pressure, and bearing capacity of foundations. Paris : Gauthier-Villars, 1949.
- Cassidy M., Li J.L., Hu P., Lacasse S. 2015. *Frontiers in Offshore Geotechnics III – Meyer (Ed.). Deterministic and probabilistic advances in the analysis of spudcan behaviour*. London : Taylor & Francis Group, 2015.
- Caterpillar. 2016. Cat _ Road Construction Production Study _ Caterpillar. [Online] Caterpillar, 2016.
- Chen B.S.Y., Mayne P.W. 1996. Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays. *Can. Geotech. J.* 1996, 33 (3).
- Colin J. F. P. Jones. 2002. *Geoguide 6*. Hong Kong : The Government of the Hong Kong Special Administrative Region, 2002.
- Cox C., Mayne P. 2015. *Advances in Soil Mechanics, Vol. 6: Deformation Characteristics of Geomaterials (Proc. 8th ISDCG, Buenos Aires)*. Constitutive model input parameters for numerical analyses of geotechnical problems: an in-situ testing case study. Amsterdam : IOS Press, 2015.
- Craig R.F., Knappett J.A. 2012. *Craig's soil mechanics.*: Spon Press, 2012.
- Das, B. M. 2009. *Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement, Second Edition*. Boca Raton London New York Washington, D.C. : CRC Press, 2009.
- DeBeer, E.E. 1970. Experimental determination of the shape factors of sand. *Géotechnique*. 1970, 20(4):307.
- Dembicki E. Imiołek R., Kisielowa N. 1992. Zagęszczanie gruntów metodą wybuchów. *Zeszyty Naukowe PG nr 473/XXXV*. 1992.
- Drużdżel M. 2011. *Badania modelowe platform roboczych. Maszynopis. Praca dyplomowa*. WILiŚ Politechnika Gdańska. 2011.
- Durgunoglu H.T., Mitchell J.K. 1975. Static penetration resistance of soils. *Proceedings of the ASCE Specialty Conference on In-Situ Measurements of Soil Properties*. 1975. Vol. 1.
- Duszyńska A. 2010. Co warto wiedzieć o geosyntetykach. *Inżynieria Morska i Geotechnika nr 2/2010*. 2010, strony 211-222.
- Elhakim A.F. Elbaz K., Amer M.I. 2014. The use of light weight deflectometer for in situ evaluation of sand degree of compaction. *Housing and Building National Research Center Journal*. 2014, 10.
- Fiedler S. Nelson C., Berkman E.F., DiMillio A. 1998. Soil Stiffness Gauge for Soil Compaction Control. *Public Roads Magazine*. 1998, 61 (5).



- Florkiewicz A. 1989. Upper bound to bearing capacity of layered soils. *Canadian Geotechnical Journal*. 1989, 26(4), strony 730-736.
- Foray P., Bałachowski L., Rault G. 1998 Scale effect in shaft friction due to the localisation of deformations, *Centrifuge'98, Tokyo*, Eds. T. Kimura et al, Balkema, 1, 211–216.
- Giroud J.P., Han Jie. 2004. Design Method for Geogrid-Reinforced Unpaved Roads.I. Development of Design Method. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Volume 130, Issue 8 2004, strony 775-786.
- Giroud J.P., Noiray L. 1981. Geotextile reinforced unpaved road design. *Journal of Geotechnical Engineering Division: Proceedings of the ASCE*. 107 (GT9) 1981, strony 1233–1254.
- Glinicki S., Glinicka M.J. 2000. XII Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Międzyzdroje 2000. Badania kontrolne zagęszczania gruntów nasypowych metodą izotopową. Szczecin : BIG, 2000.
- Godlewski T. Fudali J., Saloni J. 2008. Zwiększenie współczynnika stateczności globalnej skarp wysokiego nasypu poprzez wzmocnienie podłoża sztywnymi kolumnami betonowymi CMC(TM). *Górnictwo i Geoinżynieria*. 32 Zeszyt 2 2008, strony 125-137.
- Gwizdała K. 2010. *Fundamenty palowe : Technologie i obliczenia*. T. 1. Warszawa : Wydaw. PWN, 2010. ISBN 978-83-01-16419-5.
- Haliburton T. A. Fowler J., Langan J. P. 1980. Design and construction of a fabric reinforced embankment test section at Pinto Pass. Washington : Mobile, Alabama, 1980. Tom Trans. Res. Rec. 79.
- Hammit G.M. 1970. Thickness Requirements for unsurfaced Roads and Airfields Bare Base Support. Technical report. Vicksburg M.S. : US Army Engineer Waterway Experiment Station, 1970.
- Hanna A. M., Meyerhof G. G. 1980. Design charts for ultimate bearing capacity for sands overlying clays. *Canadian Geotechnical Journal*. 1980, 17(2):300.
- Hansen J.B. 1970. A revised and extended formula for bearing capacity. Copenhagen : Danish Geotechnical Institute, 1970. Bulletin no. 28.
- Holtz Robert D. Christopher Barry R., Berg Ryan R. 1997. *Geosynthetics Engineering*.: First edition BiTech Publishers Ltd., Richmond, British Columbia V7A 5G1, Canada, 1997.
- Houlsby G. T., Milligan G.W.E., Jewell R.A., Burd H.J., 1989. A New Approach to the Design of Unpaved Roads: Part I. *Ground Engineering*.: Corrigendum: *Ground Engineering*, 22(5) July, 26, 22(3) April 1989. strony 25-29.
- Iwasaki K., Kamei T. 1994. Evaluation of in situ strength and deformation characteristics of soils using Flat Dilatometer. *Journal of Geotechnical Engineering*. 1994, 499.
- Izbicki R. J. 1983. *Stany graniczne ośrodków gruntowych i spękanych ośrodków skalnych*. Wrocław : Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej, 1983.
- Jewell R. A. 1996. Working Platforms and unpaved roads. *Soil Reinforcement with geotextiles*.: CIRIA Special Publication 123, 1996, strony 235-289, Chapter 12.
- Kamei T., Iwasaki K. 1995. Evaluation of undrained shear strength of cohesive soils using a Flat Dilatometer. *Soils and Foundations*. 1995, Vol. 35, No.2.
- Keller 10-02 PL. *Technologie vibro głębokiego wzmocniania gruntów*. Prospekt 10-02 PL. 10-02 PL.



- Keller 32-01 PL. Wzmacnianie słabego podłoża metodą DSM. Wgłębne mieszanie gruntu. Prospekt 32-01 PL. 32-01 PL.
- Kleyn E.G., van Heerden M.J.J. 1983. Using DCP soundings to optimise pavement rehabilitation. Paper submitted for Annual Transportation Convention. Johannesburg. 1983.
- Krawczyk B. Mackiewicz P., Szydło A. 2015. Analiza wpływu rodzaju przeciwwagi na identyfikowane parametry warstw konstrukcji nawierzchni oraz podłoża w badaniu VSS. Drogi i Mosty. 2015, 14.
- Kumor M.K. Farmas J., Kumor Ł.A. 2013. Wybrane związki korelacyjne parametrów zagęszczenia określone metodami VSS i LFG. Budownictwo i Inżynieria Środowiska. 2013, 4.
- Kurek N., Bałachowski L. 2015. Kryteria kontroli jakości zagęszczania wgłębnego gruntów niespoistych. Inżynieria Morska i Geotechnika. 2015, 3.
- Labuda A. 2012. Badania laboratoryjne materiałów zasypowych stosowanych. Gdańsk : Maszynopis. Praca dyplomowa. WILiŚ Politechnika Gdańska, 2012.
- LimitState Ltd. 2014. LimitState:GEO Manual VERSION 3.2.a. 2014.
- Lunne T. Robertson P.K., Powell J.J.M. 1997. Cone penetration testing in geotechnical practice. London, UK : Blackie Academic and Professional, 1997.
- Magda W., Wawrzyńska A. 2007. Nośność graniczna spoistego podłoża gruntowego pod podstawą szczudła platformy podnoszonej. Inżynieria Morska i geotechnika. 2007, 5.
- Malesiński K., Zadroga B. 2008. Stateczność fundamentów bezpośrednich posadowionych na zboczu z gruntu zbrojonego. Gdańsk : Wydaw. Politechniki Gdańskiej, 2008.
- Malinowska E., Szymański A. 2009. Analiza zmian gradientu hydraulicznego w charakterystykach przepływu słabonośnego podłoża. Przegląd Naukowy Inżynieria i Kształtowanie Środowiska. 2009, Tom 4 (46).
- Marchetti S. 1980 In Situ Tests by Flat Dilatometer. Journal of Geotechnical Engineering Division ASCE. 1980, Vol. 106, No. GT3.
- Marchetti S. 1985. On the Field Determination of K_0 in Sand. Discussion Session No. 2A. Proc. 11th ICSM FE. S.Francisco, 1985. Vol. 5.
- Marchetti S. 1994. An example of use of DMT as a help for evaluating compaction of subgrade and underlying embankment. Internal Technical Note, Draft. 1994.
- Marchetti S. 1997. The flat dilatometer design applications. L'Aquila University, Italy, 1997.
- Marchetti S. Monaco P., Totani G., Calabrese M. 2001. The Flat Dilatometer Test (DMT) in soil investigations. A Report by the ISSMGE Committee TC16. Washington D.C. : ISSMGE, 2001.
- Mayne P. W. 2001. Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests. Proceedings, International Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties & Case Histories. Bali, Indonesia, 2001.
- Mayne P. W. 2005. Proceedings, IS-Lyon. Integrated ground behavior: in-situ and lab tests. Deformation Characteristics of Geomaterials. London : Taylor & Francis, 2005.
- Mayne P.W. 2007. Cone Penetration Testing: A Synthesis of Highway Practice, National Cooperative Highway Research Program. Washington, D.C. : Transportation Research Board, 2007.
- McLawnhorn N. 2006. New Stiffness Gauge shows potential, but not ready for adoption. Wisconsin: www.dot.wisconsin.gov/library/research/reports, 2006.



- Meehan C.L., Hertz J.S. 2011. Using Electrical Density Gauges for Field Compaction Control., Delaware : University of Delaware, 2011.
- Menard Polska. 2009. Wzmocnienie słabego podłoża nasypów drogowych na odcinku km 5+712 – km 17+860 drogi ekspresowej S7, w ramach budowy Południowej Obwodnicy miasta Gdańska. Gdańsk : 2009.
- Meyerhof G. G. 1953. The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. Proceedings of 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Zurich, 1953. vol 1, strony 440–445.
- Meyerhof G.G. 1963. Some recent research on the bearing capacity of foundations. Canadian Geotechnical Journal. 1963, 1(1):16.
- Meyerhof G.G., Hanna A.M. 1978. Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load. Canadian Geotechnical Journal. 1978, 15(4).
- Michałowski R. L., Shi L. 1995. Bearing Capacity of footing over two-layer foundation soils. Journal of Geotechnical Engineering. 1995, Tom 121, strony 421-428.
- Michałowski R.L. 1997. An estimate of the influence of soil weight on bearing capacity using limit analysis. Soils and Foundations. 1997, 37 (4).
- Młynarek Z. Stefaniak K., Wierzbicki J. 2012. Geotechnical Parameters of Alluvial Soils from in-situ Tests. Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics. 2012, vol. 59 No. 1-2.
- Młynarek Z. Wierzbicki J., Bogucki M. 2015. Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. Geotechnical characterization of peat and gyttja by means of different in-situ tests. Edinburg, 2015.
- Młynarek Z., Wierzbicki J. 2007. Nowe możliwości i problemy interpretacyjne polowych badań gruntów. W: Współczesne problemy geologii inżynierskiej w Polsce. Geologos. Wyd. Nauk., 2007, 11.
- New Civil Engineering. 2004. New Civil Engineering. Main contractors take rap for piling platform failure, News, 1 June 2004. 2004.
- PFSF. 2008. Piling & Foundation Specialists Federation. Safe Working Platforms. 2008.
- Phoon K.K., Kulhavy F.H. 2008. Reliability-based Design in Geotechnical Engineering: Computations and Applications. UK : Taylor & Francis, 2008.
- Piling & Foundation Specialists Federation 2008 Safe Working Platforms.
- Pisarczyk S. 2005. Geoinżynieria. Metody modyfikacji podłoża gruntowego. Warszawa : Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, 2005.
- Puech A., Foray P. 2002. Refined Model for Interpreting Shallow Penetration CPTs in Sands. Grenoble : Offshore Technology Conference, 2002.
- Randrup T.B., Lichter J.M. 2001. Measuring Soil Compacion on Construction Sites: a Review of Surface Nuclear Gauges and Penetrometers. Journal of Arboriculture. 2001, 27 (3).
- Raumann G. 1982. Geotextiles in Unpaved Roads: Design Considerations. Las Vegas, USA : Proceedings of the Second International Conference on Geotextiles, IFAI, 1982. Tom Vol. 2, strony 417-422.
- Salgado R. Lyamin A.V., Sloan S.W., Yu H.S. 2004. Two- and three-dimensional bearing capacity of foundations in clay. Géotechnique. 2004, 54(5).



- Schmertmann J.H. 1978. Guidelines for cone penetration test, performance and design. Washington D.C. : US Federal Highway Administration, 1978. Report FHWA-TS-78-209.
- Schneider, H.R. 1999. Determination of characteristic soil properties. Proceedings of the 12th European Conference on SMFE. Balkema, Rotterdam, 1999. Vol.1.
- Shield R.T. 1954. Plastic potential theory and Prandtl bearing capacity solution. Journal of Applied Mechanics. 1954, 21(2).
- Sikora Z. 2006. Sondowanie statyczne. Metody i zastosowanie w geoinżynierii. Warszawa : Wyd. Naukowo-Techniczne, 2006.
- Skinner H. 2004. Working platforms for tracked plant: good practice guide to the design, installation, maintenance and repair of ground-supported working platforms. Garston, Watford : BRE Press, 2004.
- Smith R.B., Pratt D.N. 1983. A field study of in-situ California bearing ratio and dynamic cone penetrometer testing for road subgrade investigations. Australian Road Research. 1983, 13 (4).
- Sowers G.F. Collins S.A., Miller D.G., Jr. 1982. Mechanism of Geotextile-Aggregate Support in Low-Cost Roads. Las Vegas, USA : Second International Conference on Geotextiles, 1982. Tom Vol II, strony 381-386.
- Sulewska M.J. 2003. Doświadczenie ze stosowania lekkiego ugięciomierza dynamicznego. Drogownictwo. 2003, 11.
- Treadwell D.D. 1976. the influence of gravity, prestress, compressibility and layering on soil resistance to static penetration. Berkeley : Ph.D thesis, University of California, 1976.
- Vuuren D.J. 1969. Rapid determination of CBR with portable dynamic cone penetrometer. Reprint from "The Rhodesian Engineer". 1969.
- Waksmundzki G. 2010. Wykonawstwo platform roboczych z zastosowaniem geosyntetyków. Gdańsk : Maszynopis. Praca dyplomowa WILiŚ, Politechnika Gdańska, 2010.
- White D.J., Vennapusa P., Gieselman H. 2011. Iowa DOT Intelligent Compaction Research and implementation – Phase I. http://lib.dr.iastate.edu/intrans_reports/11 : Intrans Project Paper 11, 2011.
- Wyroślak M., Ossowski R. 2016. Badanie modułu odkształcenia podłoża gruntowego w nasypie kontrolowanym za pomocą płyty statycznej i lekkiej płyty dynamicznej. Acta Sci. Pol. Architectura. 2016, 15 (3).
- Z. Lechowicz, A. Szymański: „Odkształcenia i stateczność nasypów na gruntach organicznych”, Wydawnictwo SGGW, Warszawa 2002;
- Zadroga B., Malesiński K., Binder K. 2006. Badania i analiza parametrów geotechnicznych gruntów niespoistych stosowanych w badaniach modelowych. Inżynieria Morska i Geotechnika. 2006, nr 2.
- Zawadzki Ł. 2015. Wpływ właściwości gruntu na oporność elektryczną. Inżynieria Morska i Geotechnika. 2015, 3.
- ZBM Inwestor Zastępczy Sp. z o.o. 2011. Budowa mostu przez rzekę Wisłę koło Kwidzyna wraz z dojazdami w ciągu drogi krajowej nr 90. Pismo dotyczące jakości materiałów do wzmocnienia podłoża DK 90. Kwidzyn.



Normy:

EN 1997-2:2009. Eurokod 7- Projektowanie geotechniczne- Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.

PN-B-04452:2002. Grunty budowlane. Badania polowe. Warszawa : PKN.

Strony www:

Caterpillar. 2016. Cat Road Construction Production Study - Caterpillar. [dostęp: 2016] http://www.cat.com/en_US/articles/solutions/construction/road-construction-production-study

DMT - SDMT - Flat Dilatometer - Marchetti [dostęp 2015] <http://www.marchetti-dmt.it>
<http://vectrafrance.com/materials-and-solutions/work-site-testing/portancemetre-mlpcR-load-bearing-capacity?L=6>

McLawhorn, N. 2006. New Stiffness Gauge shows potential, but not ready for adoption. Wisconsin [dostęp 2006] www.dot.wisconsin.gov/library/research/reports

Opal Testing. 2016. Site Testing. [dostęp: 2016] <http://www.opaltestingservices.com/in-situ-testing>

P.W. Wigolen Sp. z o.o. 2007. Wigolen. [dostęp: 2007] <http://www.wigolen.com.pl>

VECTRA France. 2016. PORTANCEMETRE mlpc® - Load bearing capacity [dostęp: 2016]

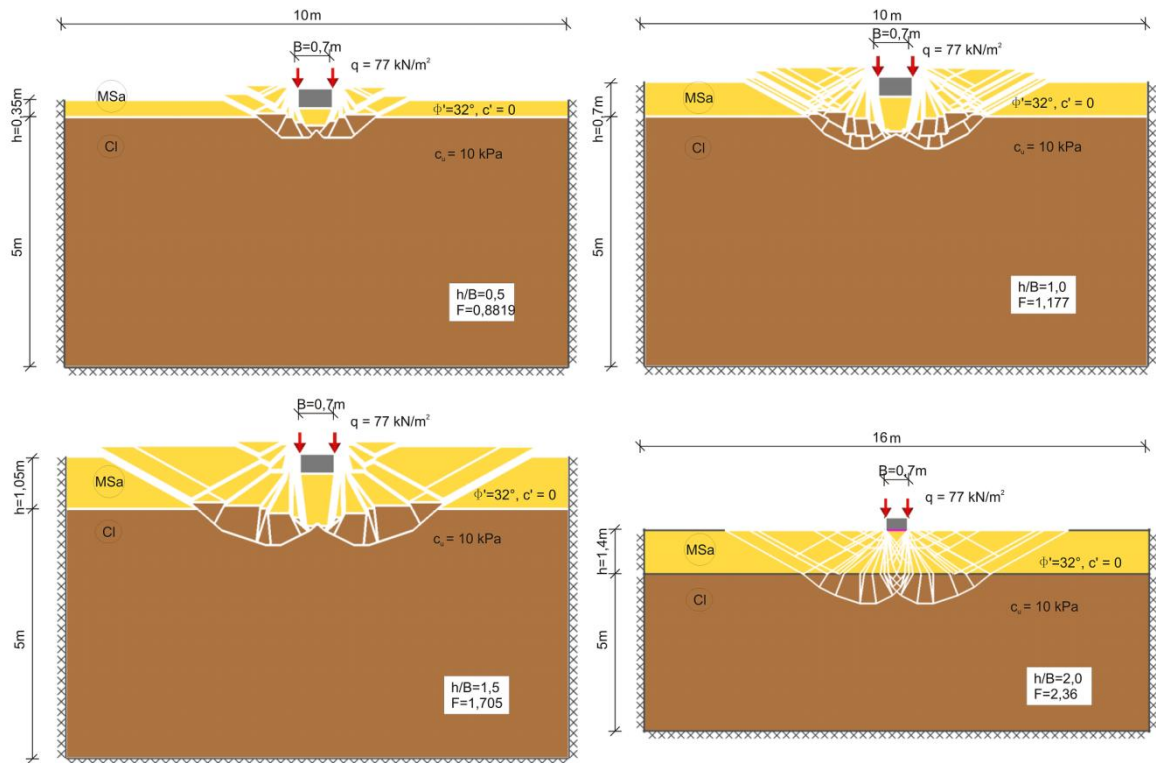
VI Survey Instruments. 2014. Troxler Density Gauge 3440. [dostęp: 2014] http://www.visurveyinstruments.co.za/index.php?route=product/product&product_id=8



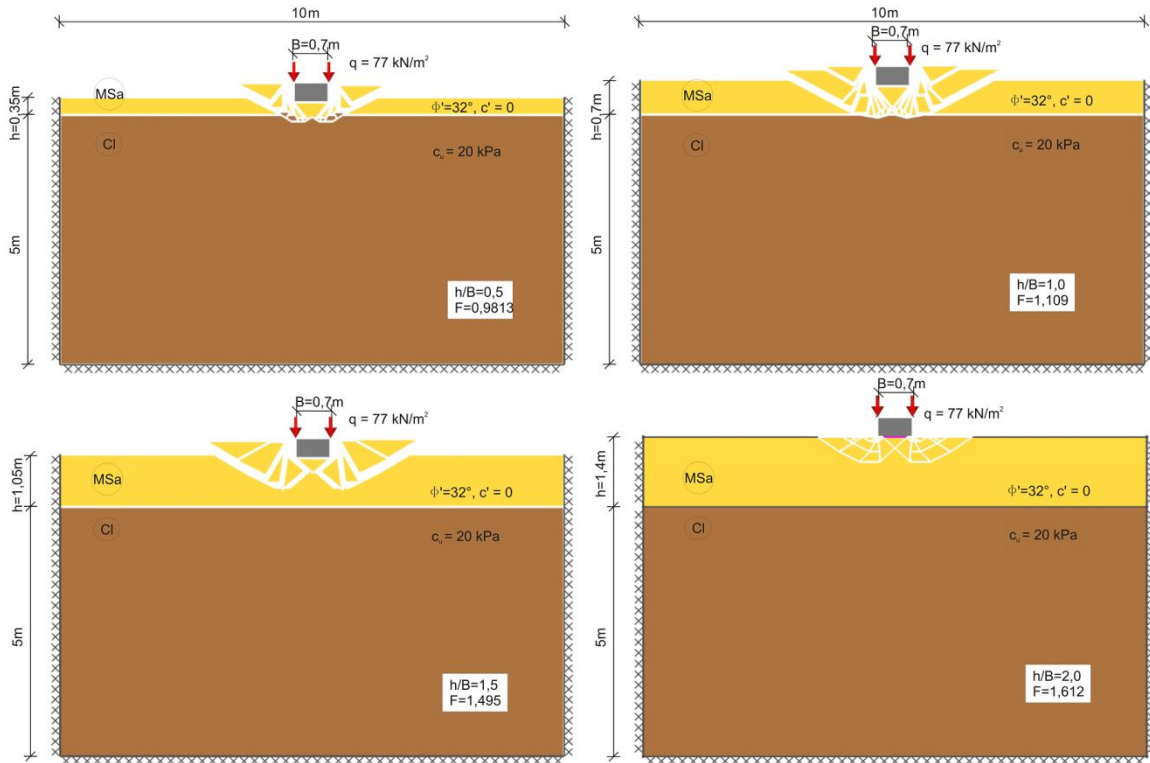
STRONA CELOWO POZOSTAWIONA PUSTA

ANEKS NR 1

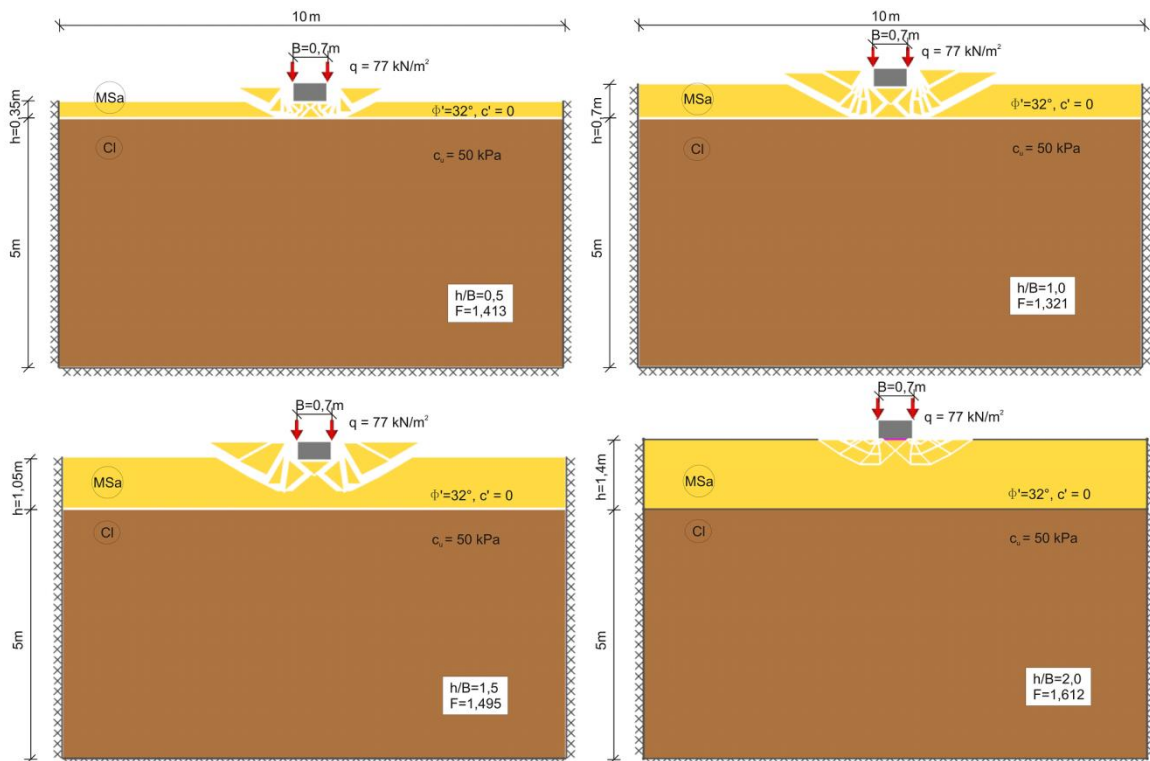
A. Współczynnik bezpieczeństwa A



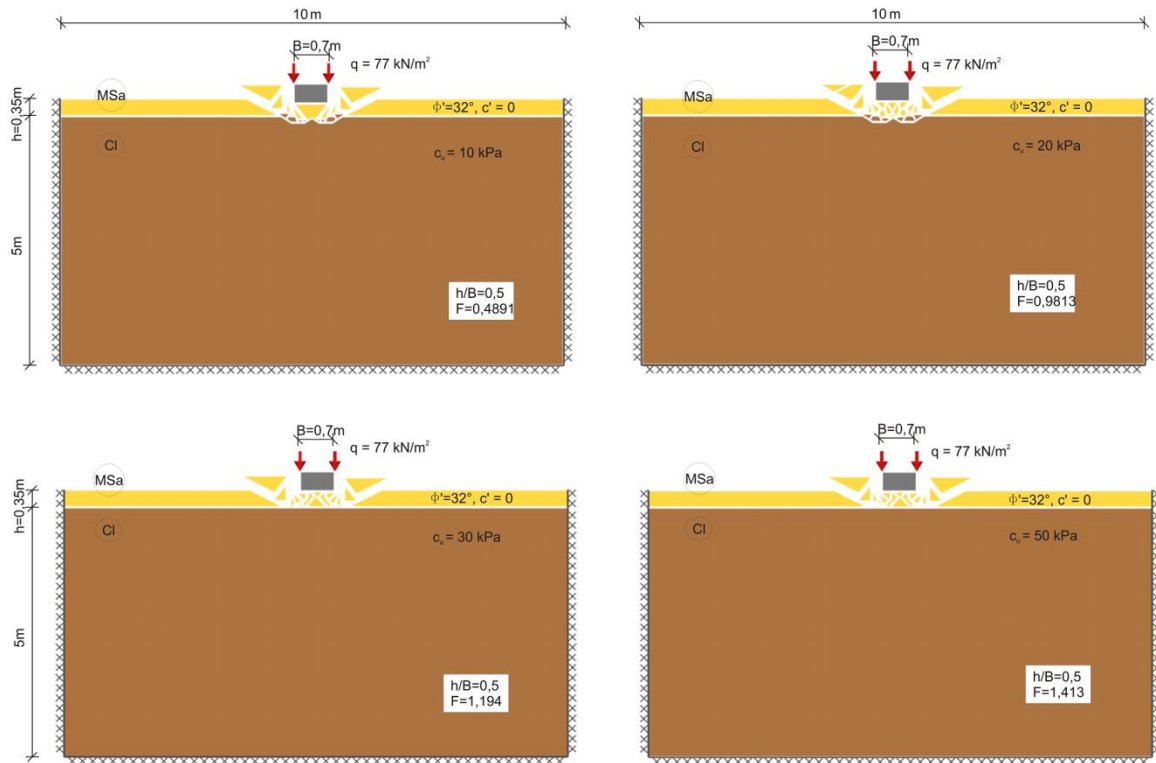
Rysunek A.1 Mechanizmy zniszczenia przy względnych miąższościach platformy ($\frac{h}{B}$) = 0,5; 1; 1,5; 2, wytrzymałości na ścinanie bez odpływu $c_u = 10\text{ kPa}$ (współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych podłoża równe jeden)



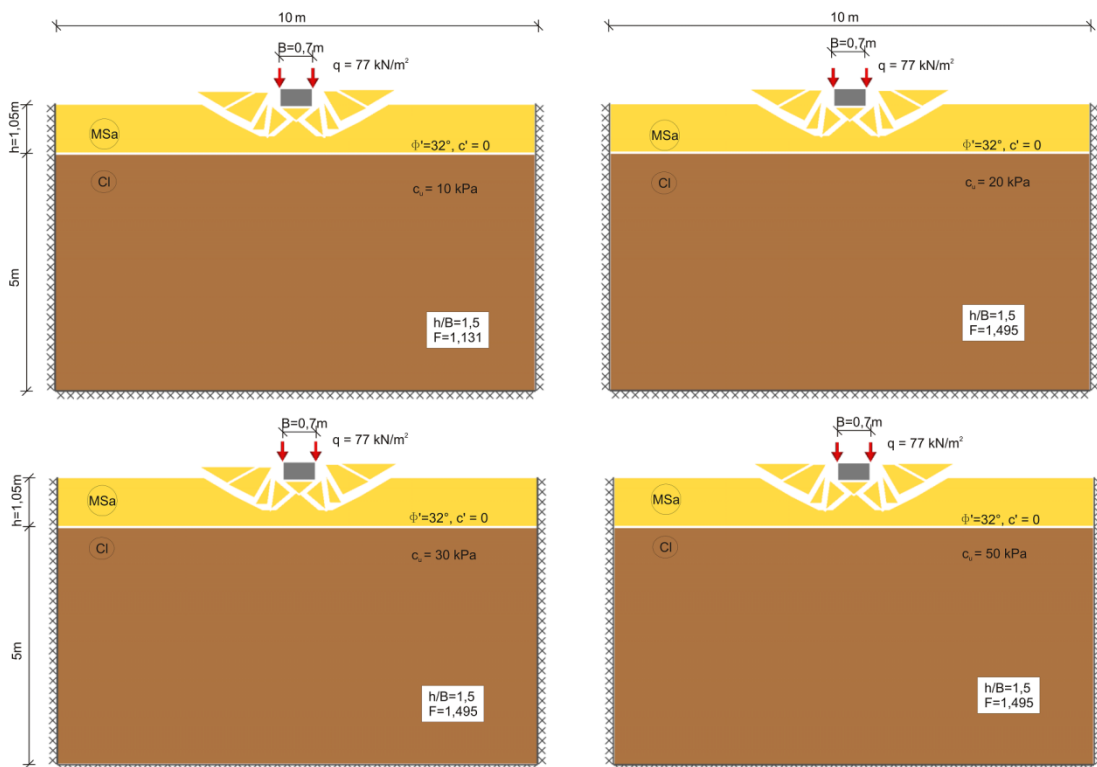
Rysunek A.2 Mechanizmy zniszczenia przy względnych miąższościach platformy $(\frac{h}{B}) = 0,5; 1; 1,5; 2$, wytrzymałości na ścinanie bez odpływu $c_u = 20kPa$ (Eurokod 7, podejście 1b)



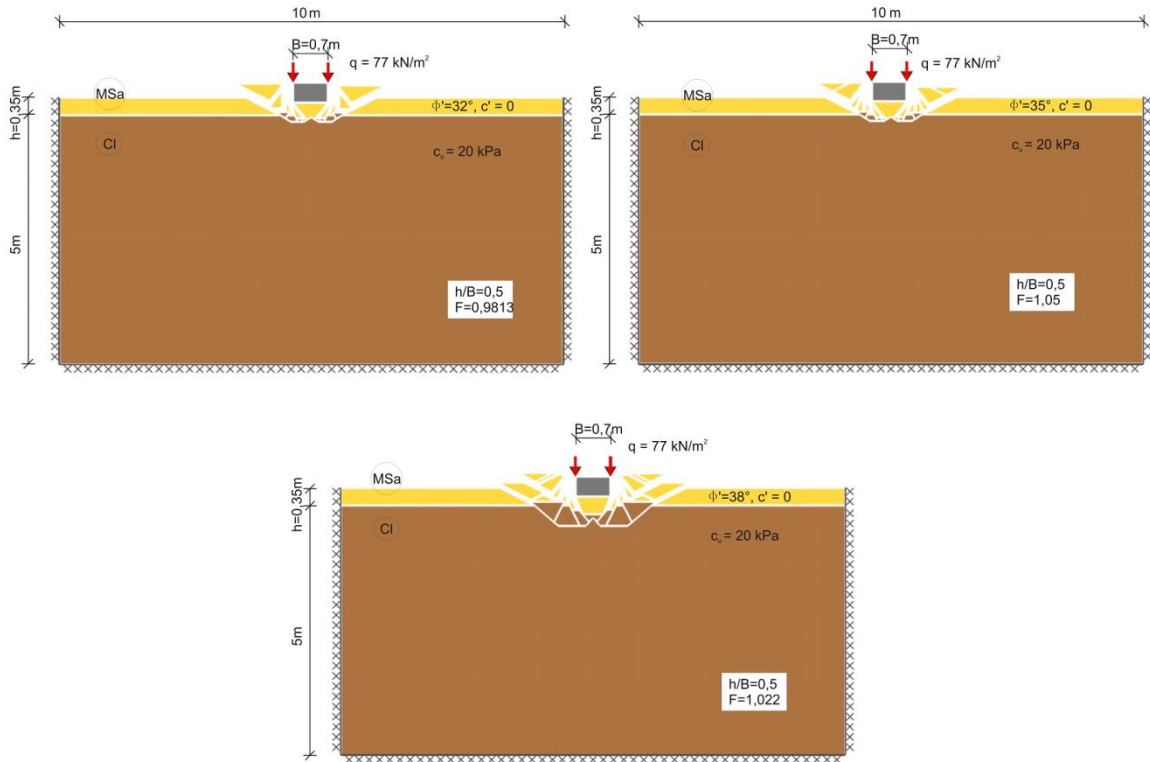
Rysunek A.3 Mechanizmy zniszczenia przy względnych miąższościach platformy $(\frac{h}{B}) = 0,5; 1; 1,5; 2$, wytrzymałości na ścinanie bez odpływu $c_u = 50kPa$ (Eurokod 7, podejście 1b)



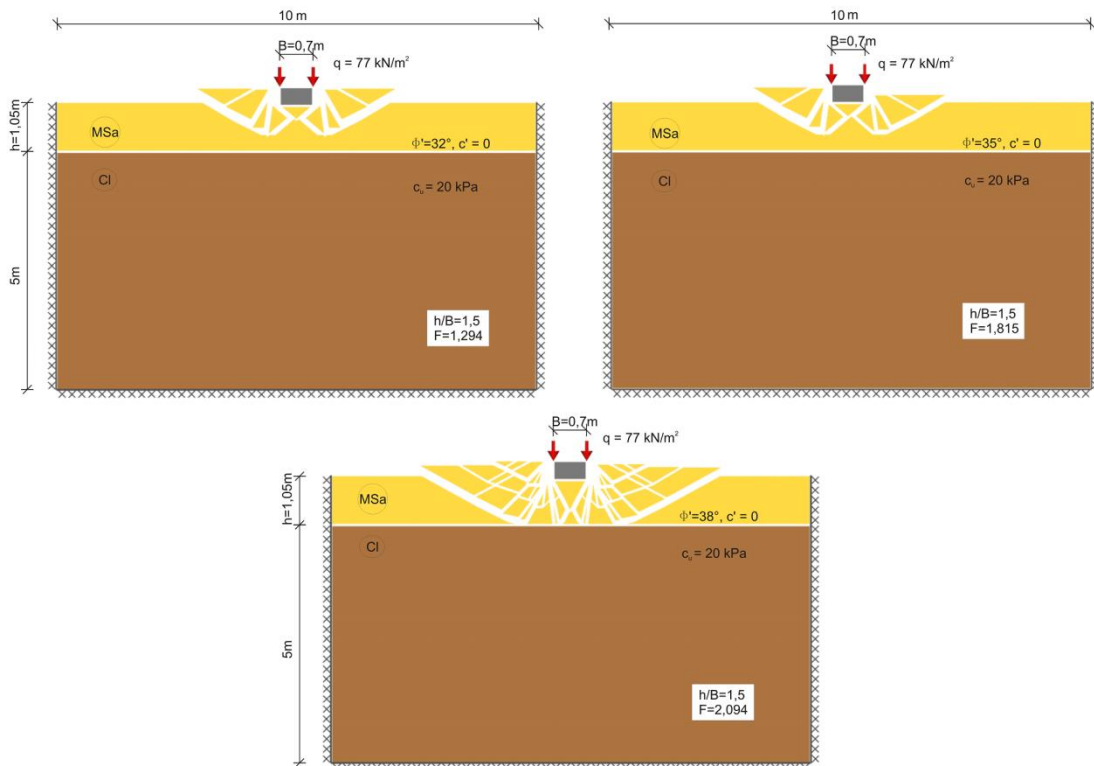
Rysunek A.4 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$ i różnych wartości wytrzymałości na ścinanie bez odpływu c_u (Eurokod 7, podejście 1b)



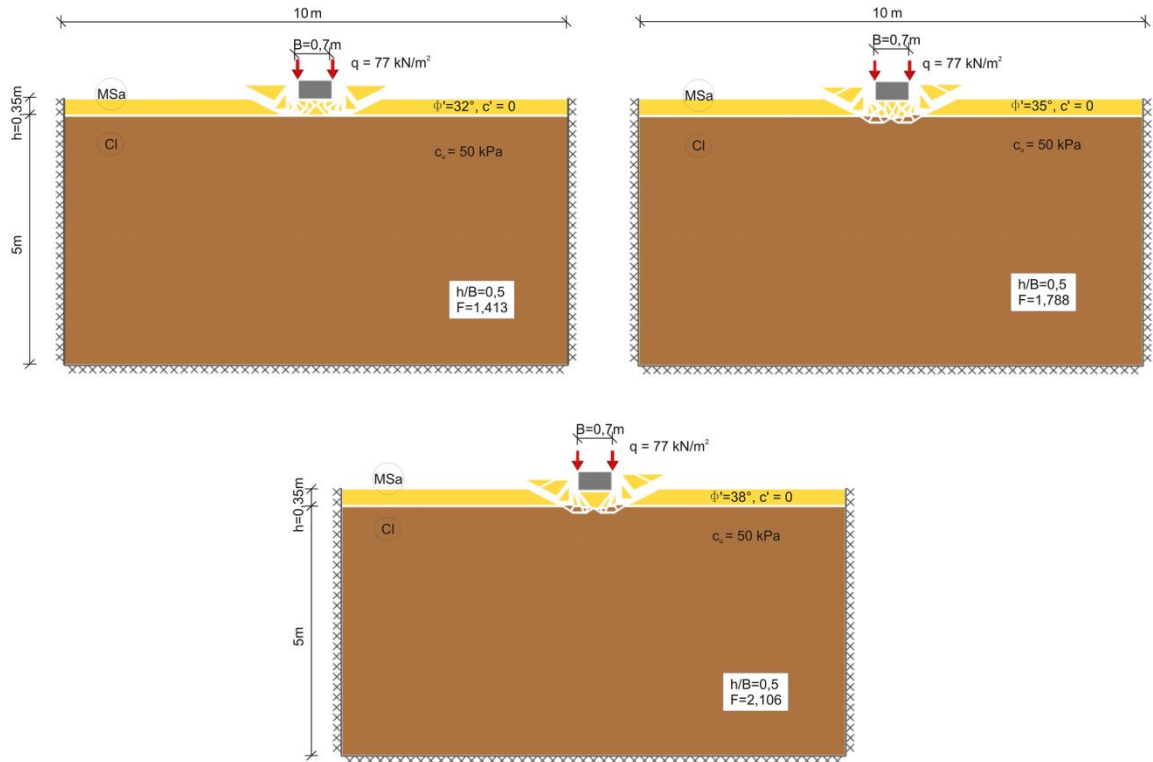
Rysunek A.5 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,5$ i różnych wartości wytrzymałości na ścinanie bez odpływu c_u (Eurokod 7, podejście 1b)



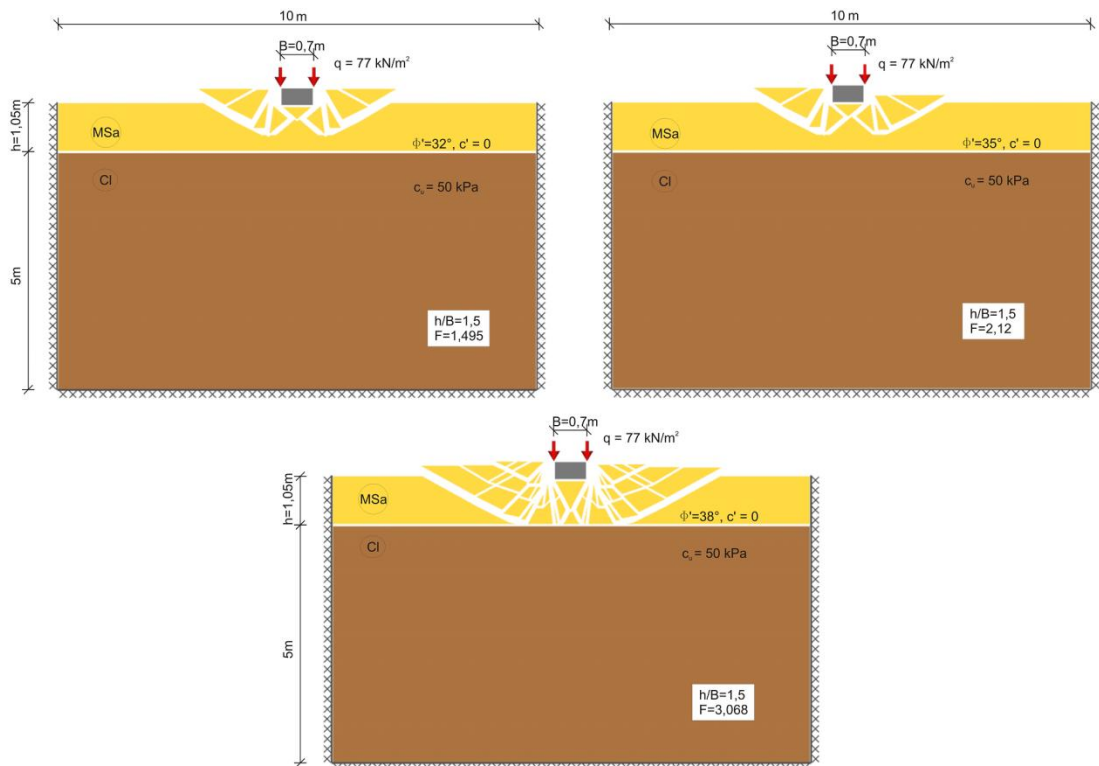
Rysunek A.6 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $(\frac{h}{B}) = 0,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznej platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 1b)



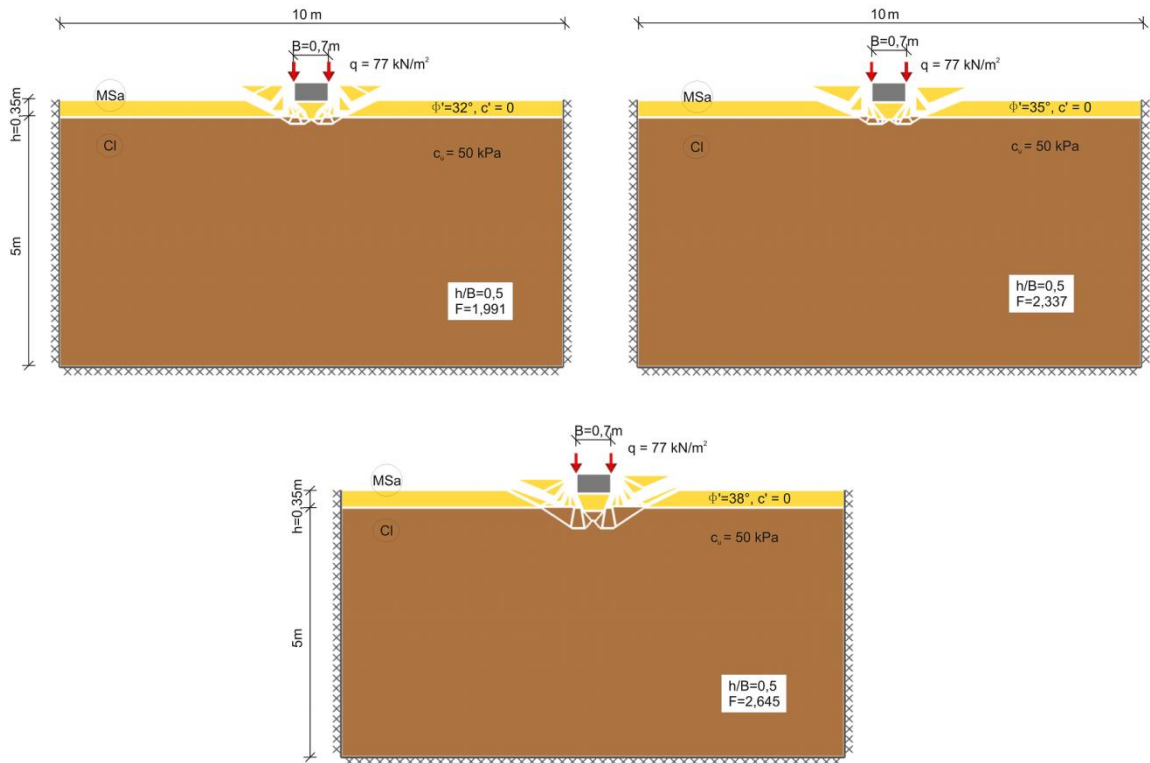
Rysunek A.7 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $(\frac{h}{B}) = 1,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznej platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 1b)



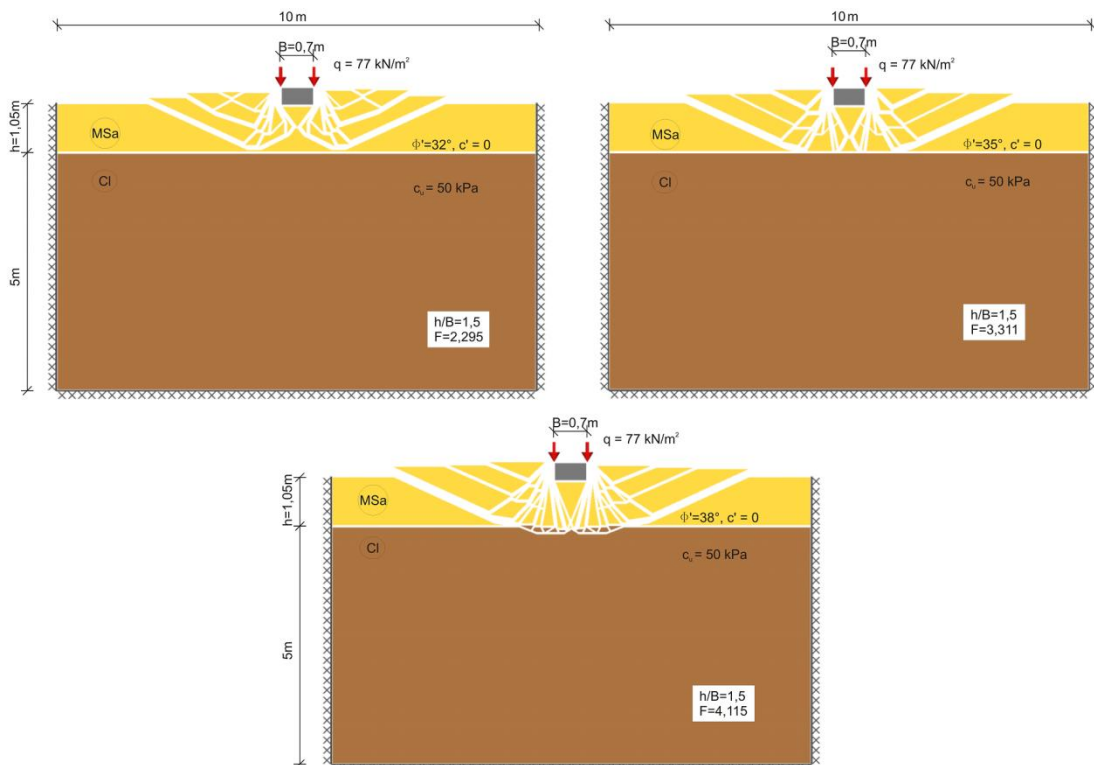
Rysunek A.8 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznej platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 1b)



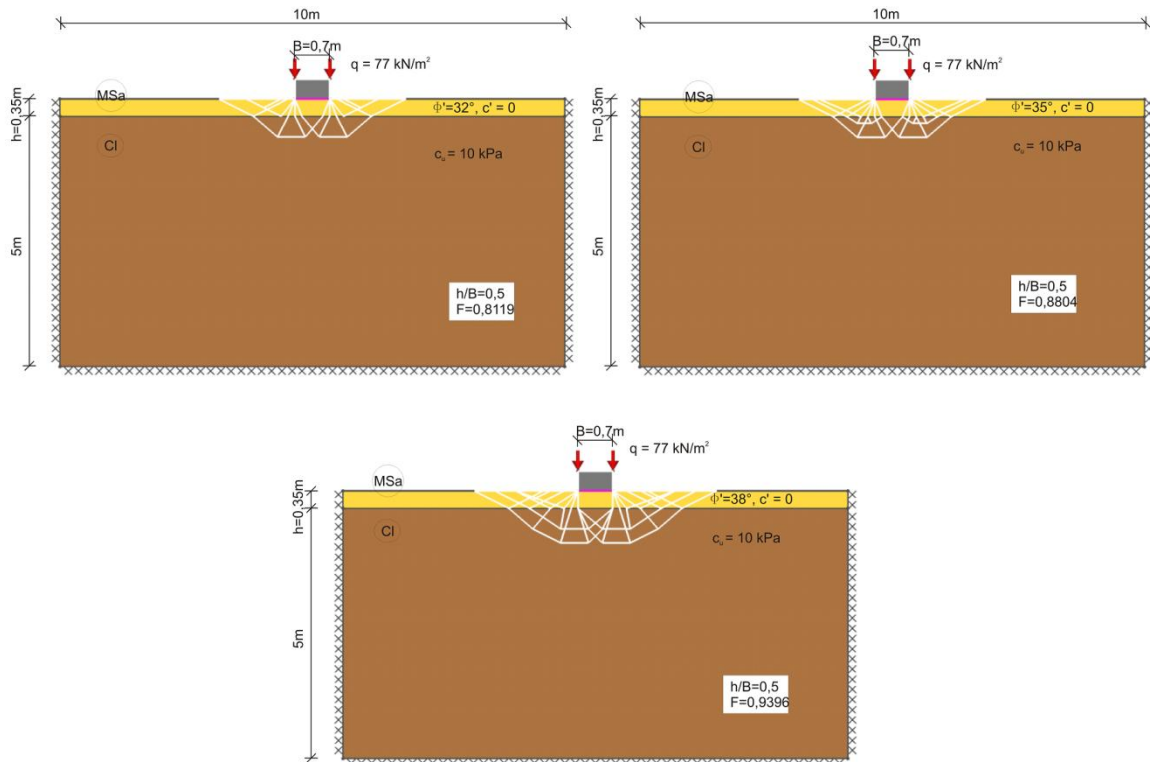
Rysunek A.9 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznej platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 1b)



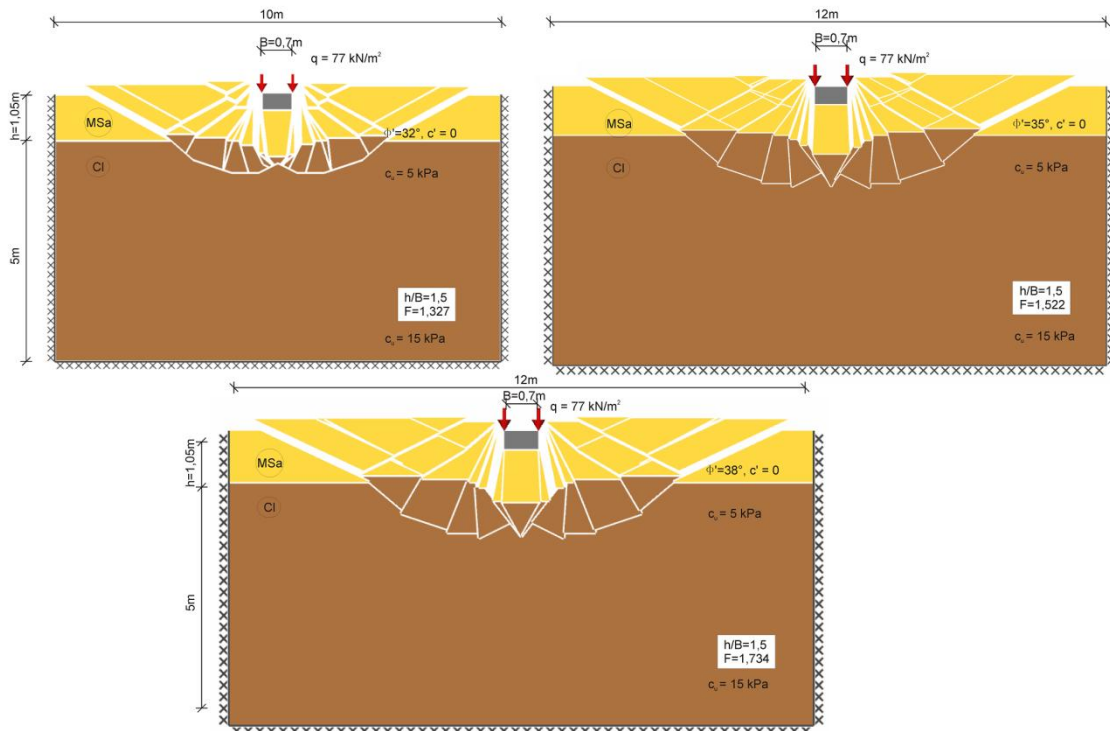
Rysunek A.10 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $(\frac{h}{B}) = 0,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 2b*)



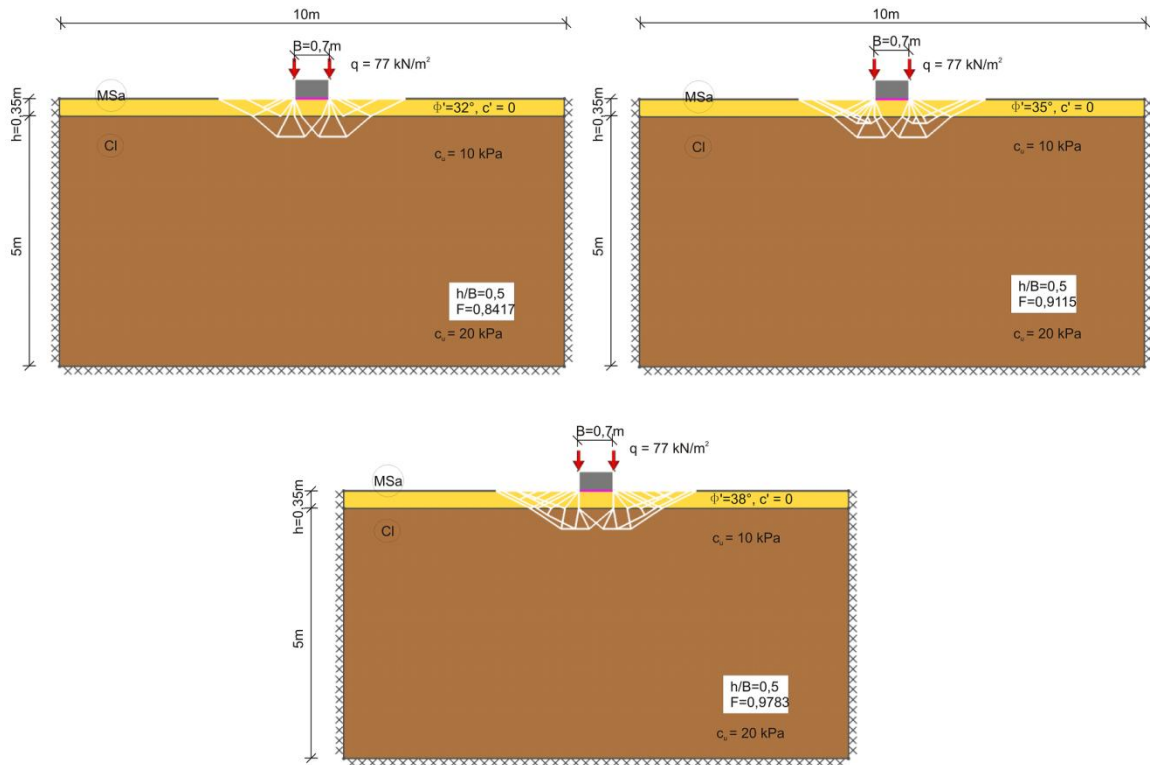
Rysunek A.11 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $(\frac{h}{B}) = 1,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 2b*)



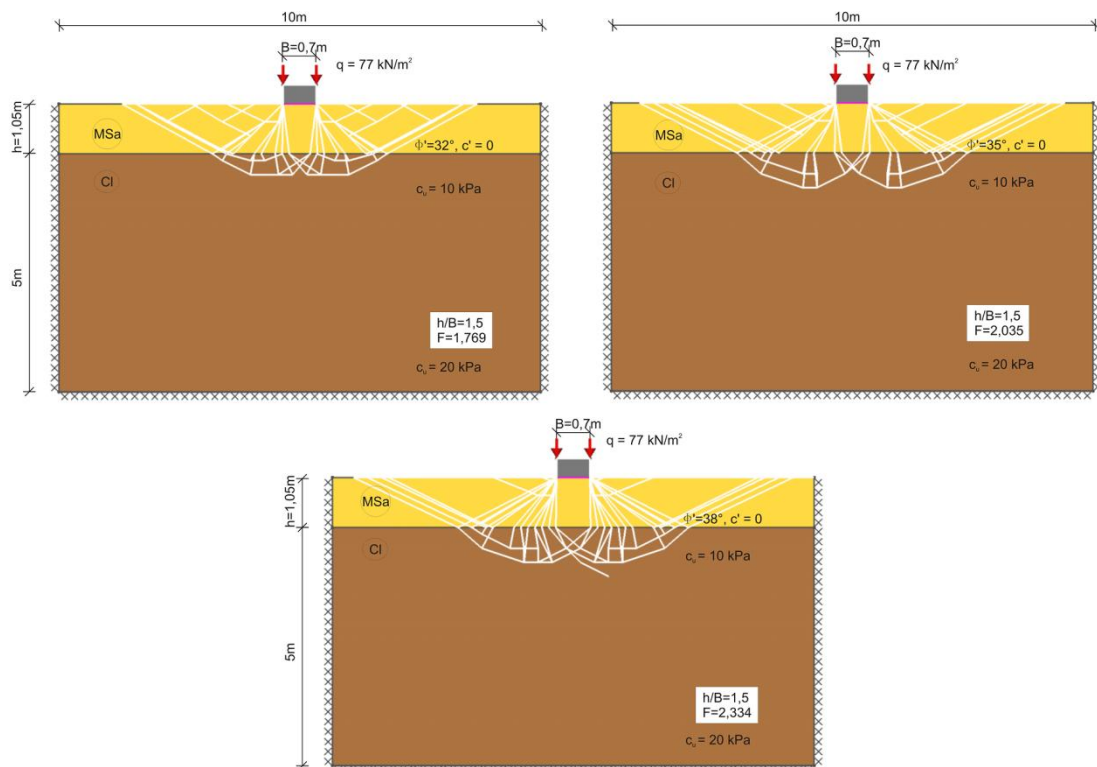
Rysunek A.12 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (współczynniki częściowe dla parametrów podłoża równe jeden)



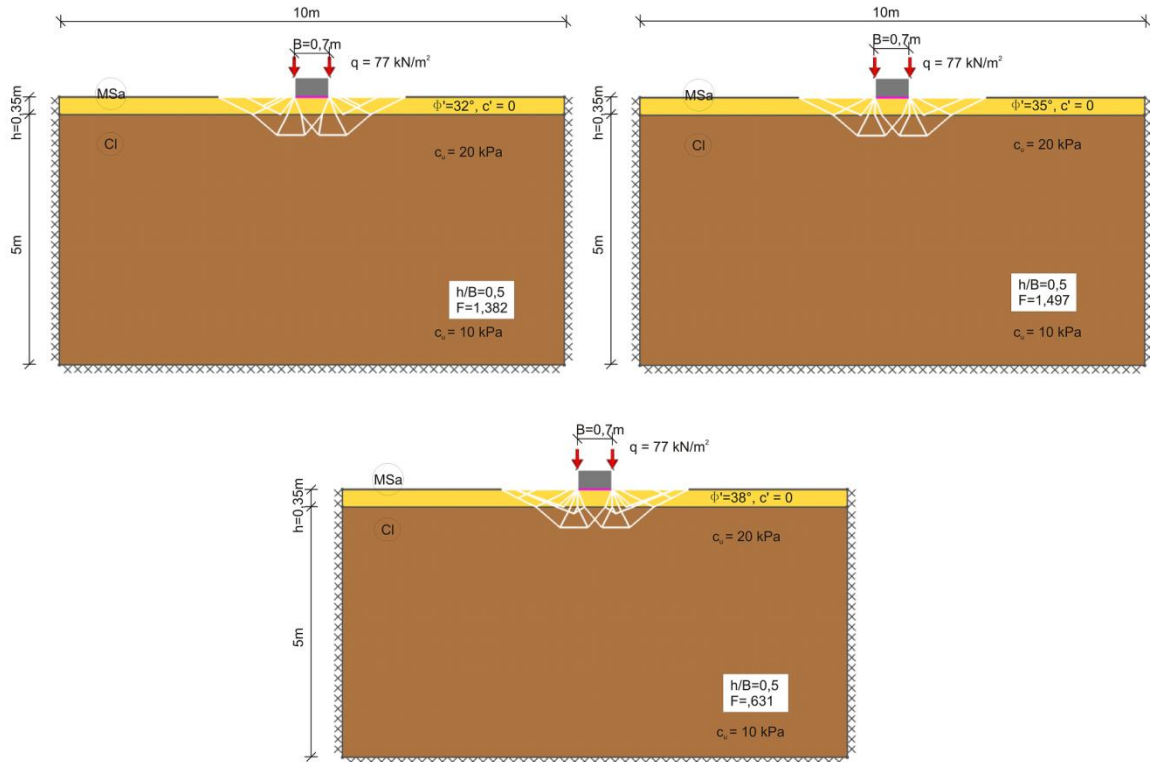
Rysunek A.13 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (współczynniki częściowe dla parametrów podłoża równe jeden)



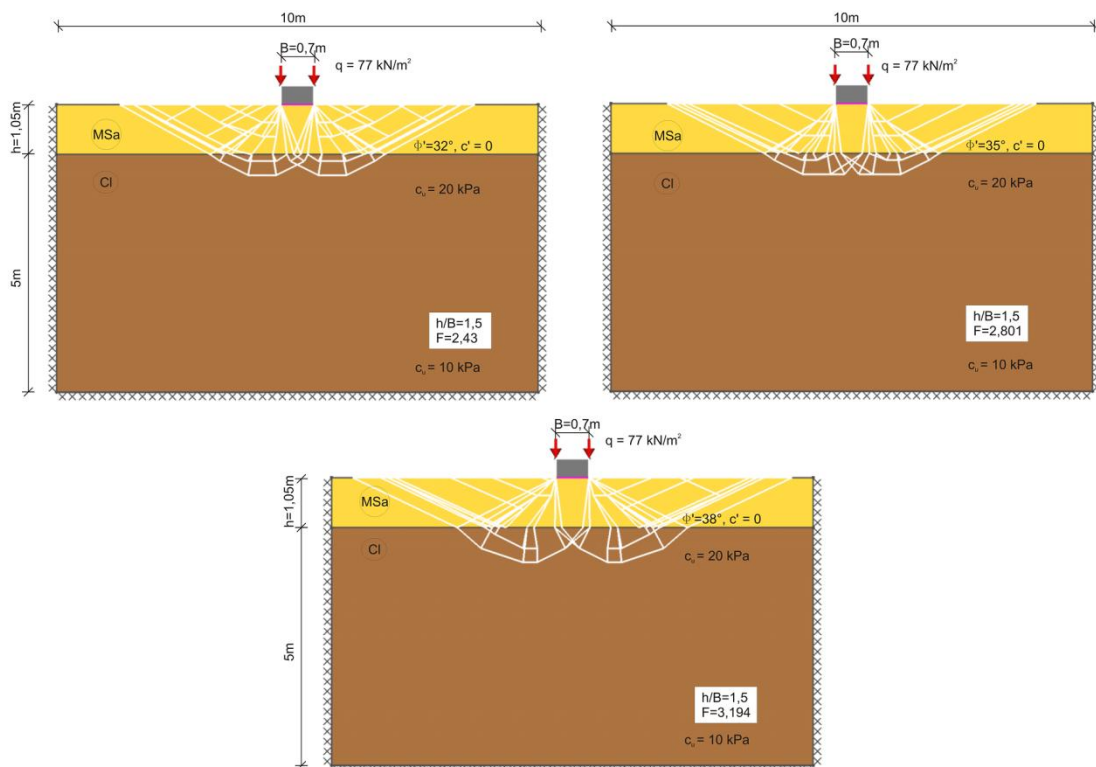
Rysunek A.14 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$ i różnych wartości kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (współczynniki częściowe dla parametrów podłoża równe jeden)



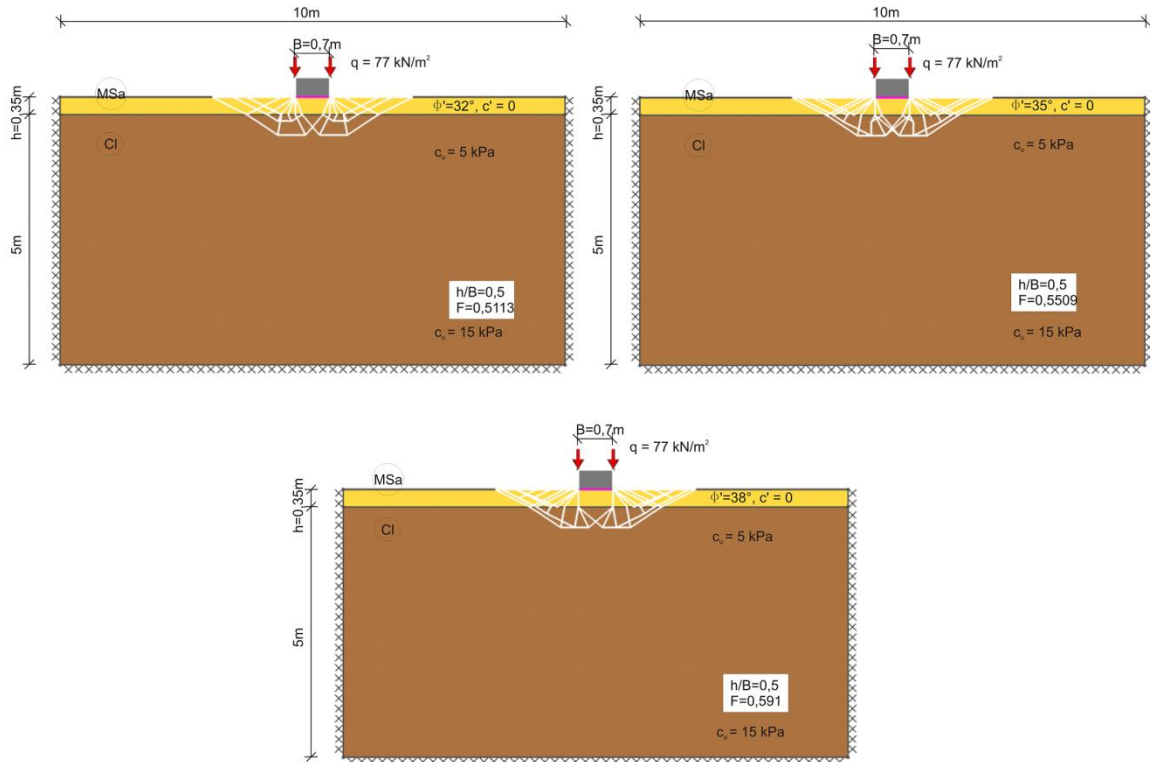
Rysunek A.15 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,5$ i różnych wartości kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (współczynniki częściowe dla parametrów podłoża równe jeden)



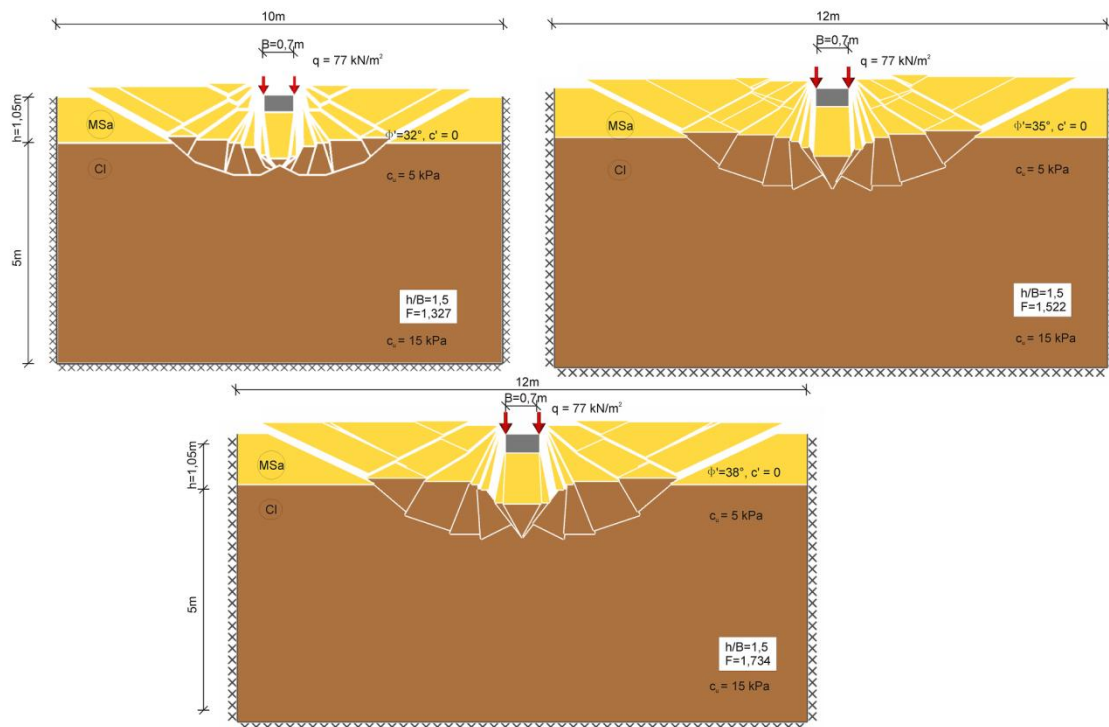
Rysunek A.16 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $(\frac{h}{B}) = 0,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (współczynniki częściowe dla parametrów podłoża równe jeden)



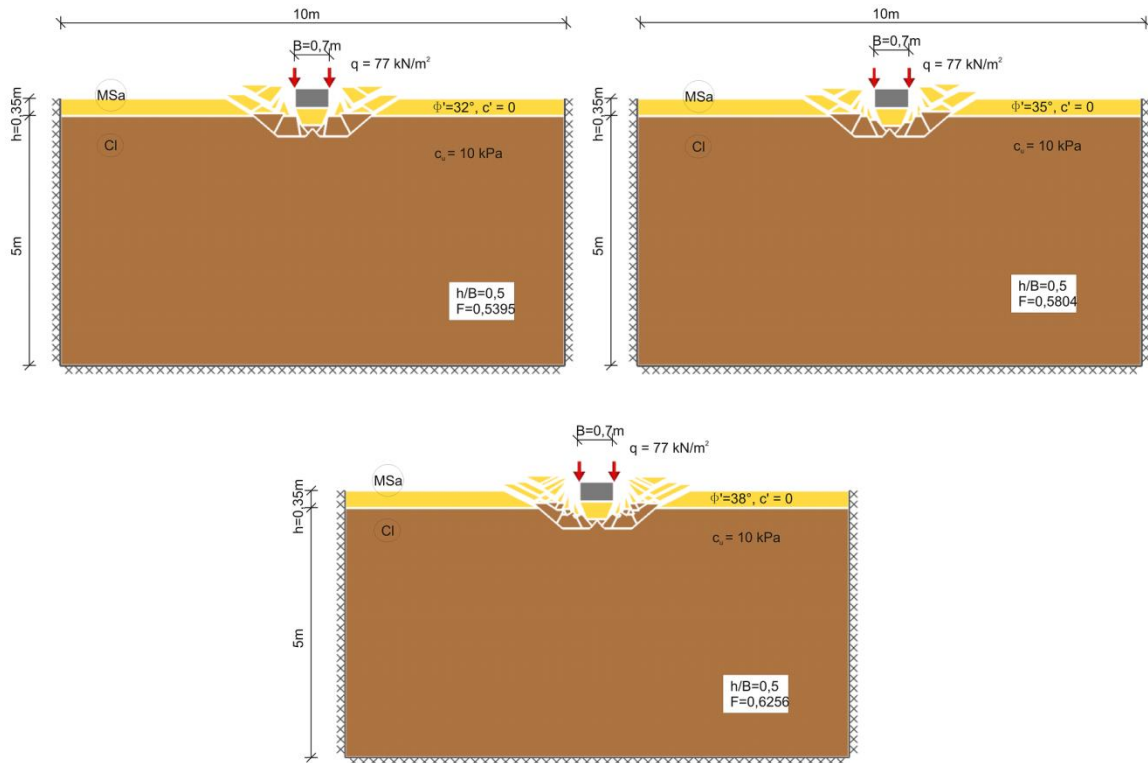
Rysunek A.17 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $(\frac{h}{B}) = 1,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (współczynniki częściowe dla parametrów podłoża równe jeden)



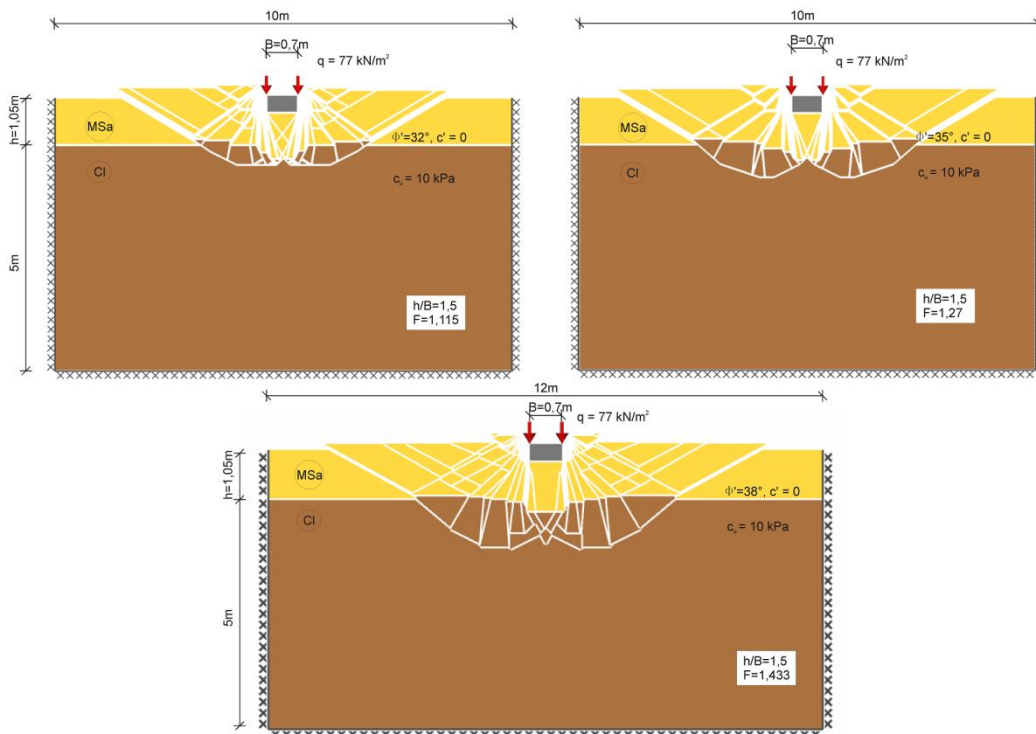
Rysunek A.18 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $(\frac{h}{B}) = 0,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (współczynniki częściowe dla parametrów podłoża równe jeden)



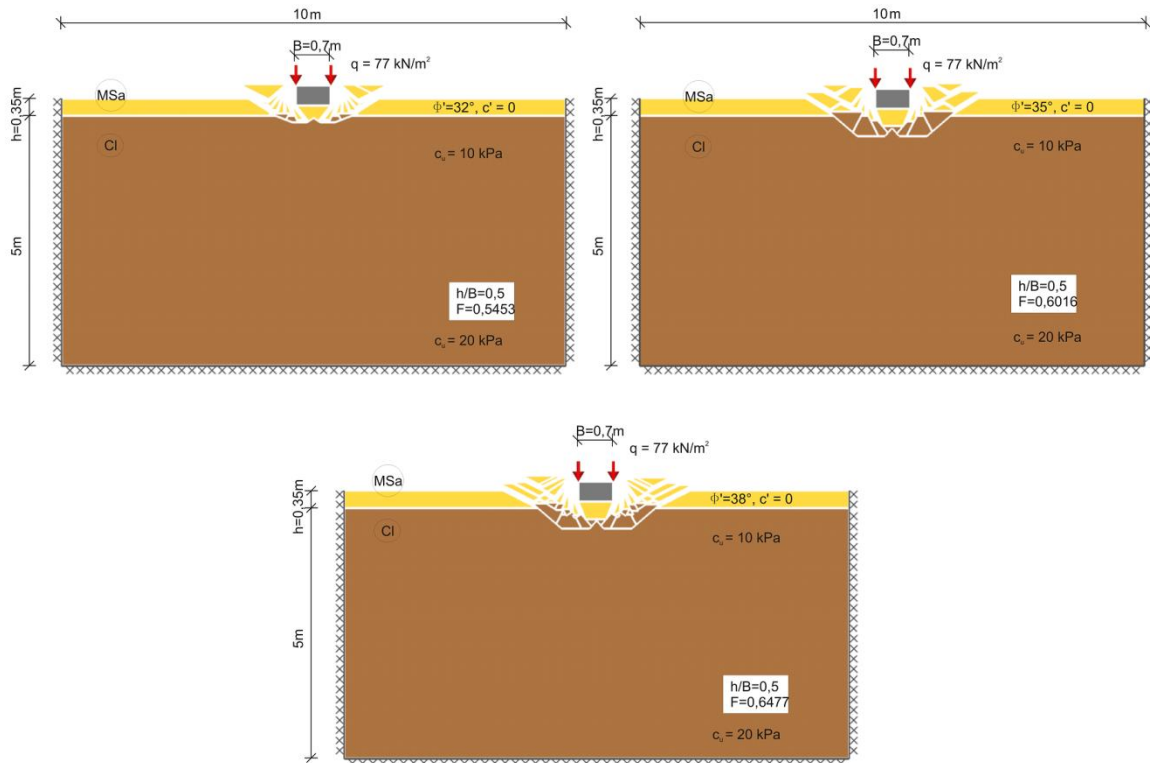
Rysunek A.19 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $(\frac{h}{B}) = 1,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (współczynniki częściowe dla parametrów podłoża równe jeden)



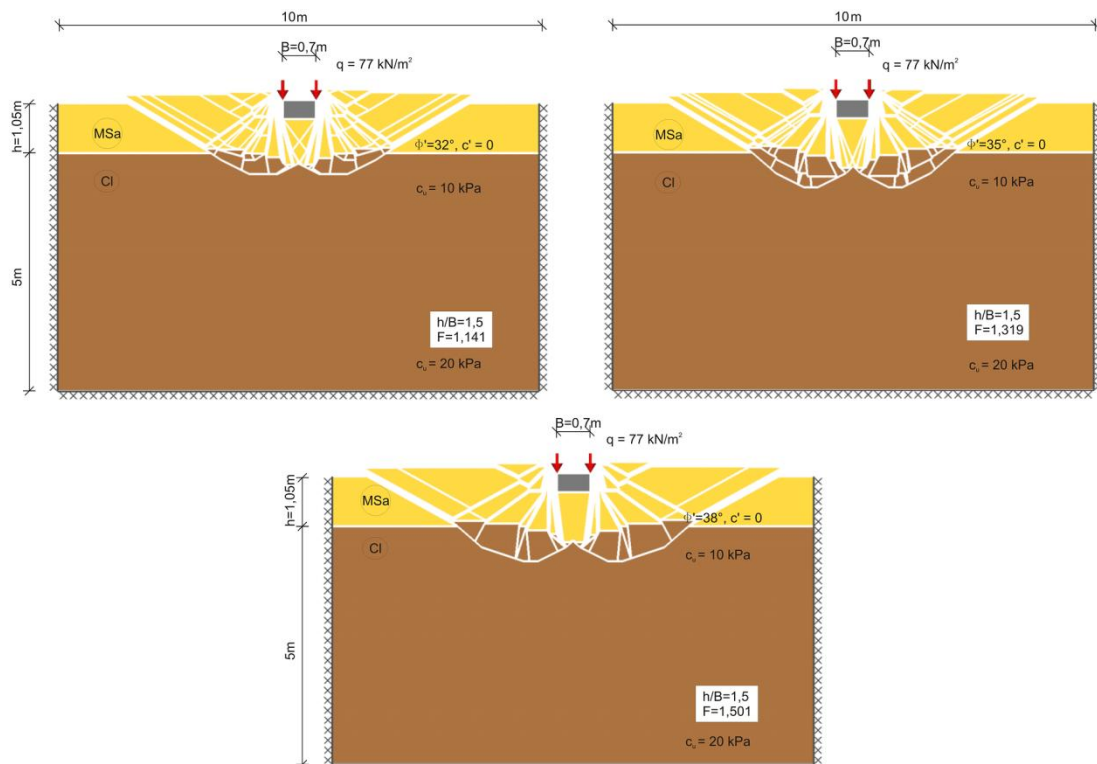
Rysunek A.20 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy ($\frac{h}{B}$) = 0,5 i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 1b)



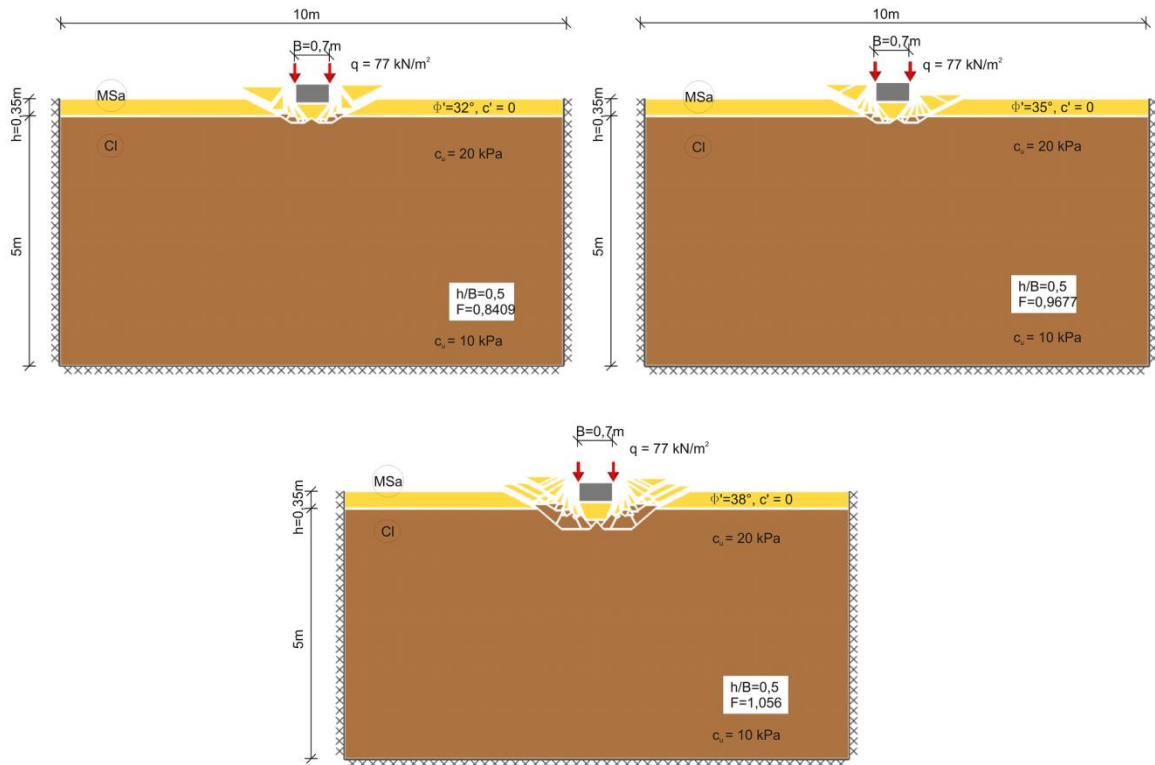
Rysunek A.21 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy ($\frac{h}{B}$) = 1,5 i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 1b)



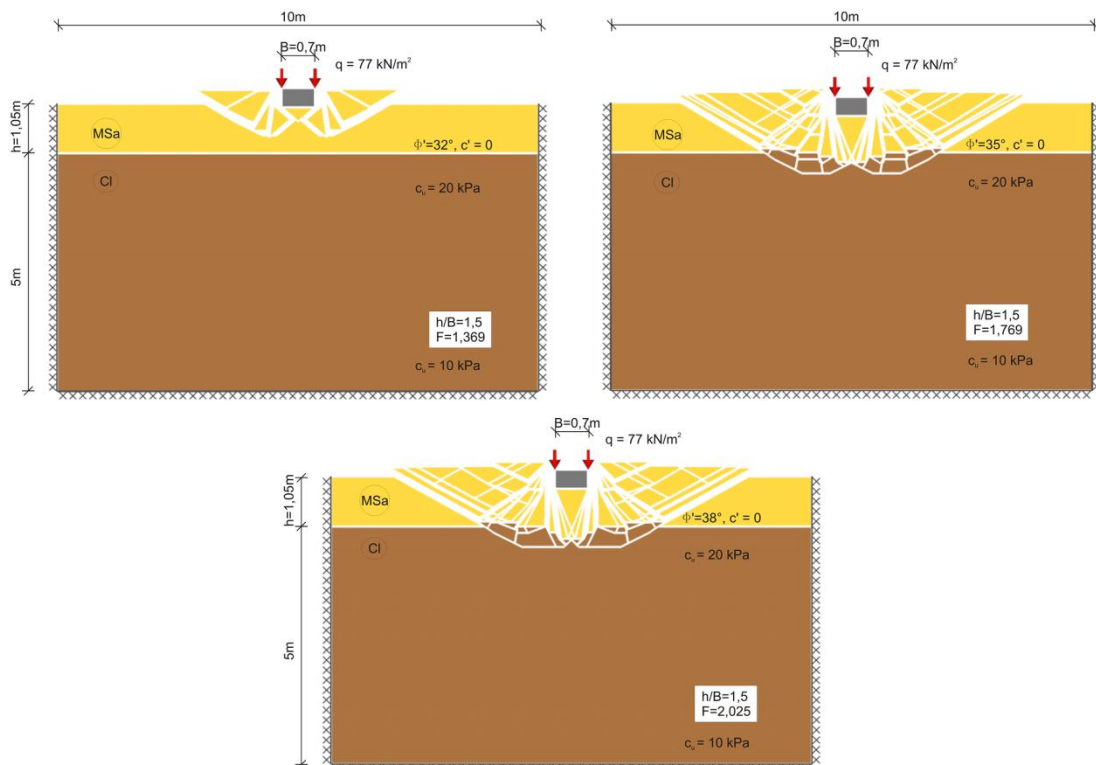
Rysunek A.22 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $(\frac{h}{B}) = 0,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznej platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 1b)



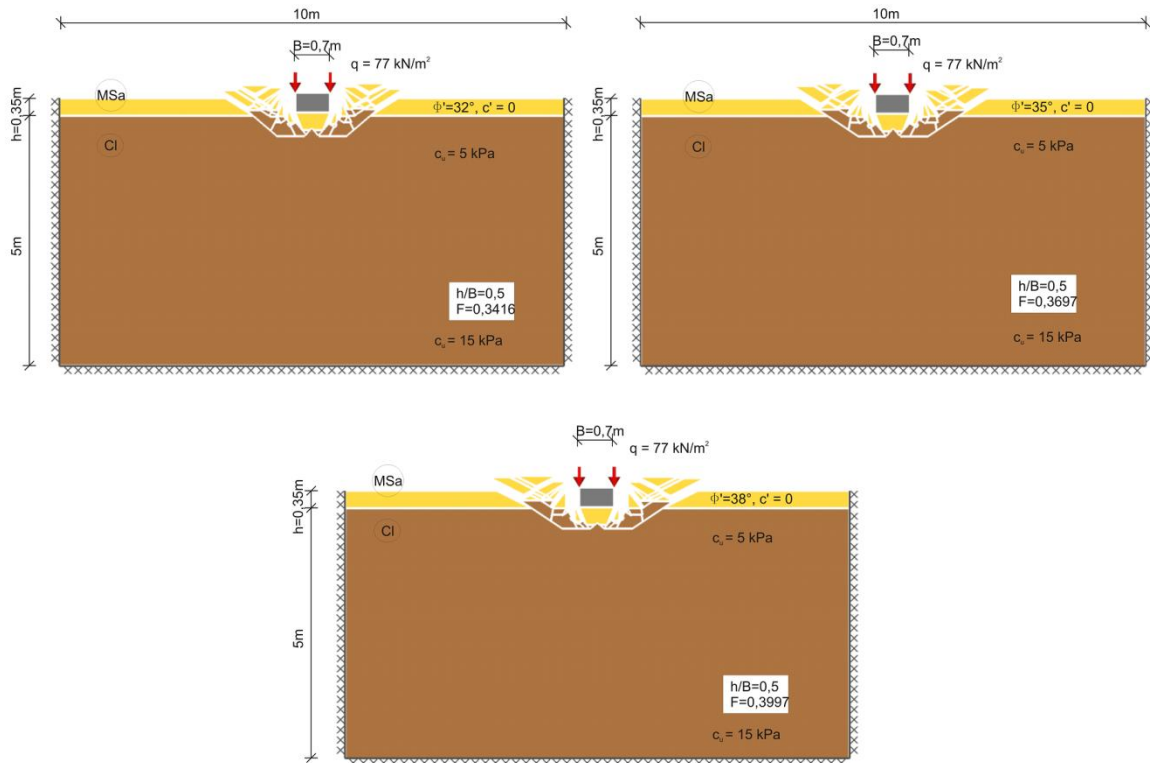
Rysunek A.23 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $(\frac{h}{B}) = 1,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznej platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 1b)



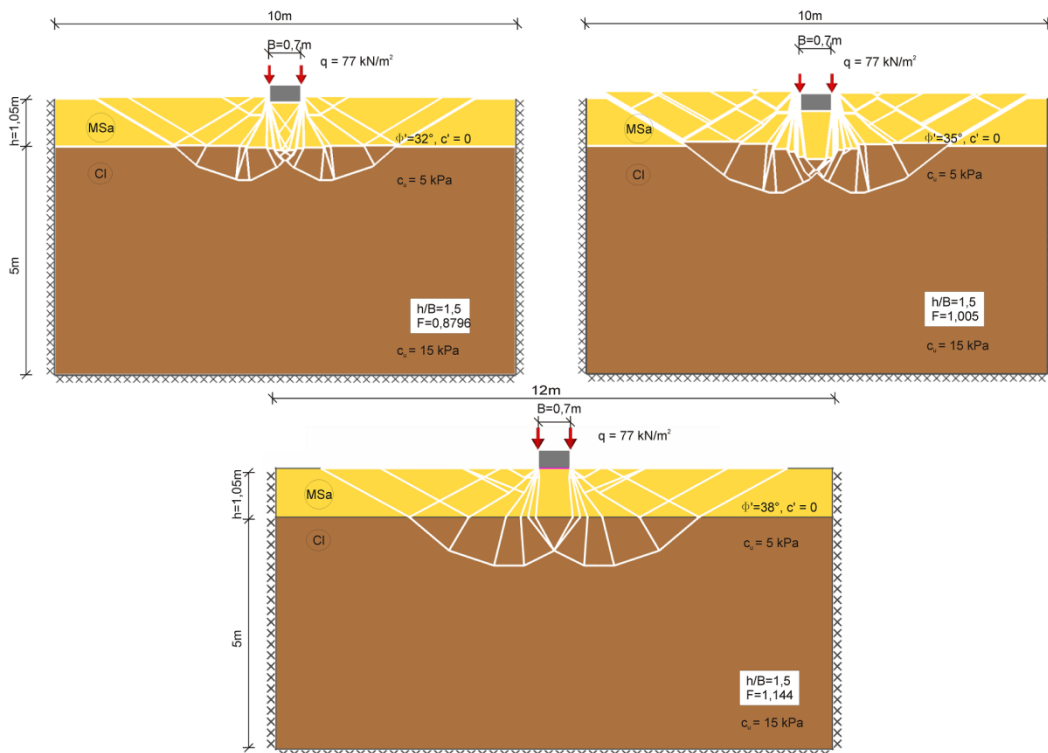
Rysunek A.24 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 1b)



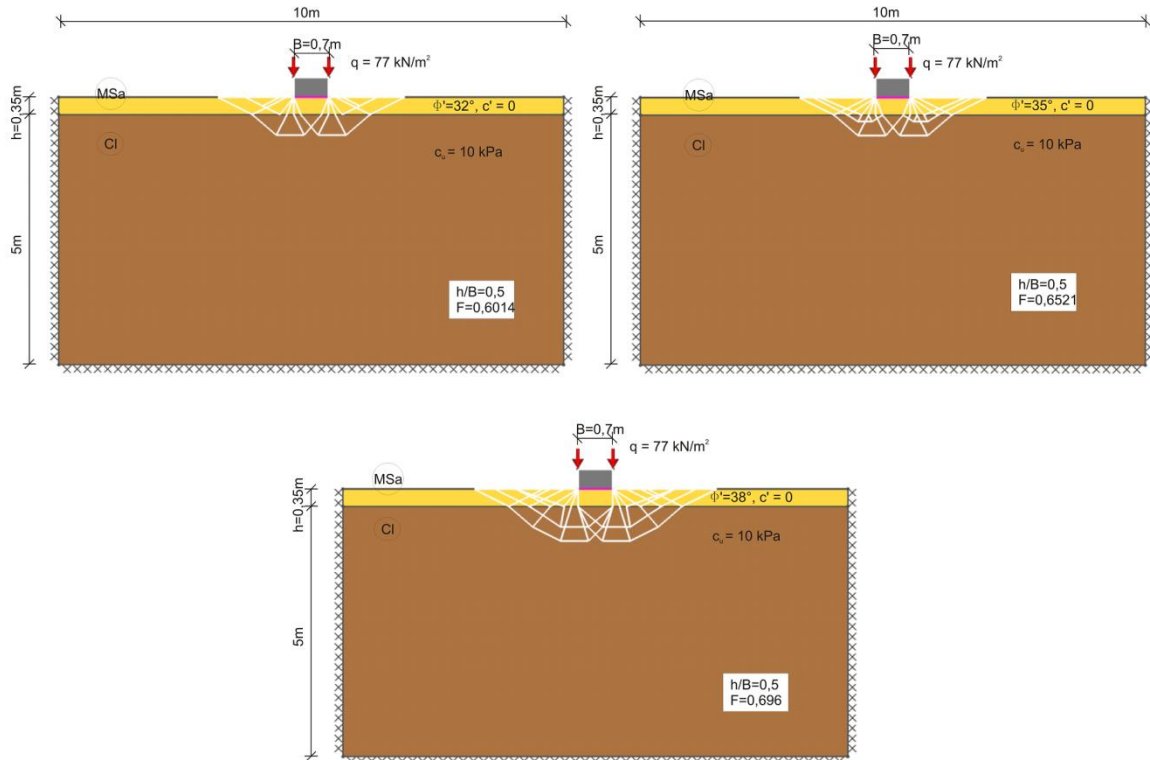
Rysunek A.25 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 1b)



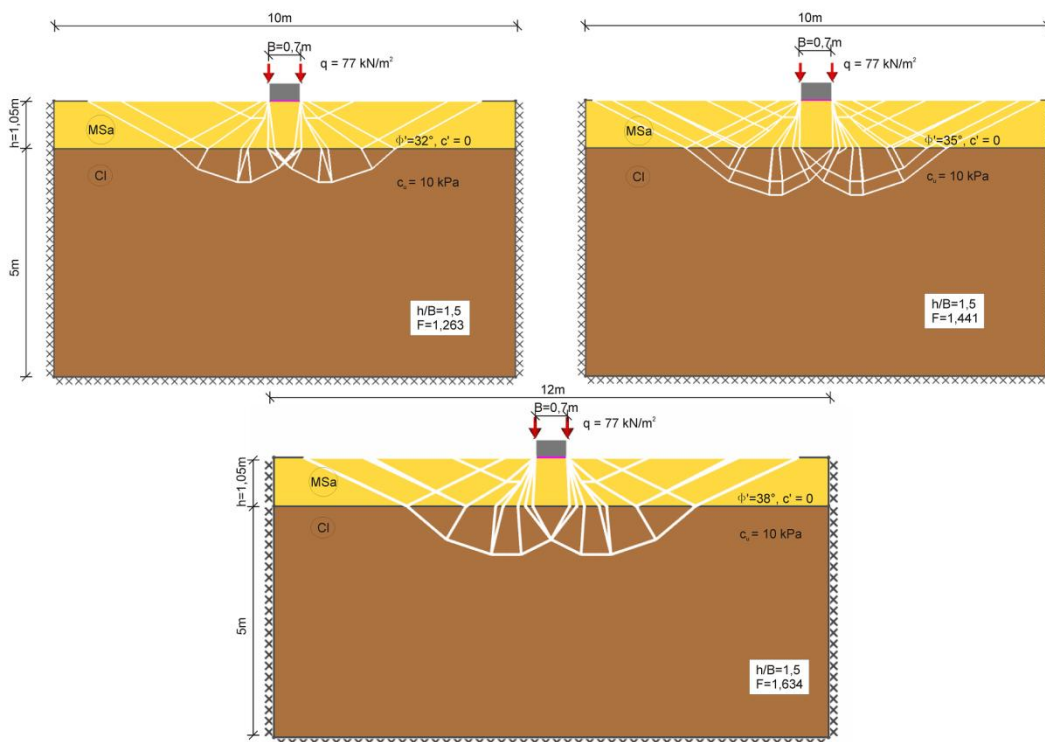
Rysunek A.26 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $(\frac{h}{B}) = 0,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznej platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 1b)



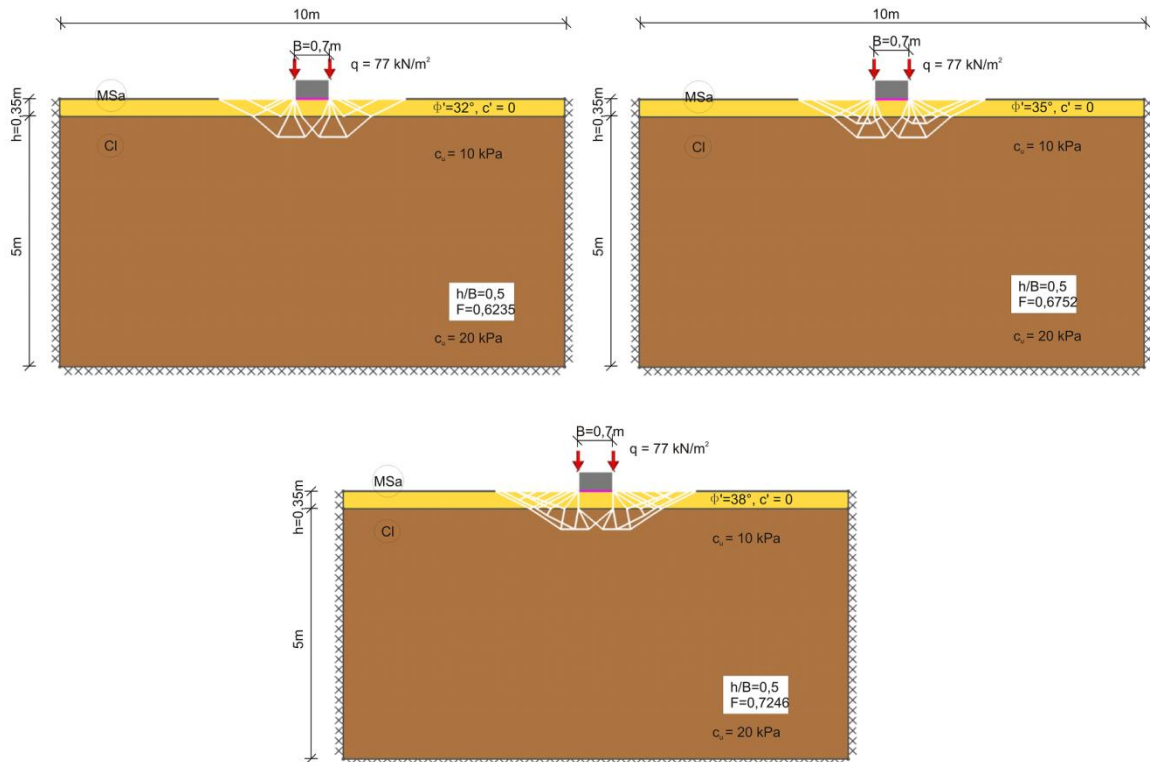
Rysunek A.27 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $(\frac{h}{B}) = 1,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznej platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 1b)



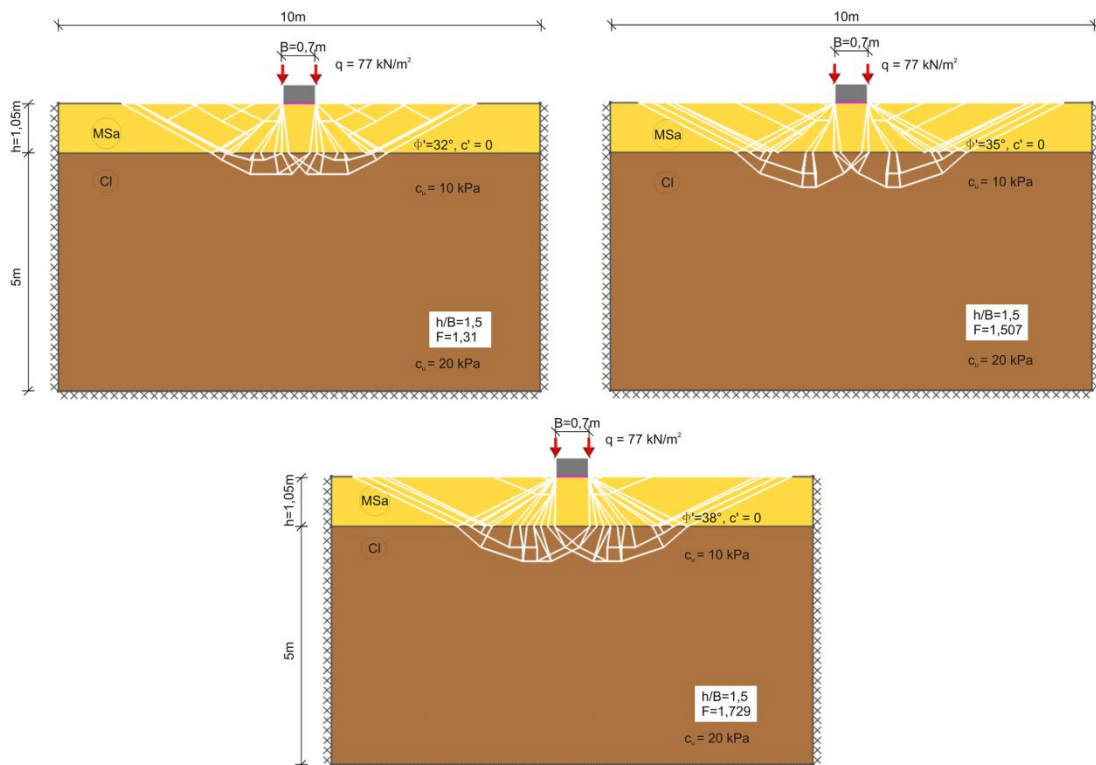
Rysunek A.28 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy ($\frac{h}{B}$) = 0,5 i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 2b*)



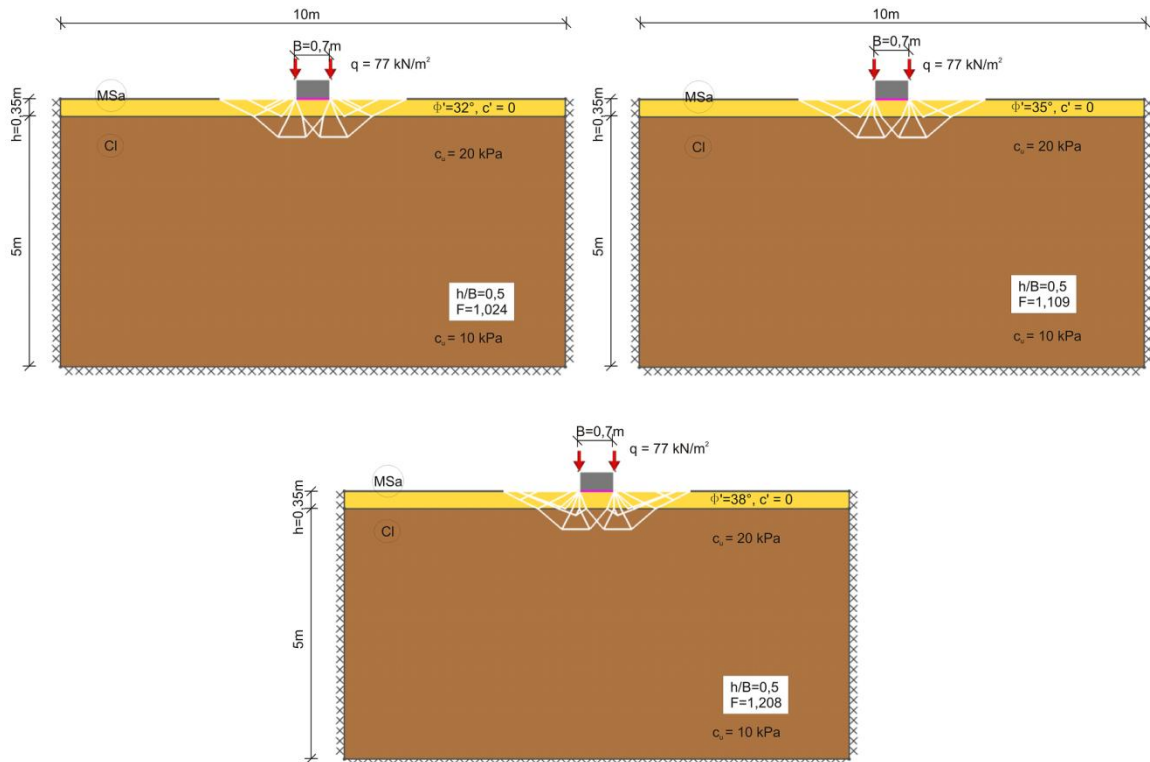
Rysunek A.29 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy ($\frac{h}{B}$) = 1,5 i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 2b*)



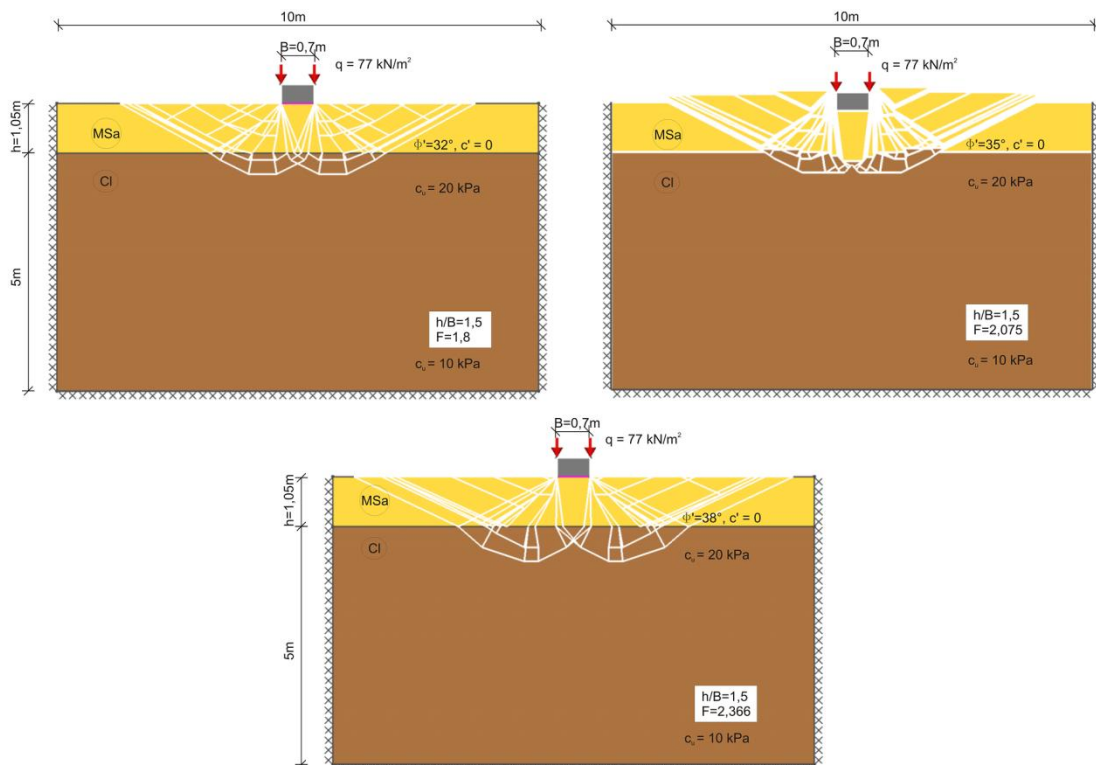
Rysunek A.30 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 2b*)



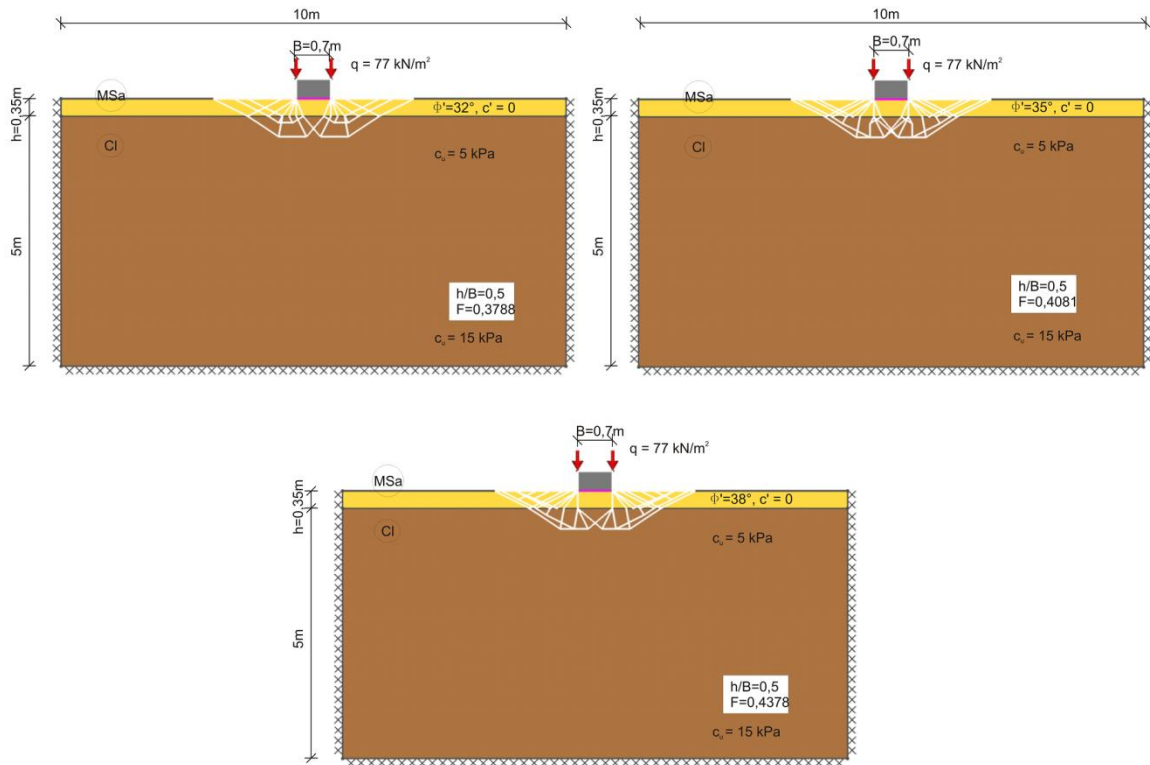
Rysunek A.31 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 2b*)



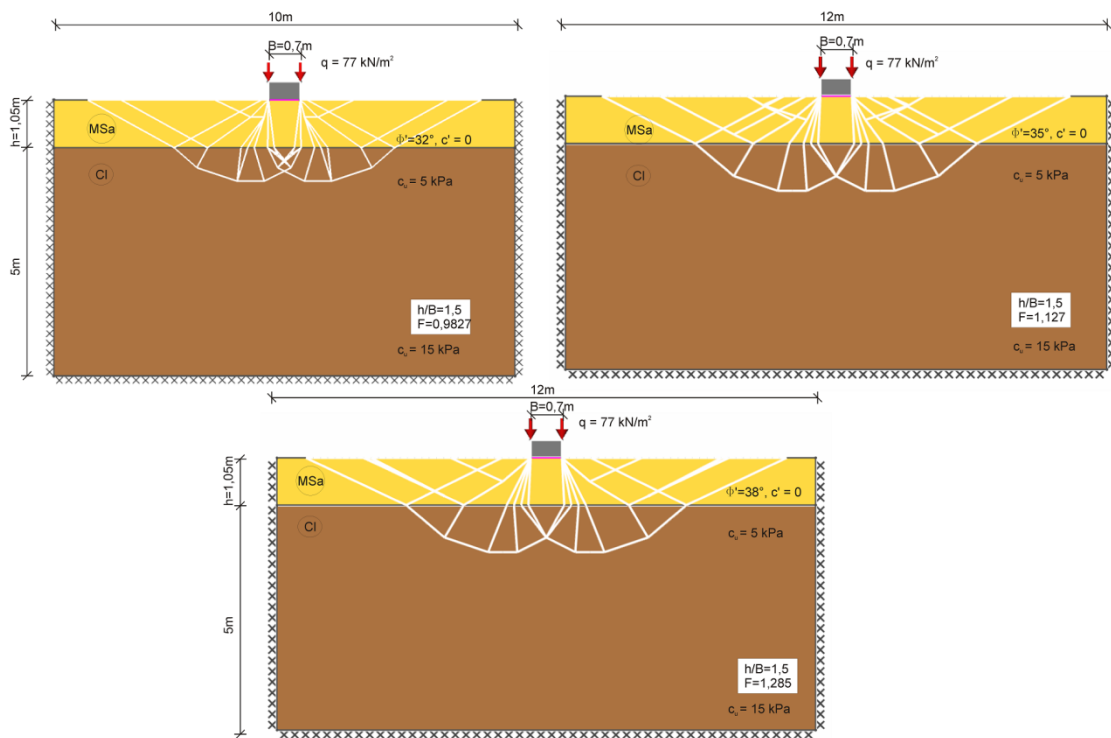
Rysunek A.32 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy ($\frac{h}{B}$) = 0,5 i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 2b*)



Rysunek A.33 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy ($\frac{h}{B}$) = 1,5 i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 2b*)

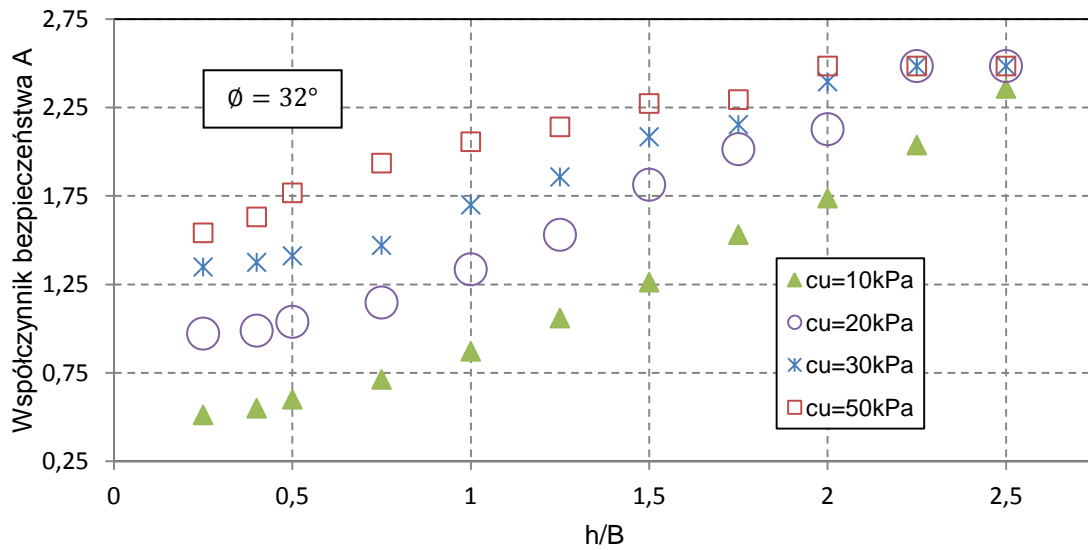


Rysunek A.34 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy ($\frac{h}{B}$) = 0,5 i różnych wartościach kąta tarcia wewnątrz platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 2b*)



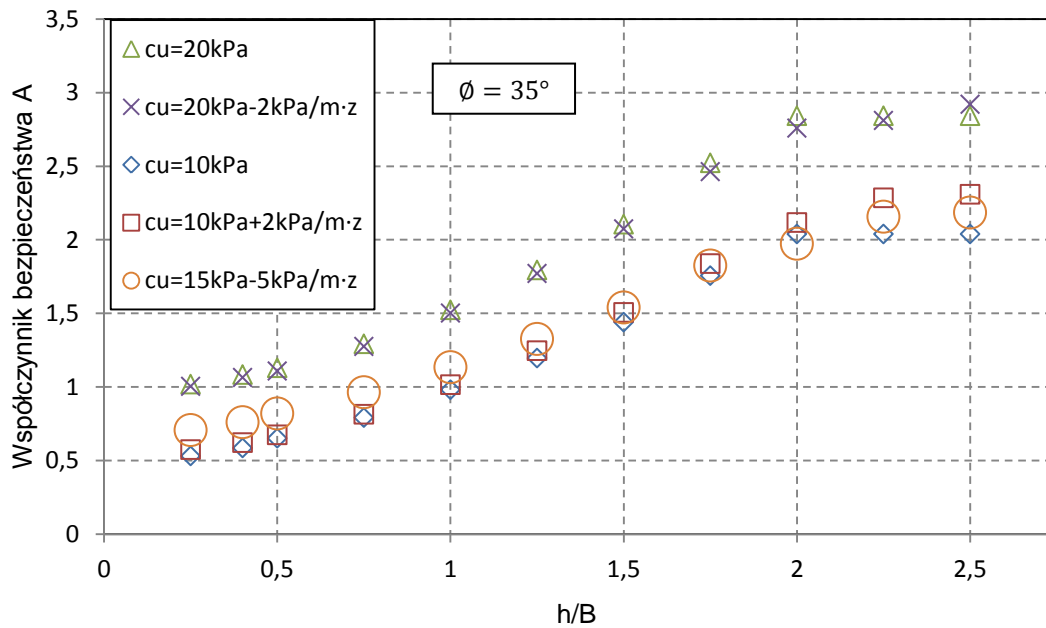
Rysunek A.35 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy ($\frac{h}{B}$) = 1,5 i różnych wartościach kąta tarcia wewnątrz platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 2b*)

Eurokod 7 podejście 2b*



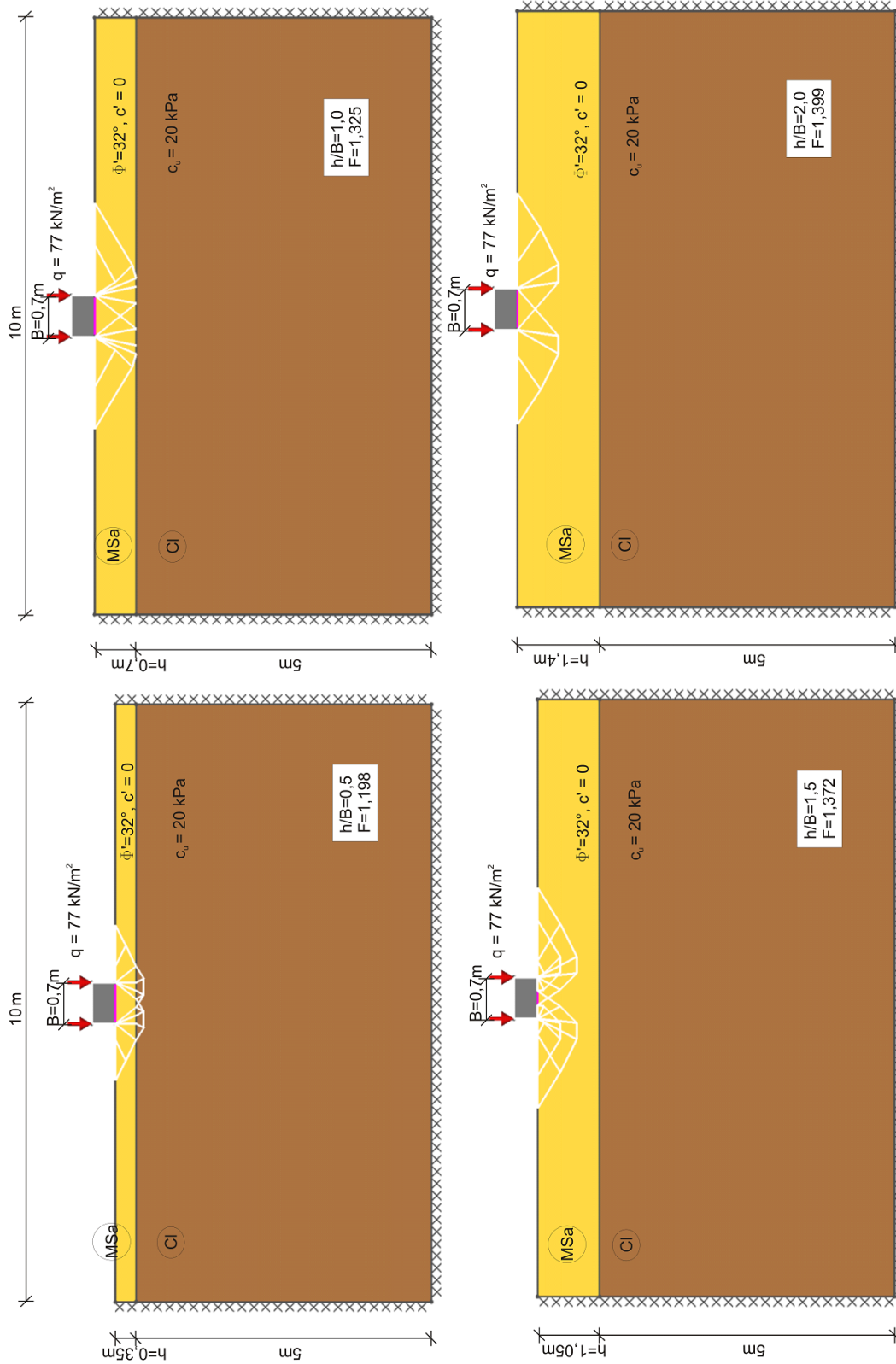
Rysunek A.36 Współczynnik bezpieczeństwa A w zależności od względnej miąższości platformy roboczej ($\frac{h}{B}$) dla różnych wartości wytrzymałości na ścinanie bez odpływu c_u , $\phi = 32^\circ$.

Eurokod 7 podejście 2b*

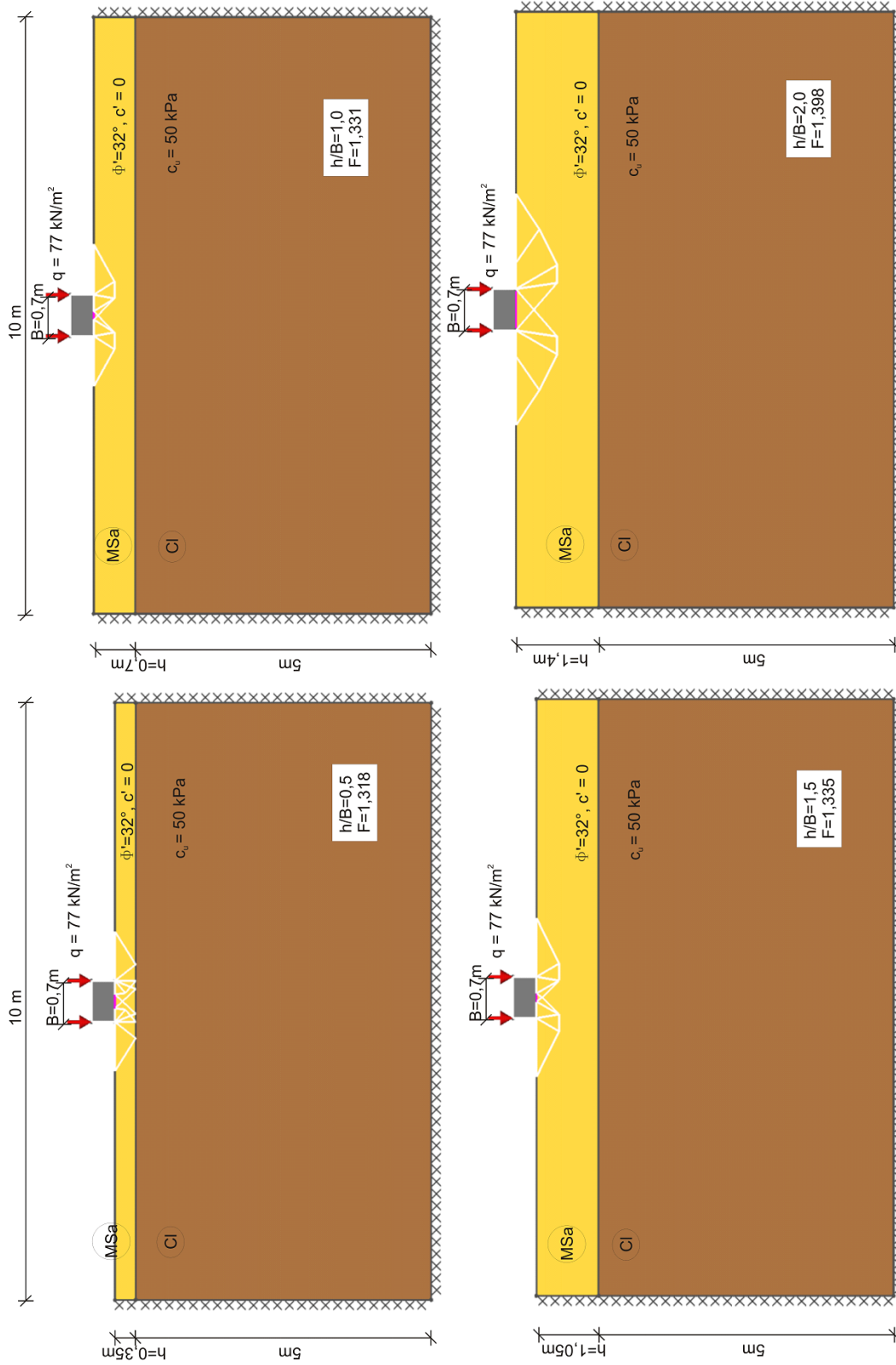


Rysunek A.37 Współczynnik bezpieczeństwa A w zależności od względnej miąższości platform roboczych ($\frac{h}{B}$) w przypadku różnych schematów rozkładu wytrzymałości na ścinanie bez odpływu.

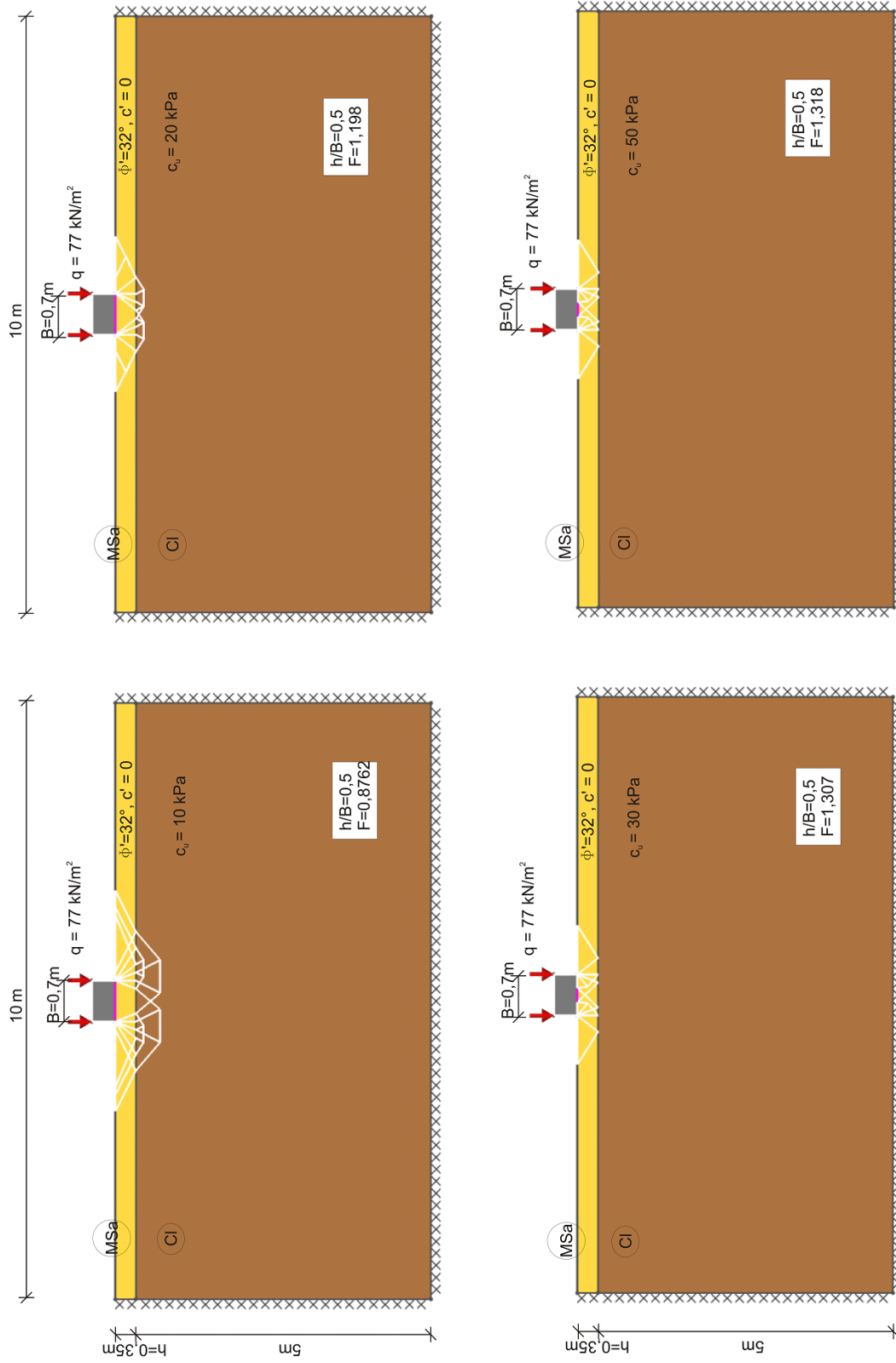
B. Współczynnik bezpieczeństwa B



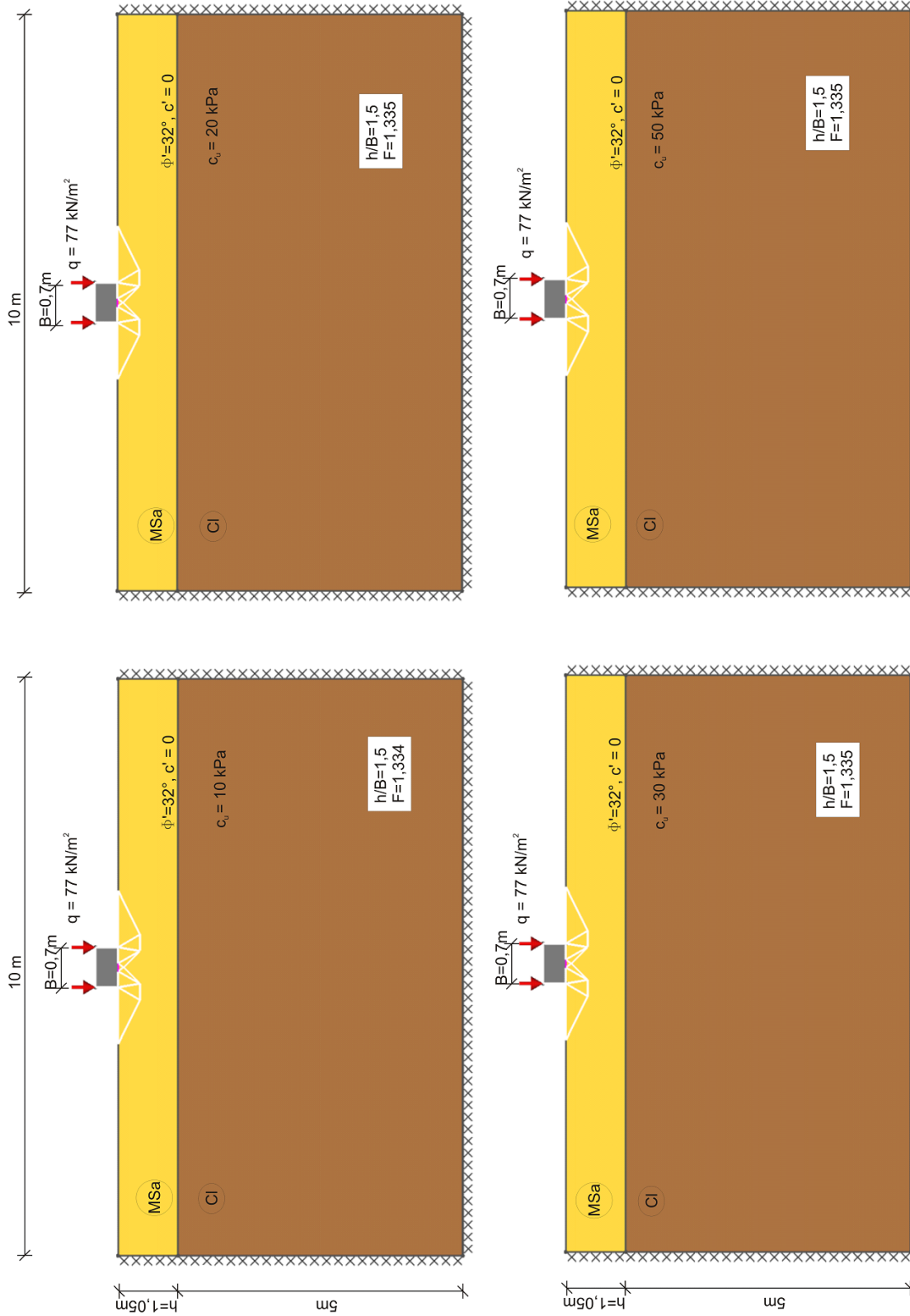
Rysunek B.1 Mechanizmy zniszczenia przy względnych miąższościach platformy ($\frac{h}{B} = 0,5; 1; 1,5; 2$, wytrzymałości na ścinanie bez odpywy $c_u = 20 \text{ kPa}$ (współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych podłoża równe jeden)



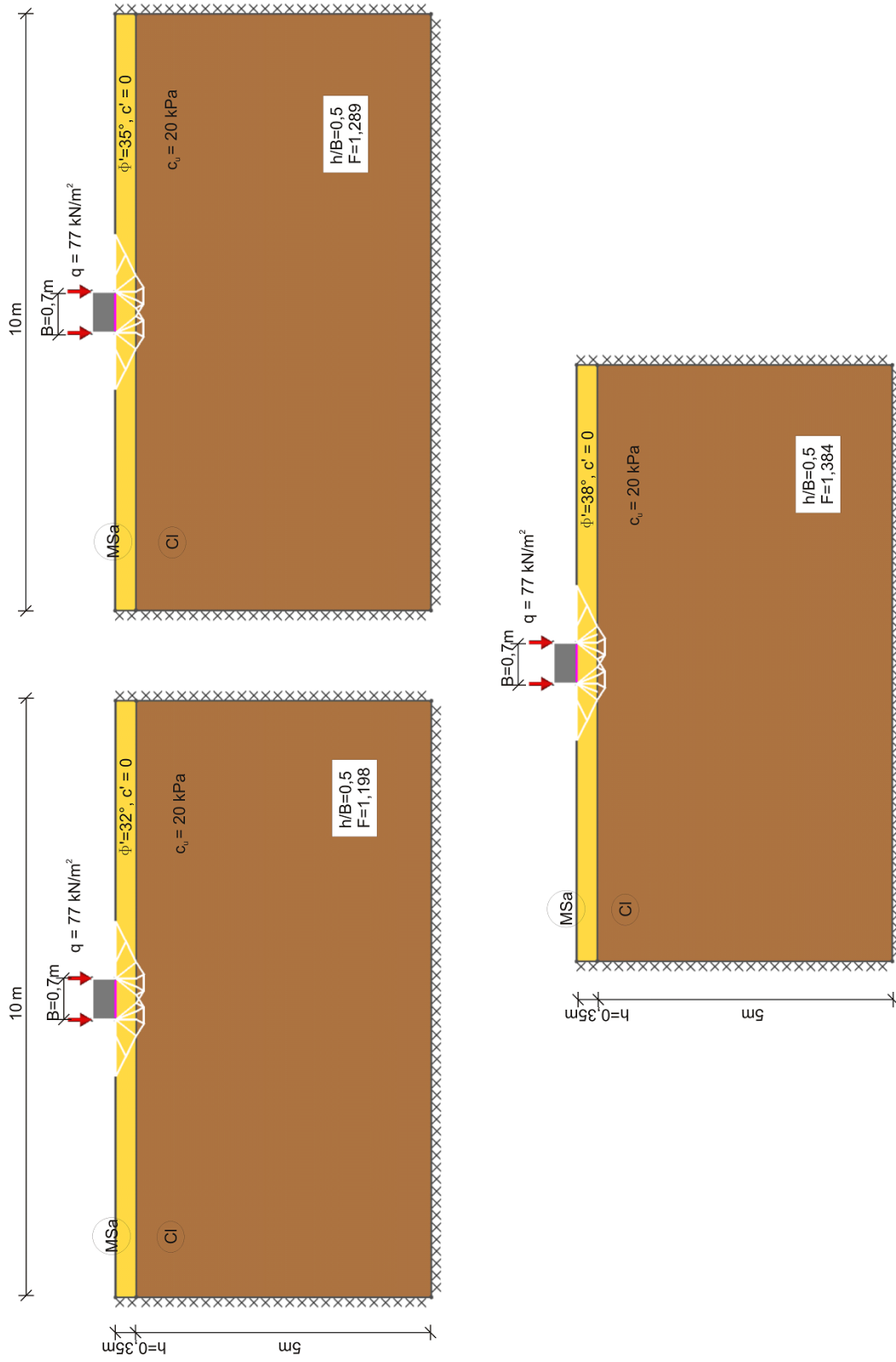
Rysunek B.2 Mechanizmy zniszczenia przy względnych miąższościach platformy $(\frac{h}{B}) = 0,5; 1, 1,5; 2$, wytrzymałości na ścinanie bez odpływu $c_u = 50 kPa$ (współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych podłoża równe jeden)



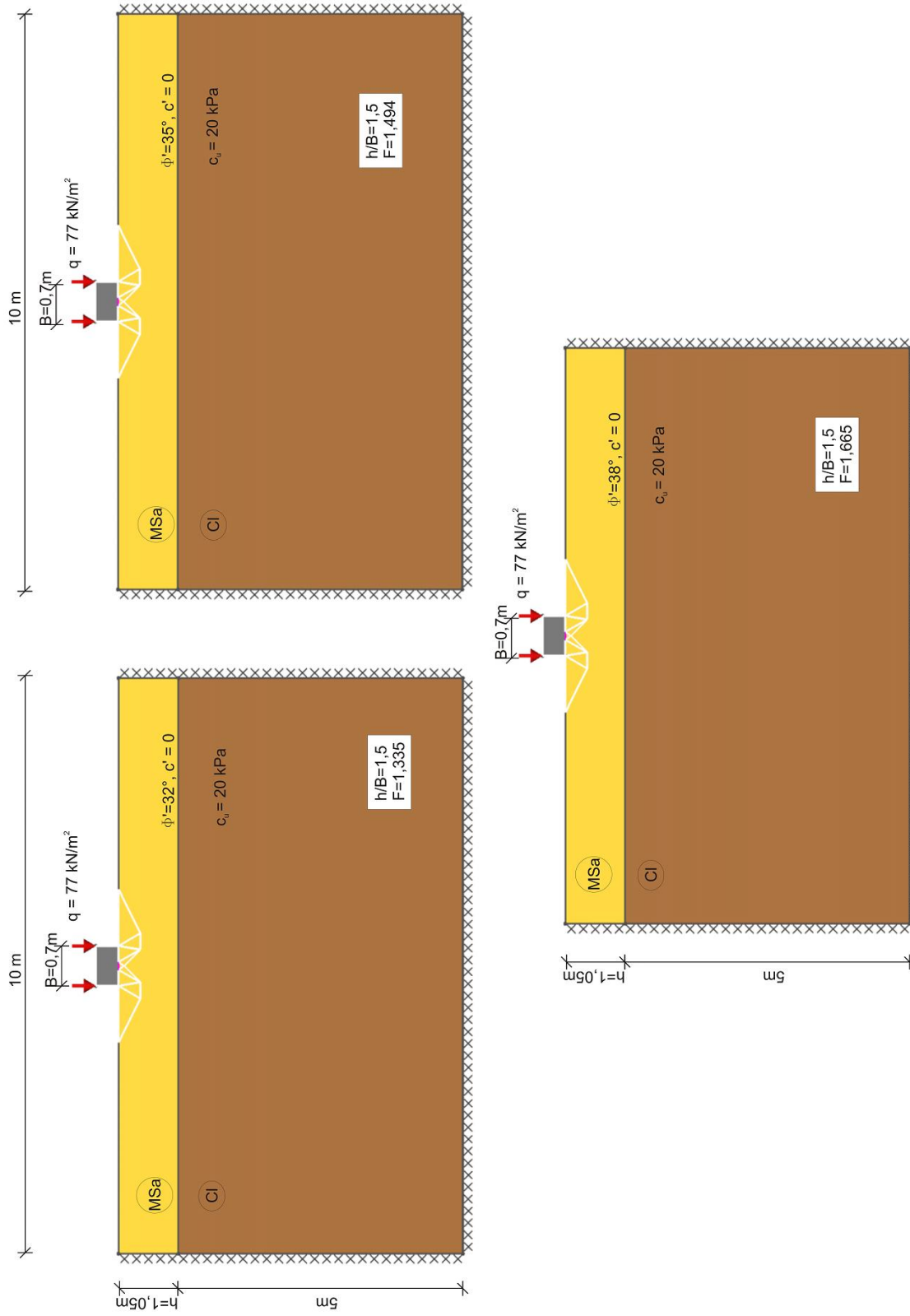
Rysunek B.3 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy ($\frac{h}{B}$) = 0,5 i różnych wartościach wytrzymałości na ścinanie bez odpływu c_u (współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych podłoża równo jeden)



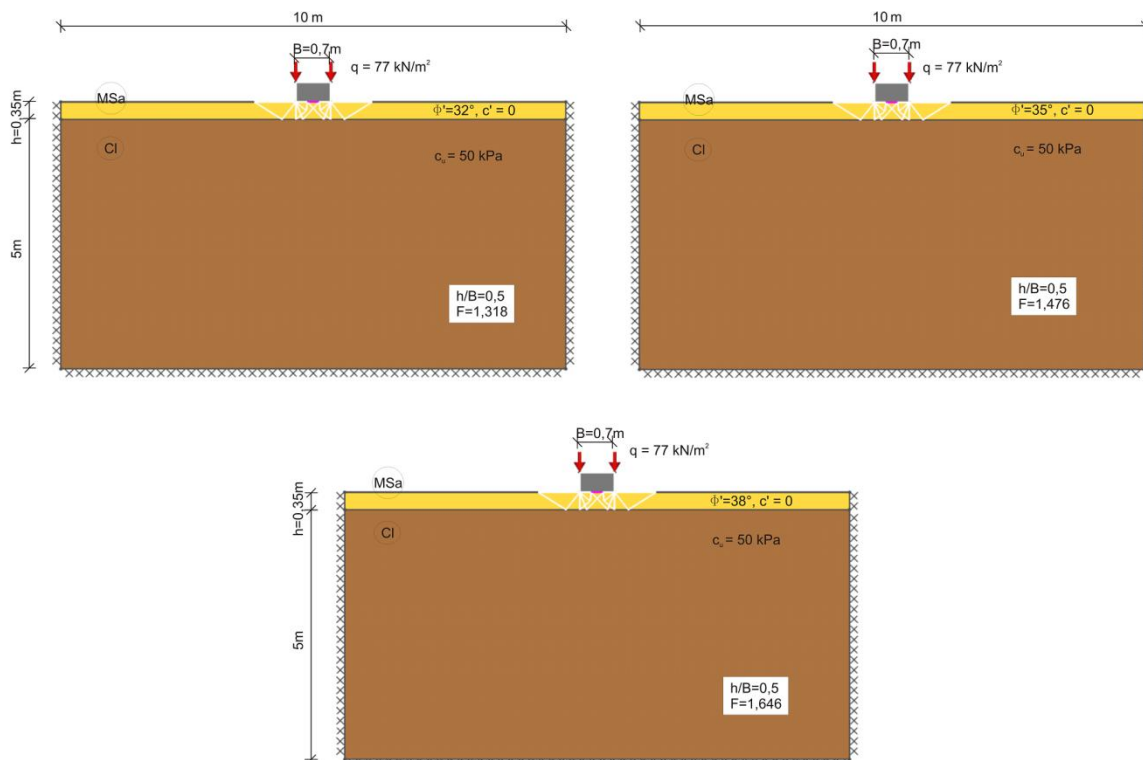
Rysunek B.4 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $(\frac{h}{B}) = 1.5$ i różnych wartościach wytrzymałości na ścinanie bez odplywu c_u (współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych podłoża równo jeden)



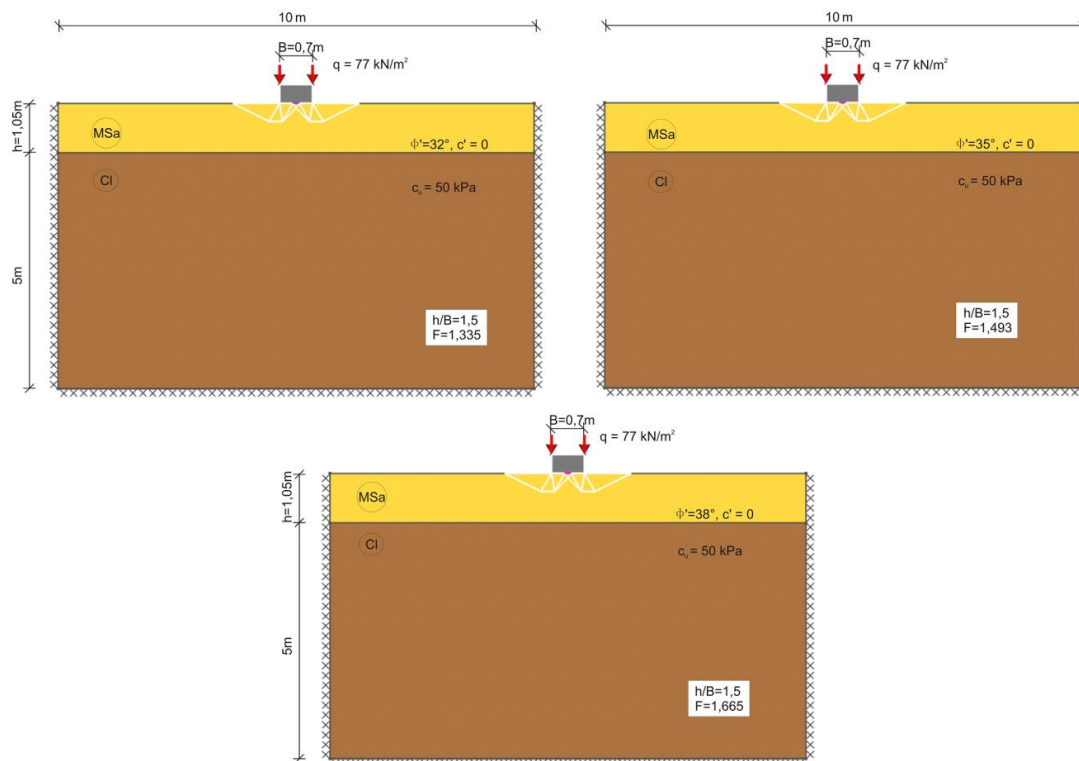
Rysunek B.5 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $(\frac{h}{B}) = 0,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych podłoża równe jeden)



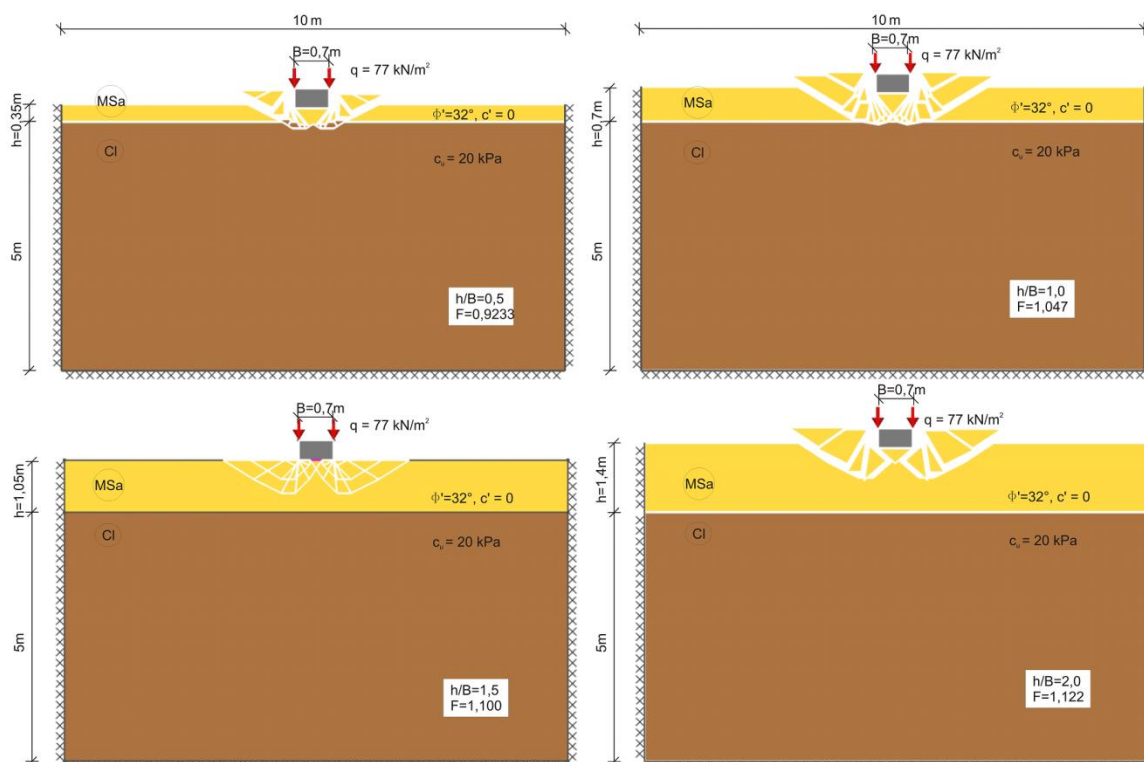
Rysunek B.6 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznej platformy roboczej ϕ' (współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych podłoża równe jeden)



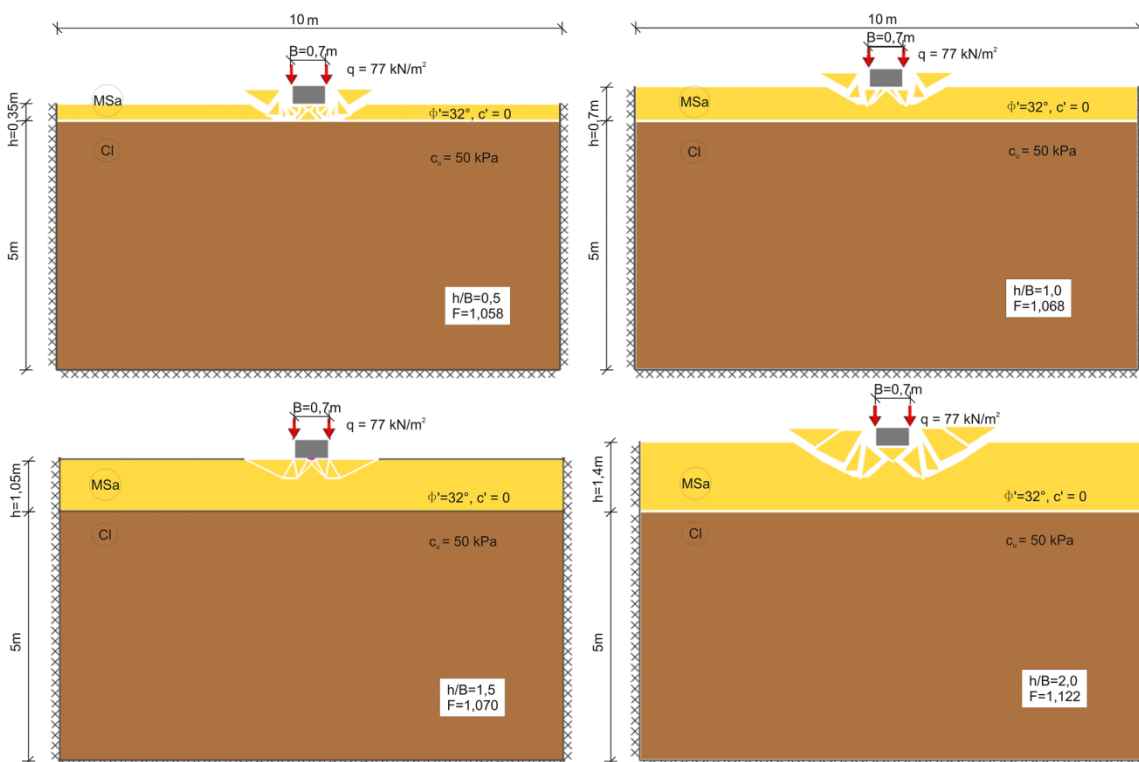
Rysunek B.7 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (współczynniki częściowe dla parametrów podłoża równe jeden)



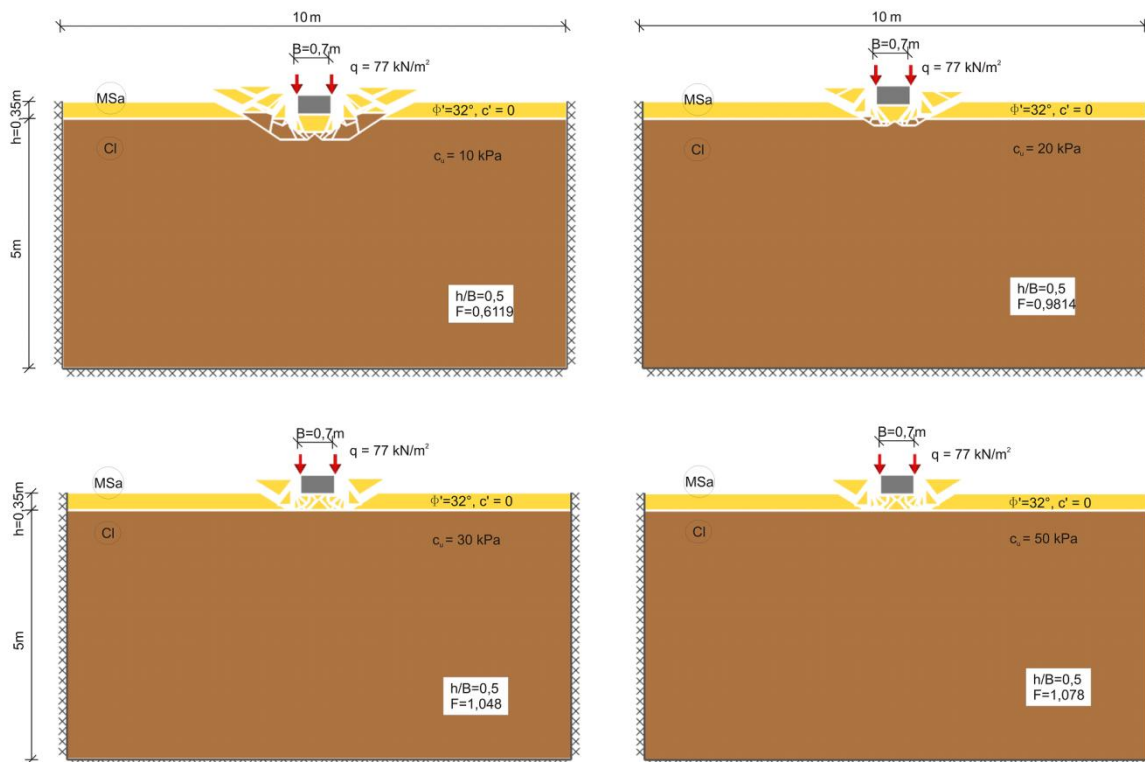
Rysunek B.8 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznego platformy roboczej ϕ' (współczynniki częściowe dla parametrów podłoża równe jeden)



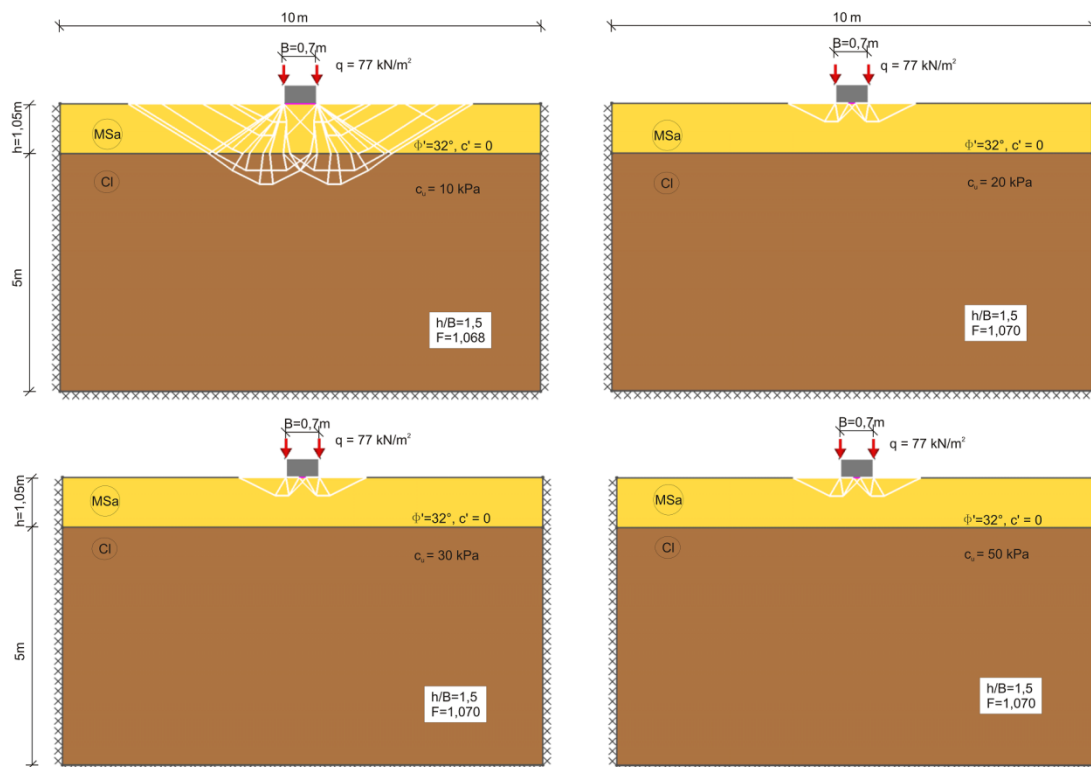
Rysunek B.9 Mechanizmy zniszczenia przy względnych miąższościach platformy ($\frac{h}{B}$) = 0,5; 1; 1,5; 2, wytrzymałości na ścinanie bez odpływu $c_u = 20 \text{ kPa}$ (Eurokod 7, podejście 1b)



Rysunek B.10 Mechanizmy zniszczenia przy względnych miąższościach platformy ($\frac{h}{B}$) = 0,5; 1; 1,5; 2, wytrzymałości na ścinanie bez odpływu $c_u = 50 \text{ kPa}$ (Eurokod 7, podejście 1b)

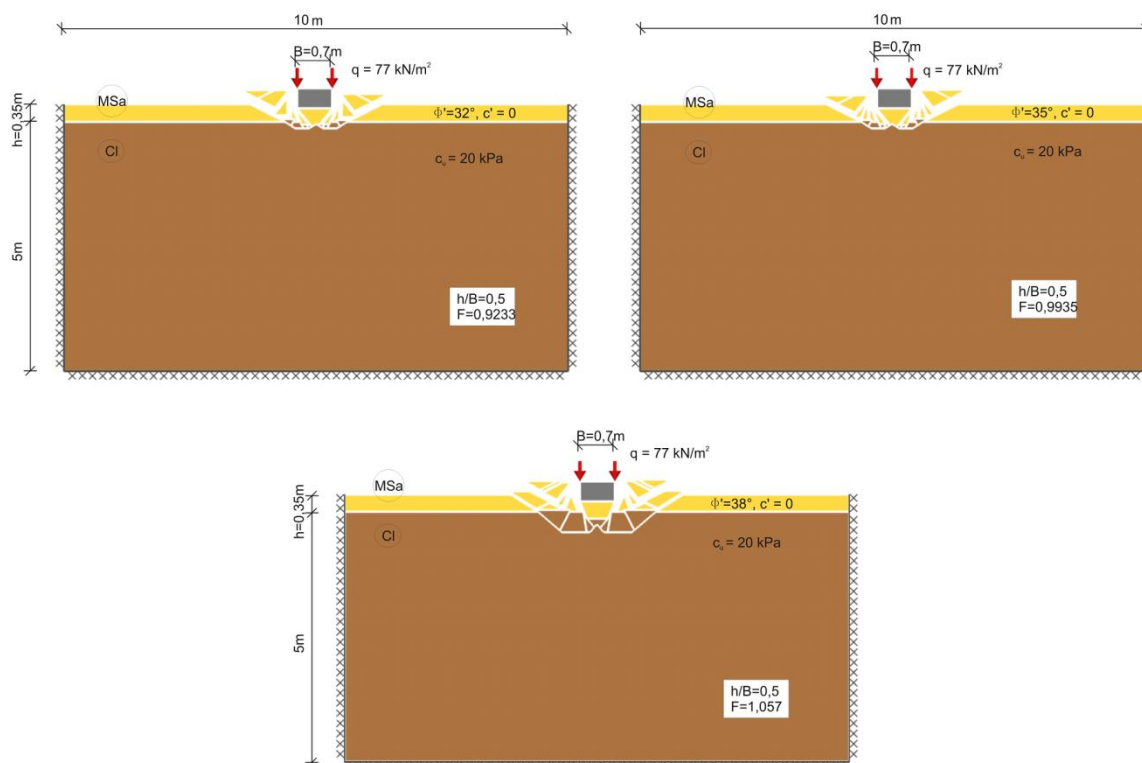


Rysunek B.11 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$ i różnych wartościach wytrzymałości na ścinanie bez odpływu c_u (Eurokod 7, podejście 1b)

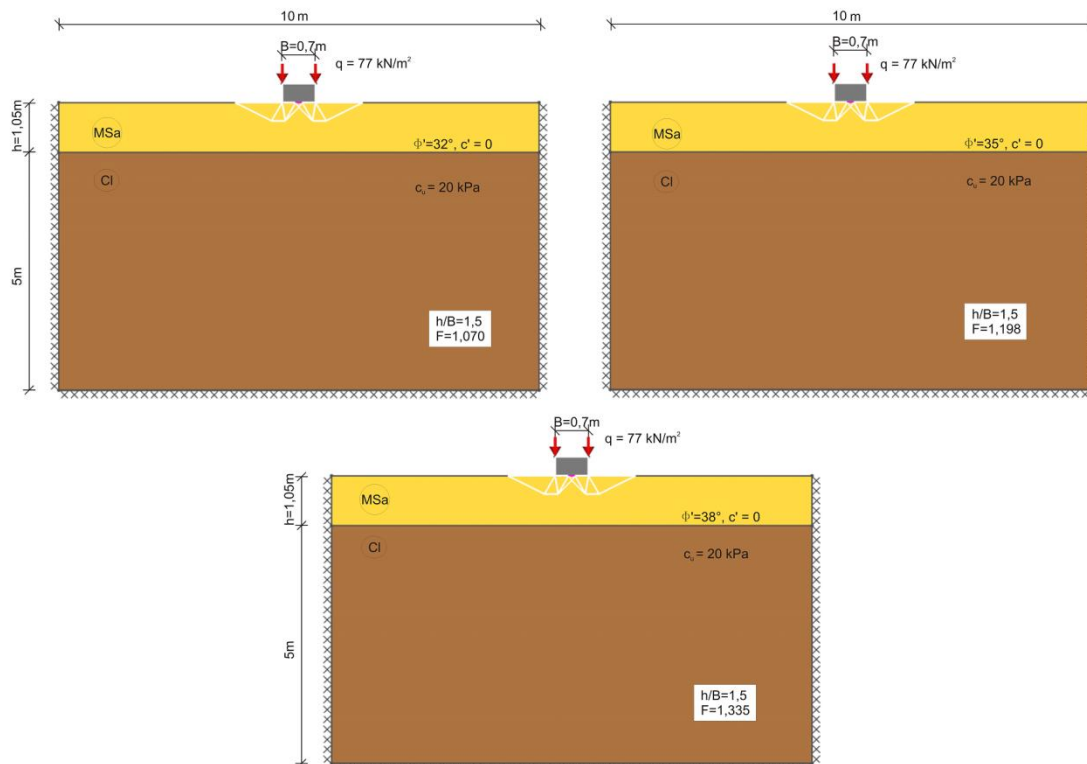


Rysunek B.12 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,5$ i różnych wartościach wytrzymałości na ścinanie bez odpływu c_u (Eurokod 7, podejście 1b)



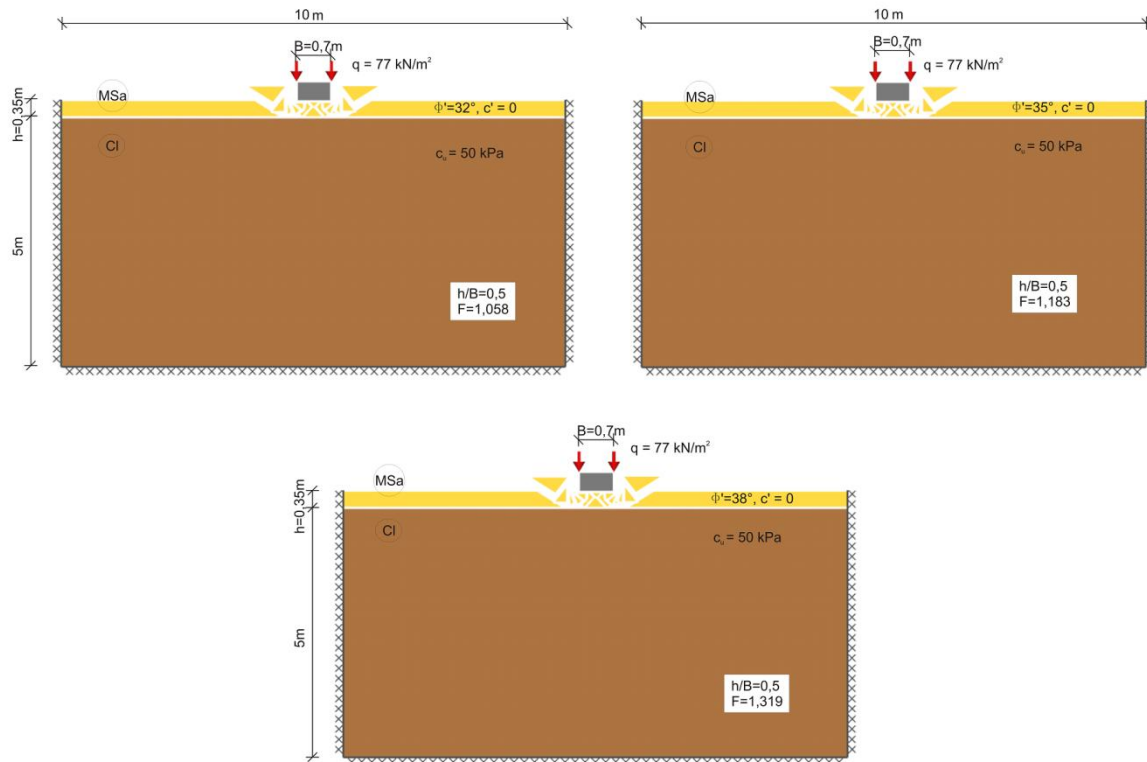


Rysunek B.13 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznej platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 1b)

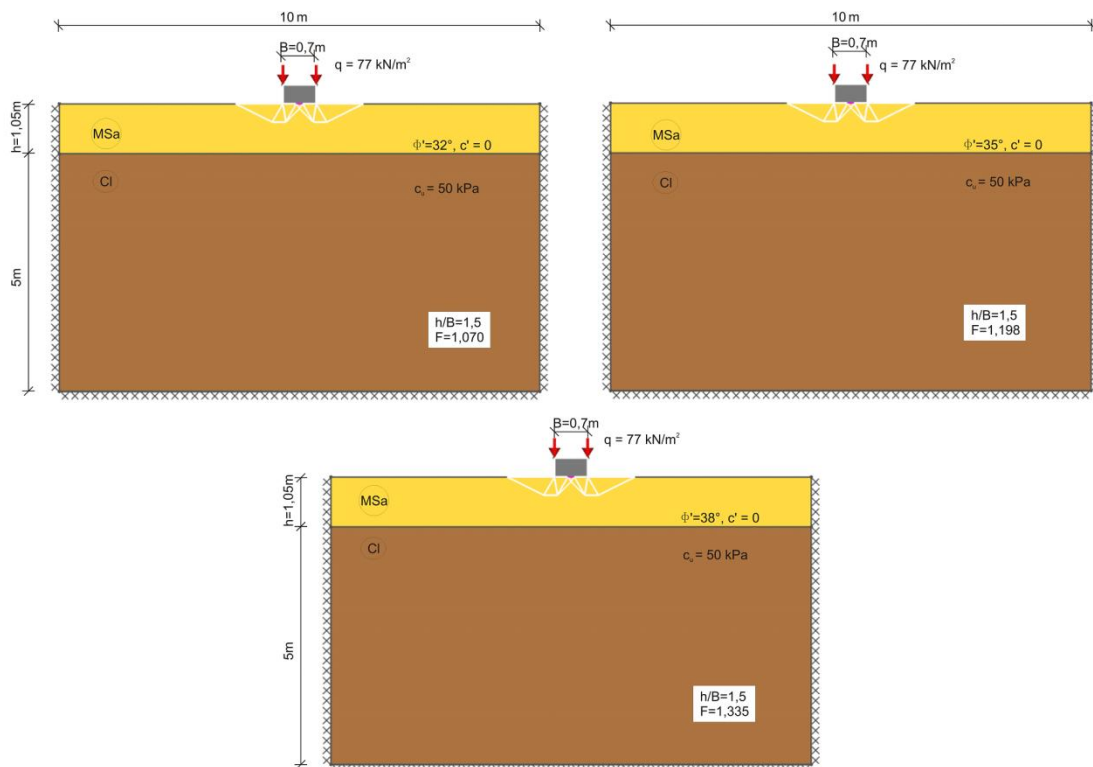


Rysunek B.14 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznej platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 1b)



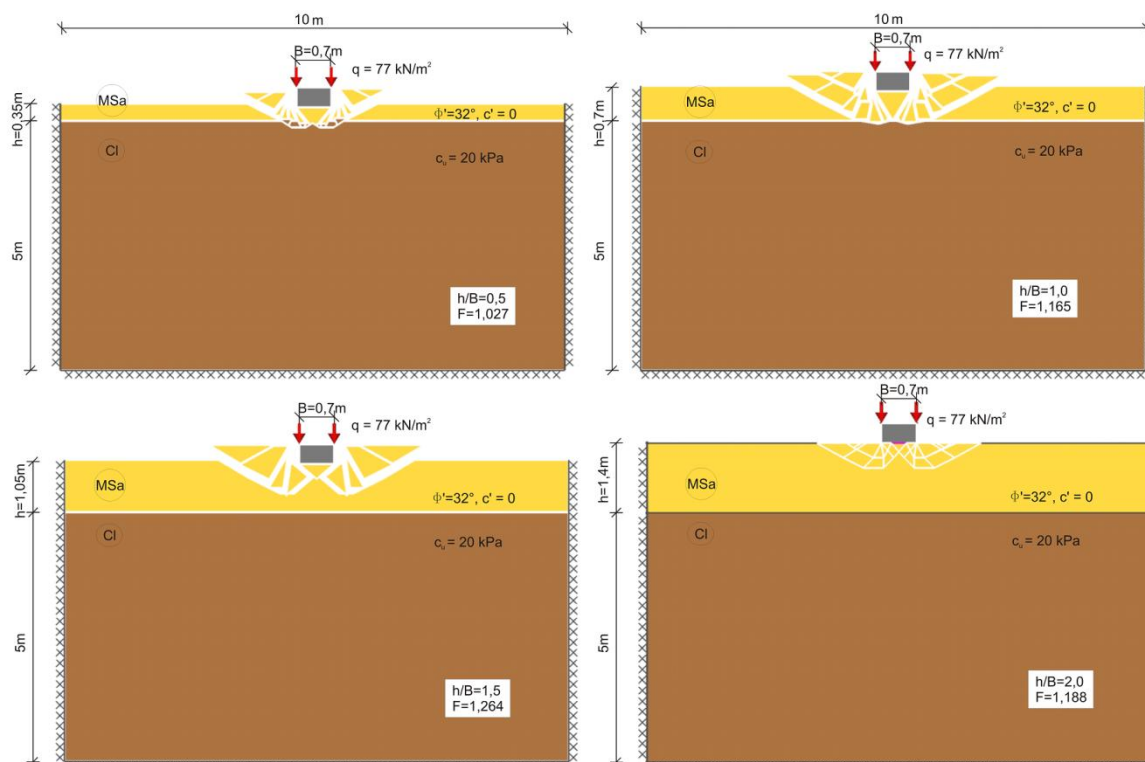


Rysunek B.15 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznej platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 1b)

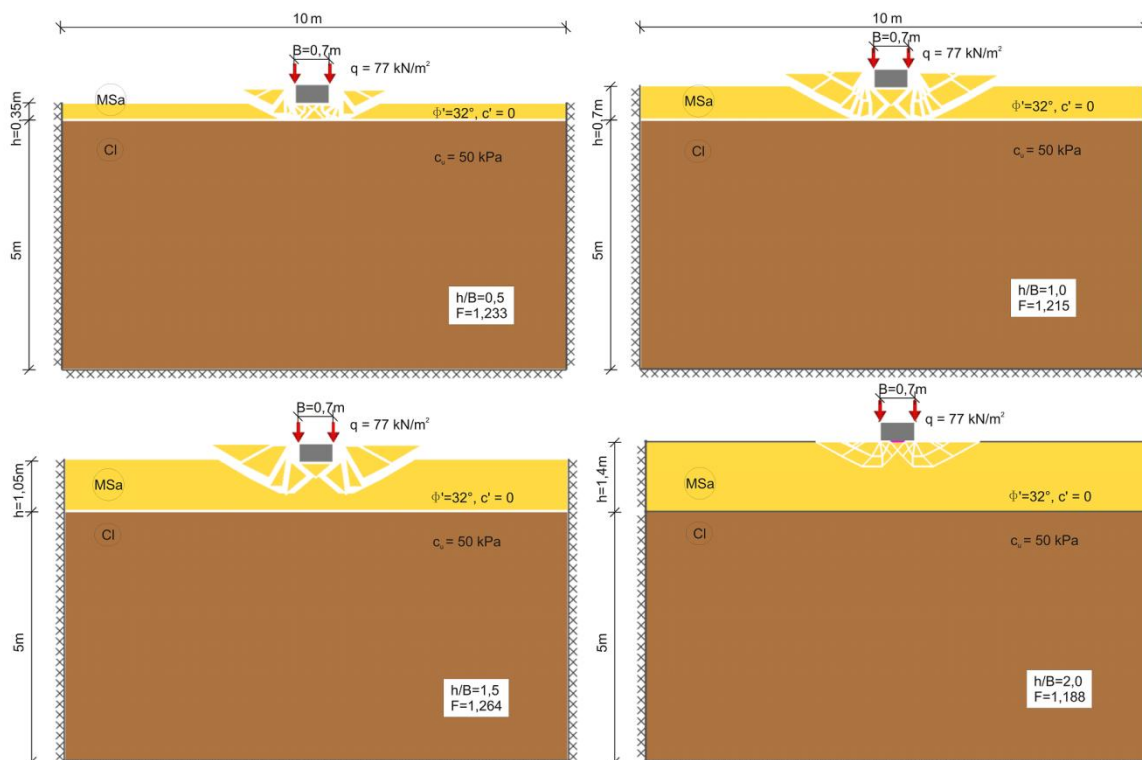


Rysunek B.16 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznej platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 1b)

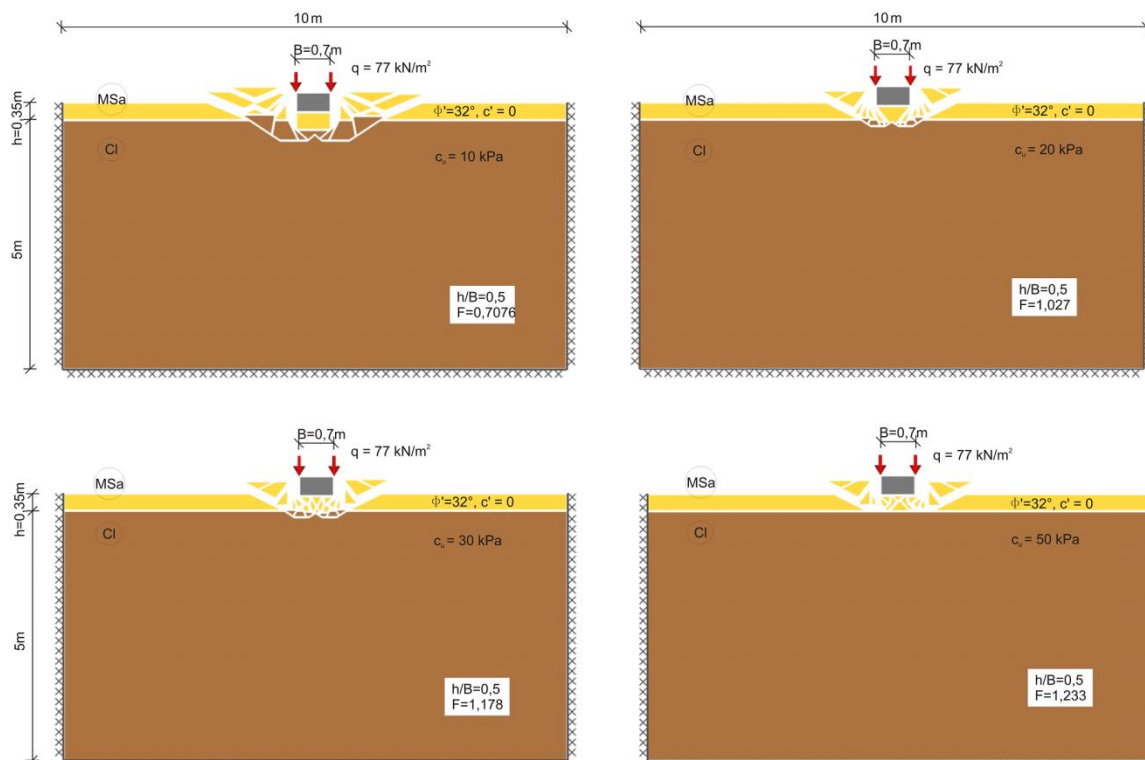




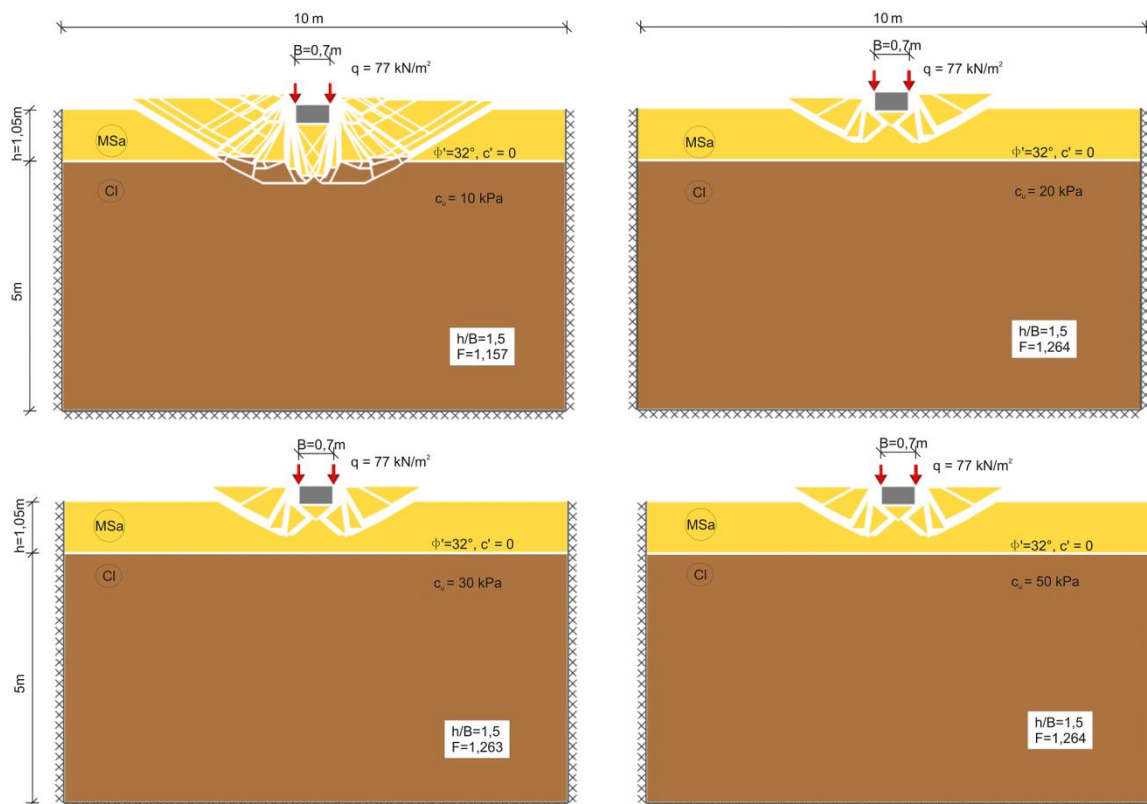
Rysunek B.17 Mechanizmy zniszczenia przy względnych miąższościach platformy $(\frac{h}{B}) = 0,5; 1; 1,5; 2$, wytrzymałości na ścinanie bez odpływu $c_u = 20 \text{ kPa}$ (Eurokod 7, podejście 2b*)



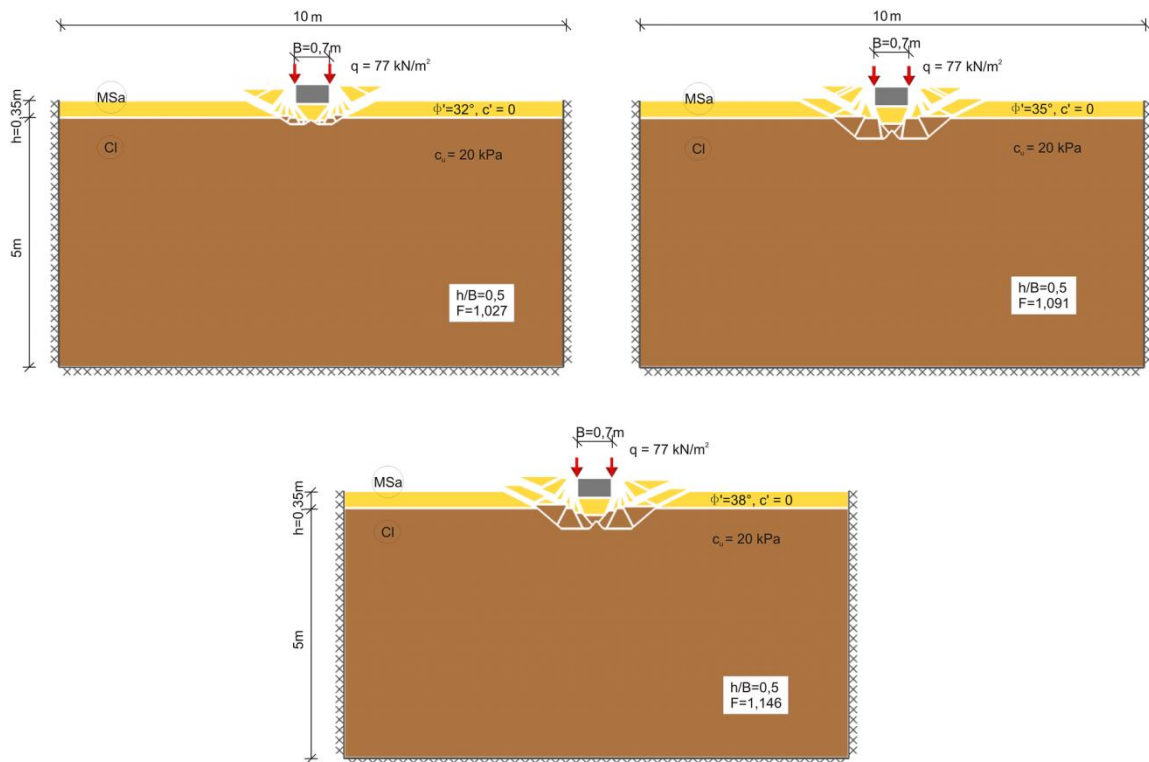
Rysunek B.18 Mechanizmy zniszczenia przy względnych miąższościach platformy $(\frac{h}{B}) = 0,5; 1; 1,5; 2$, wytrzymałości na ścinanie bez odpływu $c_u = 50 \text{ kPa}$ (Eurokod 7, podejście 2b*)



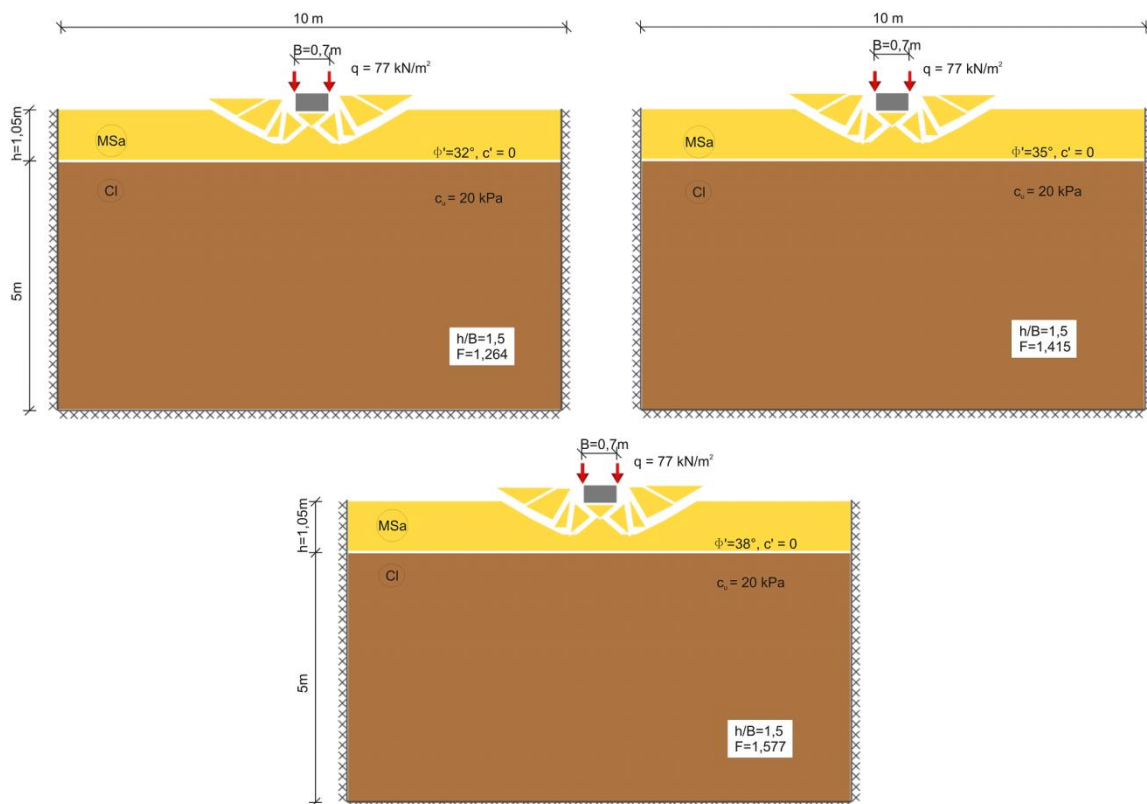
Rysunek B.19 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $(\frac{h}{B}) = 0,5$ i różnych wartościach wytrzymałości na ścinanie bez odpływu c_u (Eurokod 7, podejście 2b*)



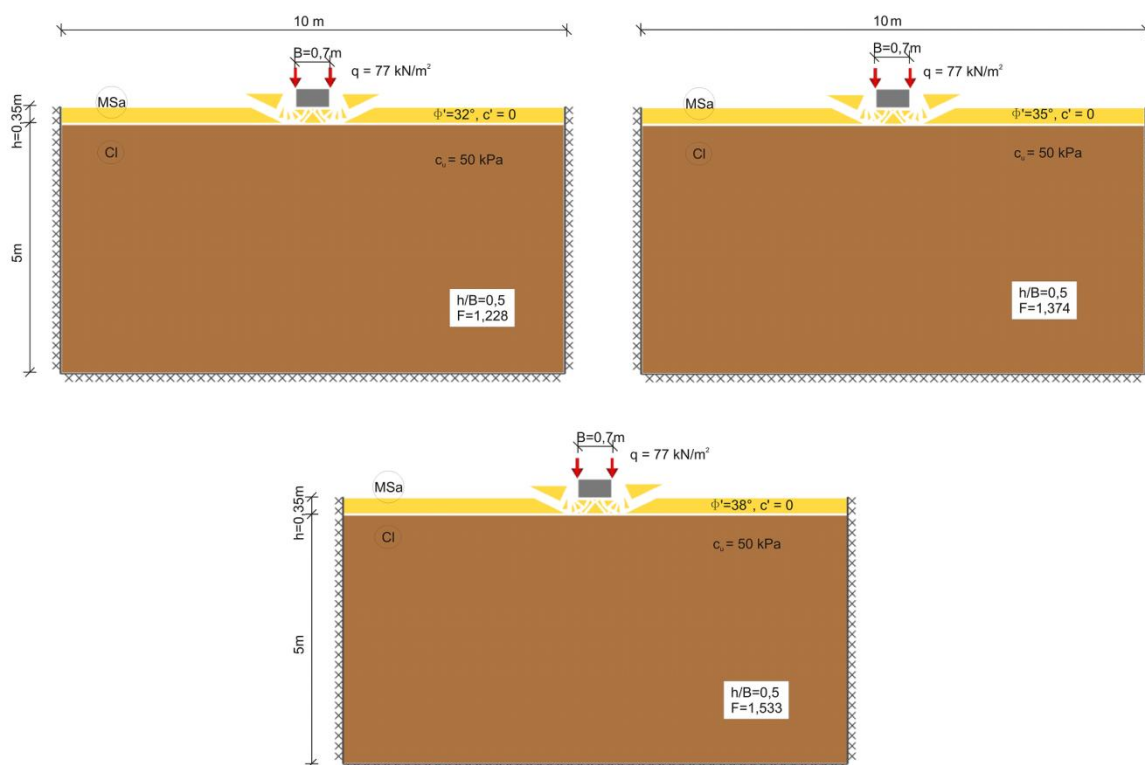
Rysunek B.20 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $(\frac{h}{B}) = 1,5$ i różnych wartościach wytrzymałości na ścinanie bez odpływu c_u (Eurokod 7, podejście 2b*)



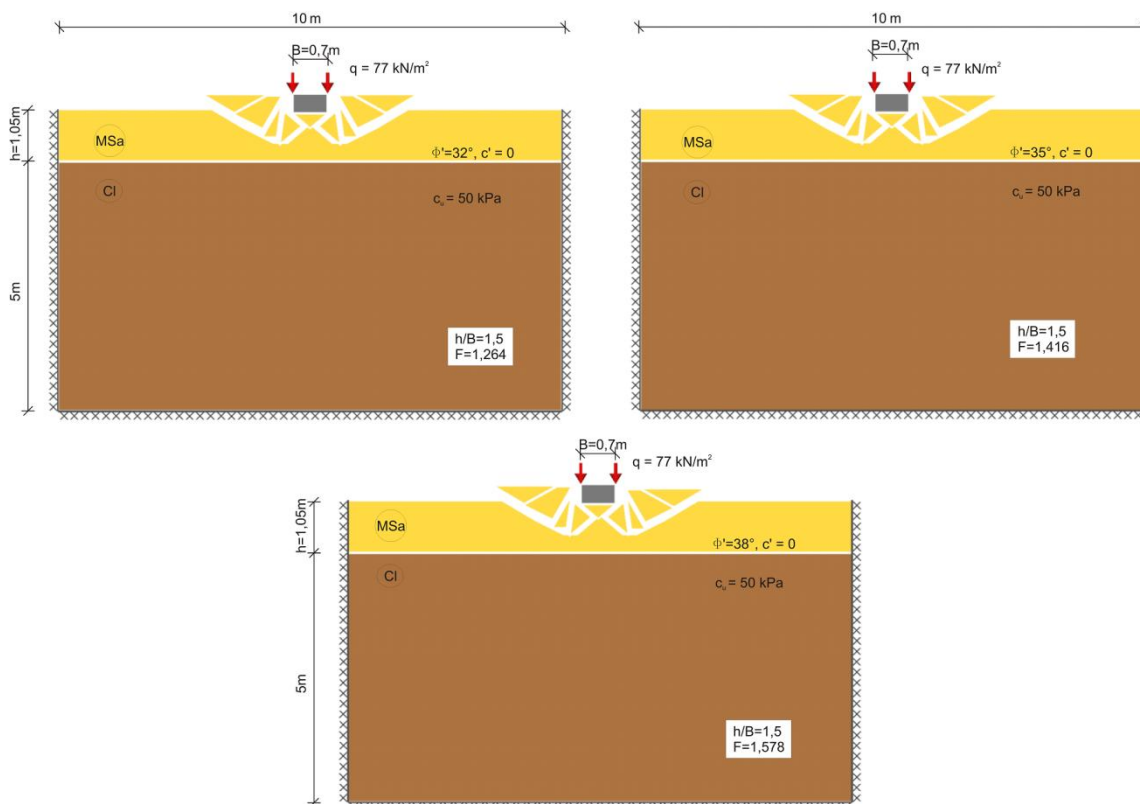
Rysunek B.21 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznej platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 2b*)



Rysunek B.22 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznej platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 2b*)

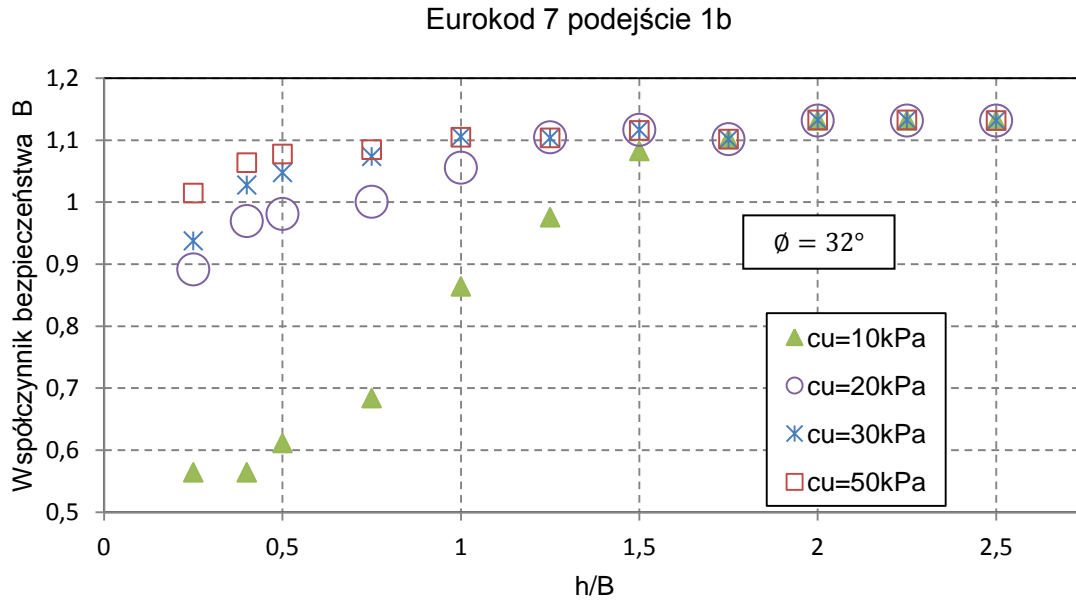


Rysunek B.23 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 0,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznej platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 2b*)

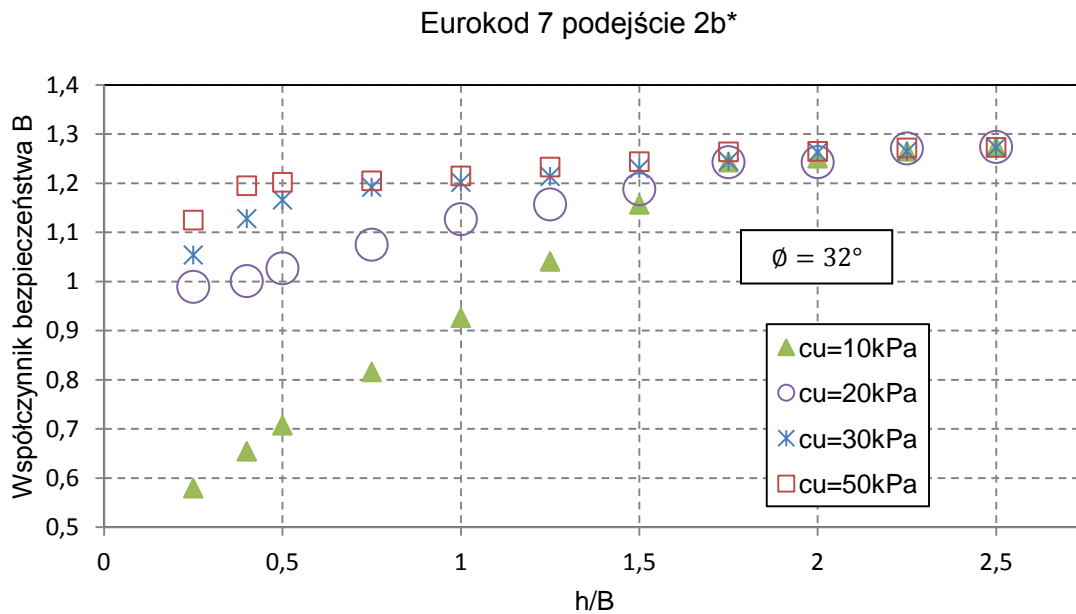


Rysunek B.24 Mechanizmy zniszczenia przy względnej miąższości platformy $\left(\frac{h}{B}\right) = 1,5$ i różnych wartościach kąta tarcia wewnętrznej platformy roboczej ϕ' (Eurokod 7, podejście 2b*)





Rysunek B.25 Współczynnik bezpieczeństwa B w zależności od względnej miąższości platformy roboczej ($\frac{h}{B}$) dla różnych wartości wytrzymałości na ścinanie bez odplywu c_u (współczynniki częściowe wg Eurokodu 7 podejście 1b).

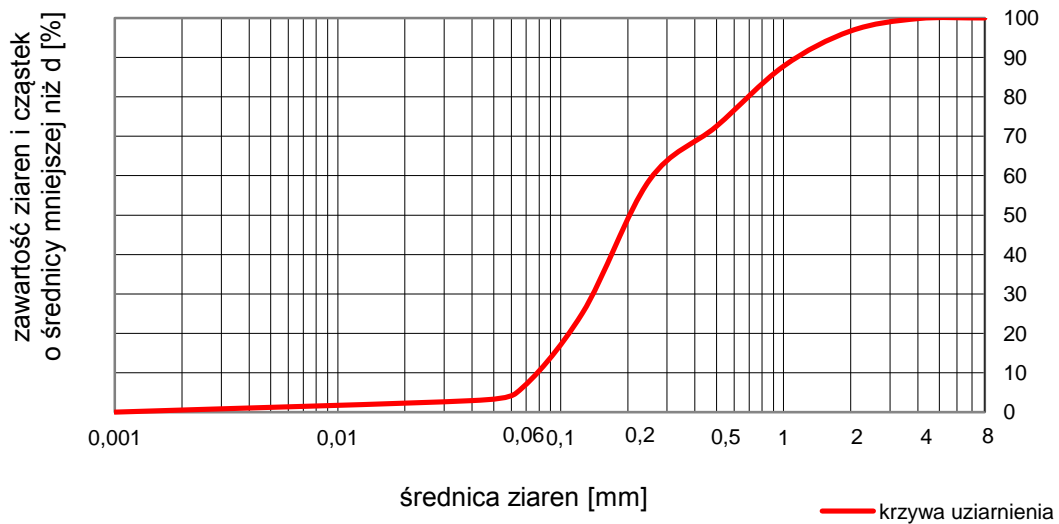


Rysunek B.26 Współczynnik bezpieczeństwa B w zależności od względnej miąższości platformy roboczej ($\frac{h}{B}$) dla różnych wartości wytrzymałości na ścinanie bez odplywu c_u (współczynniki częściowe wg Eurokodu 7 podejście 2b*).

STRONA CELOWO POZOSTAWIONA PUSTA

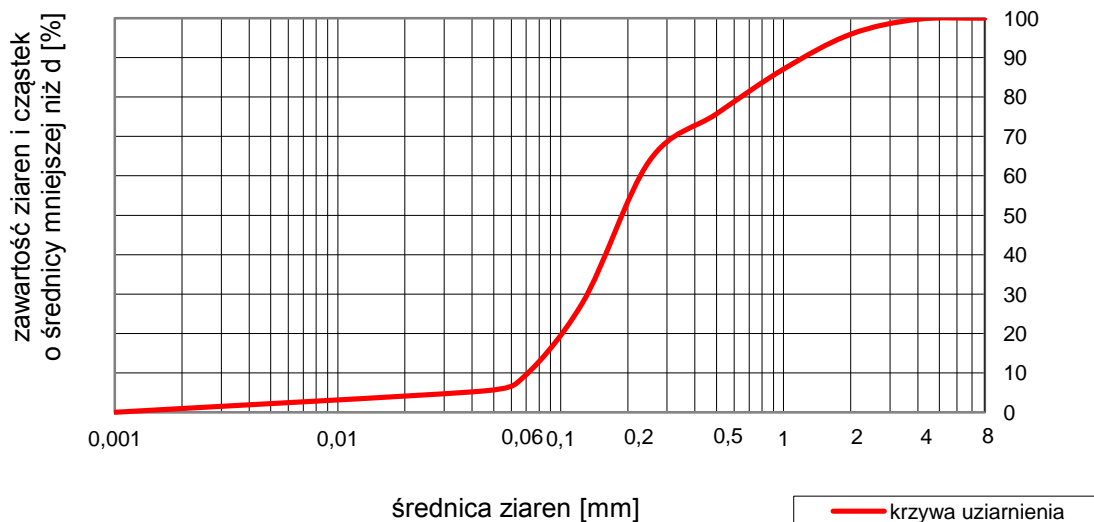
ANEKS NR 2

A. Krzywe uziarnienia



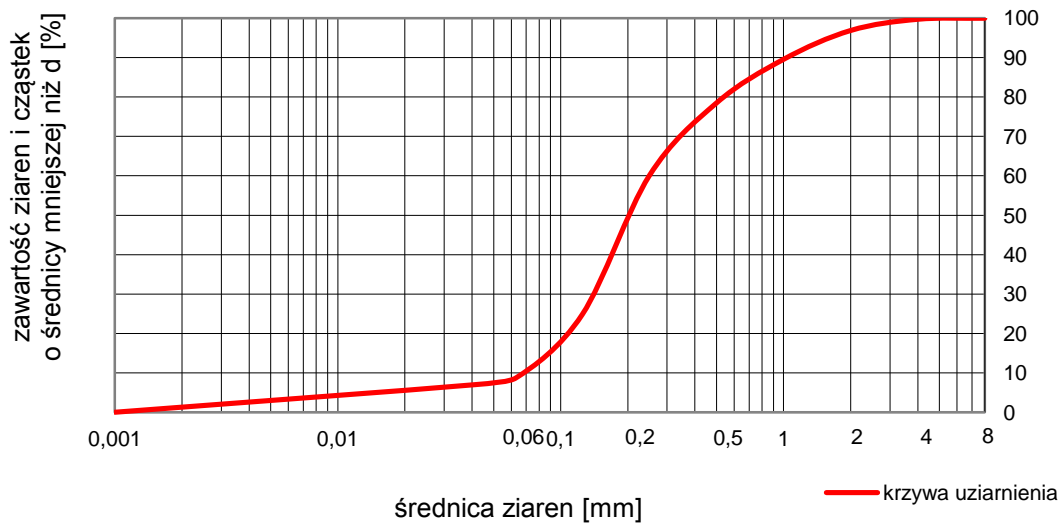
Rysunek A.1 Wykres uziarnienia dla gruntu o zawartości cząstek drobnych 3%

$$C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0,271}{0,079} = 3,44 [-]$$



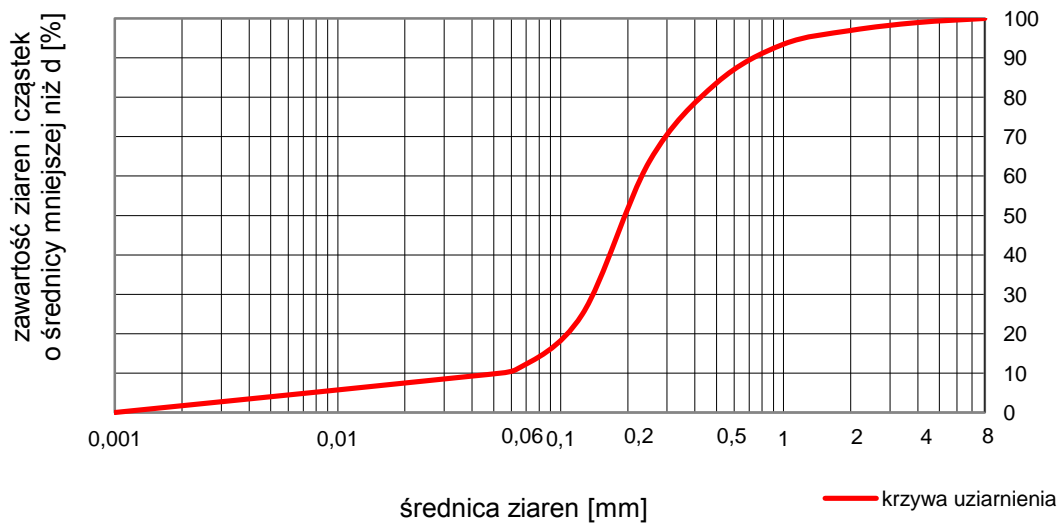
Rysunek A.2. Wykres uziarnienia dla gruntu o zawartości cząstek drobnych 5%

$$C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0,237}{0,071} = 3,32 [-]$$



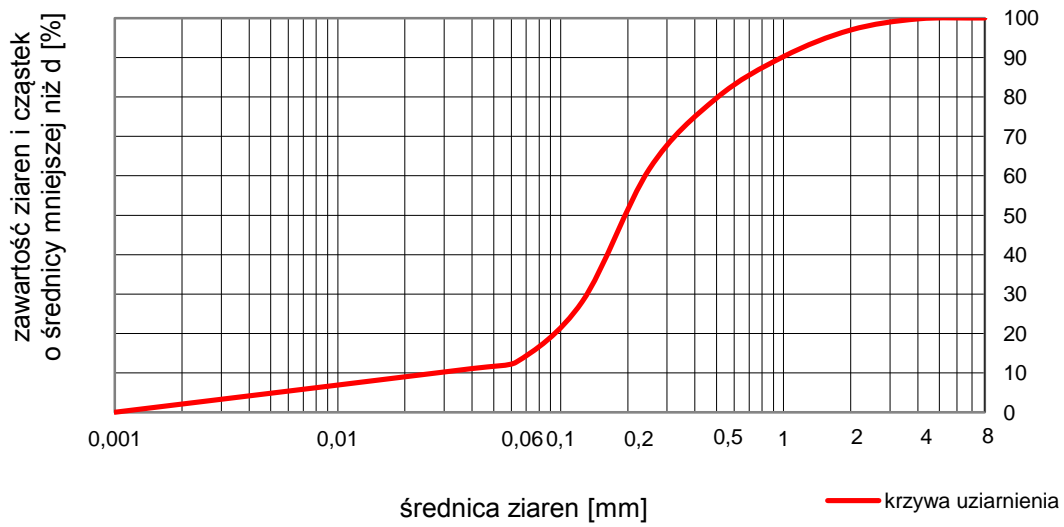
Rysunek A.3 Wykres uziarnienia dla gruntu o zawartości cząstek drobnych 7%

$$C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0,25}{0,068} = 3,67 [-]$$



Rysunek A.4 Wykres uziarnienia dla gruntu o zawartości cząstek drobnych 9%

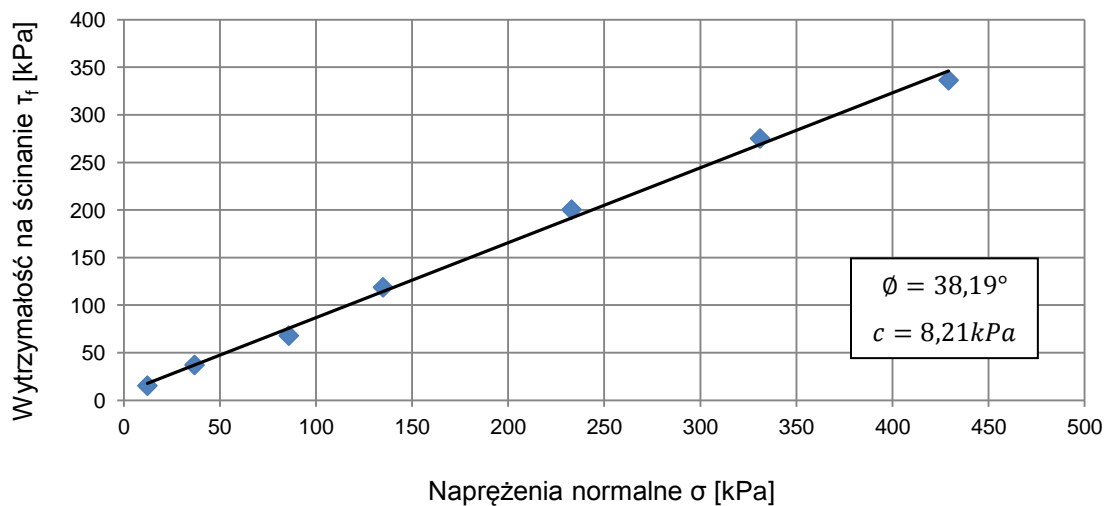
$$C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0,238}{0,051} = 4,70 [-]$$



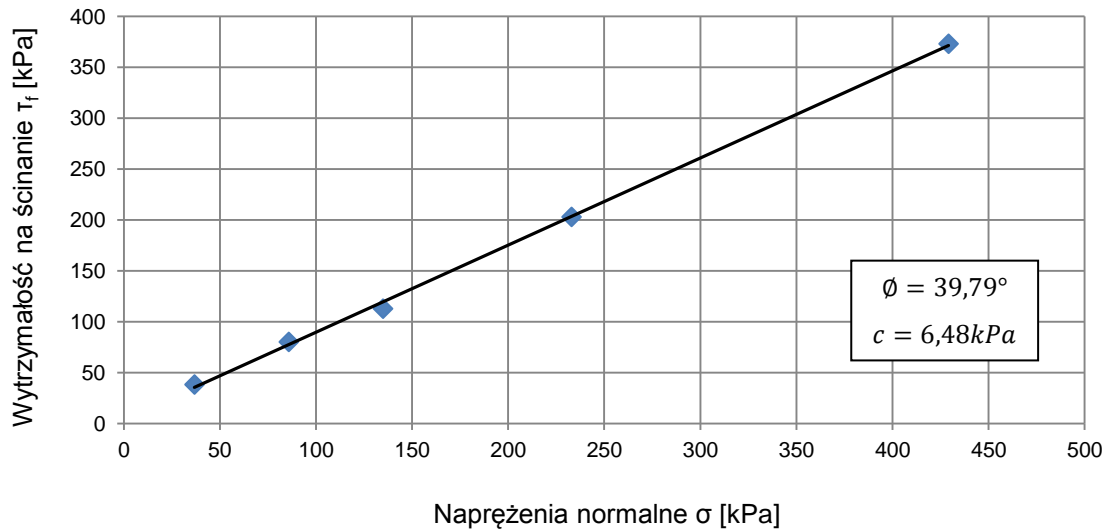
Rysunek A.5. Wykres uziarnienia dla gruntu o zawartości cząstek drobnych 11%

$$C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0,244}{0,036} = 6,73 [-]$$

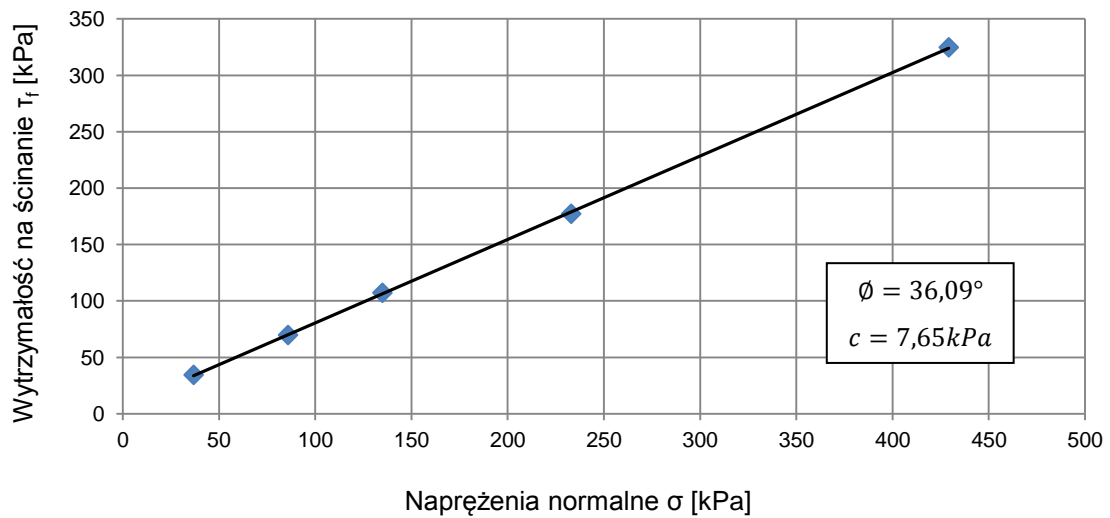
B. Oznaczenie kąta tarcia wewnętrznego i spójności



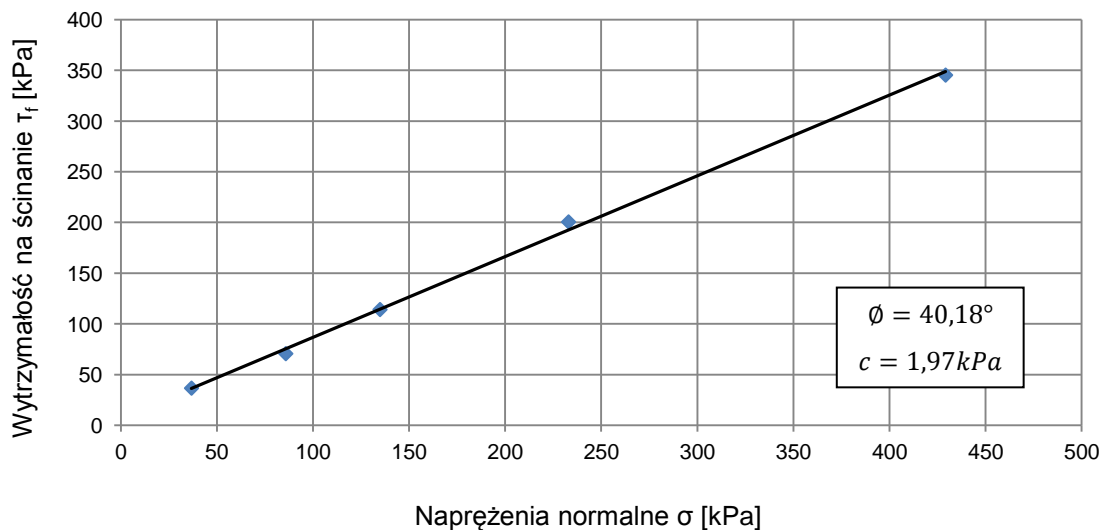
Rysunek B.1 Interpretacja graficzna dla gruntów o zawartości cząstek drobnych 1% i wilgotności optymalnej 50%



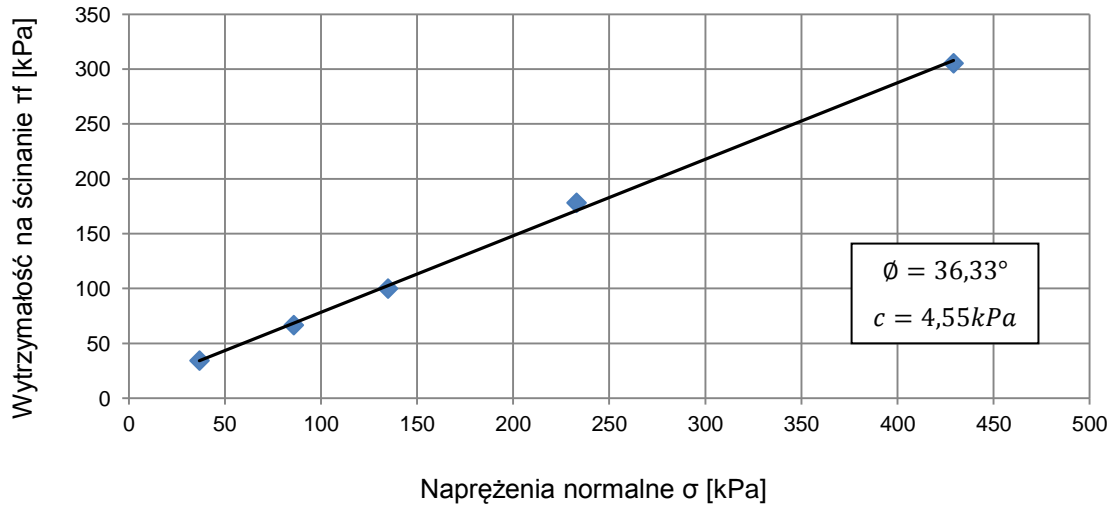
Rysunek B.2 Interpretacja graficzna dla gruntów o zawartości cząstek drobnych 1% i wilgotności optymalnej 80%



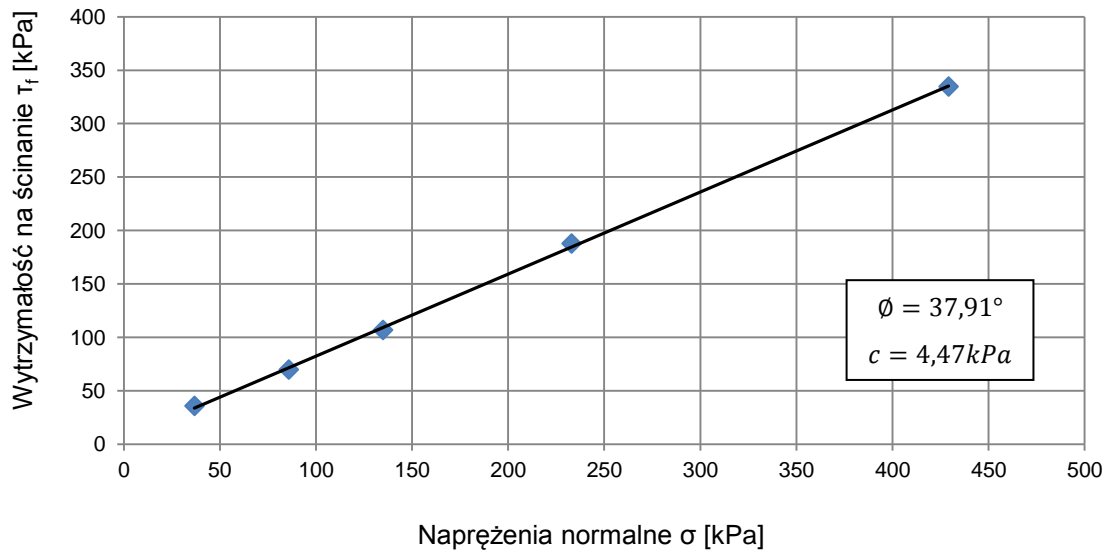
Rysunek B.3 Interpretacja graficzna dla gruntów o zawartości cząstek drobnych 3% i wilgotności optymalnej 50%



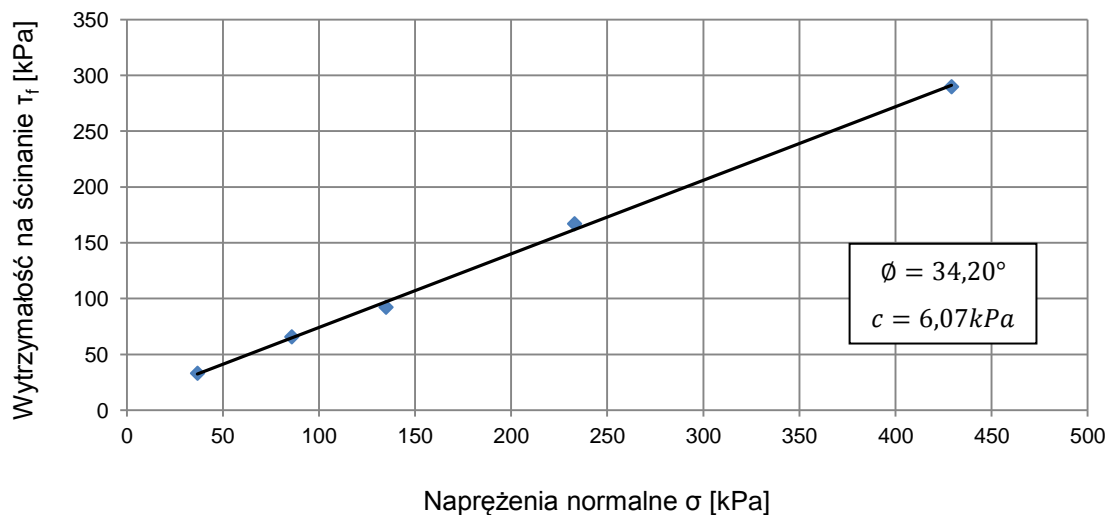
Rysunek B.4 Interpretacja graficzna dla gruntów o zawartości cząstek drobnych 3% i wilgotności optymalnej 80%



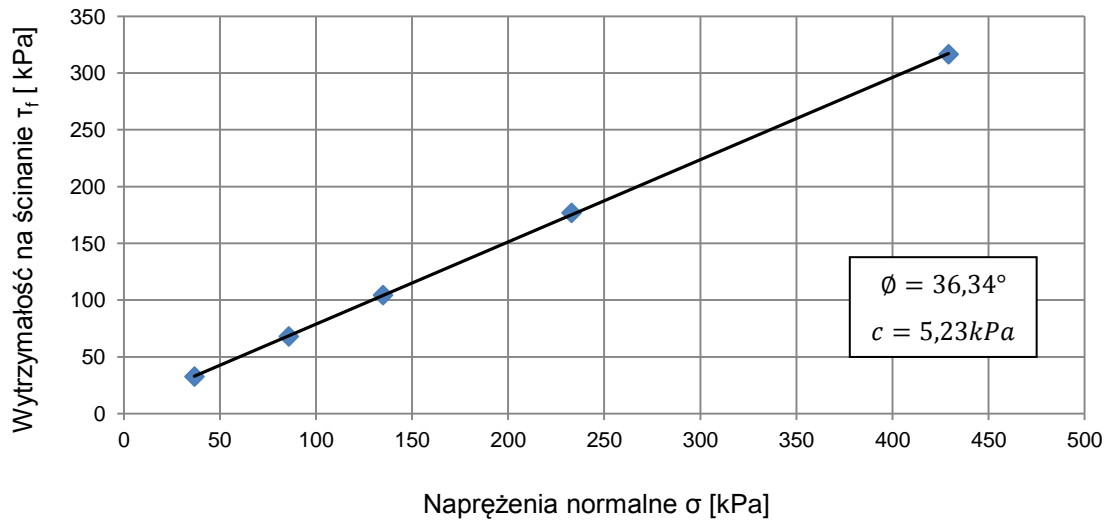
Rysunek B.5 Interpretacja graficzna dla gruntów o zawartości cząstek drobnych 5% i wilgotności optymalnej 50%



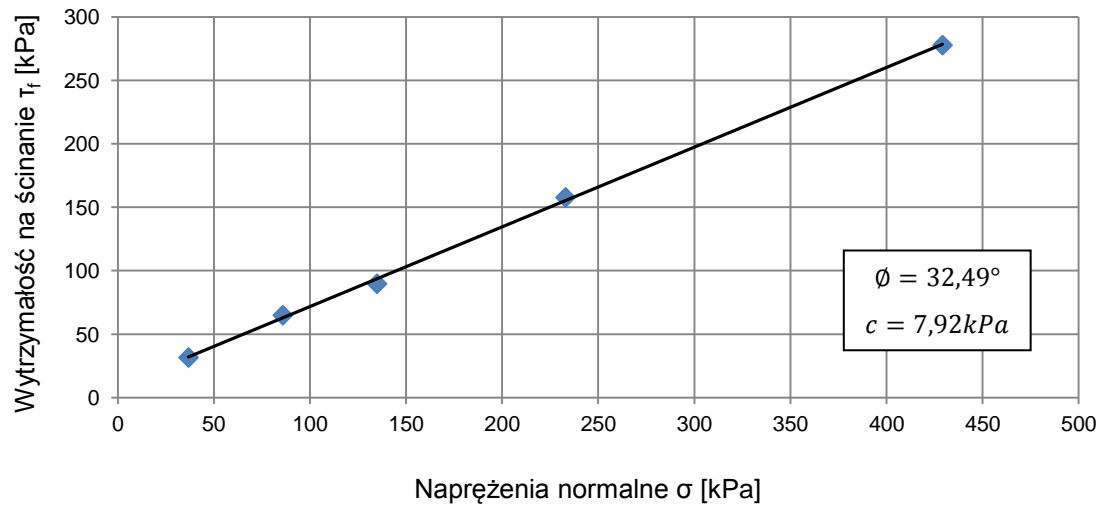
Rysunek B.6 Interpretacja graficzna dla gruntów o zawartości cząstek drobnych 5% i wilgotności optymalnej 80%



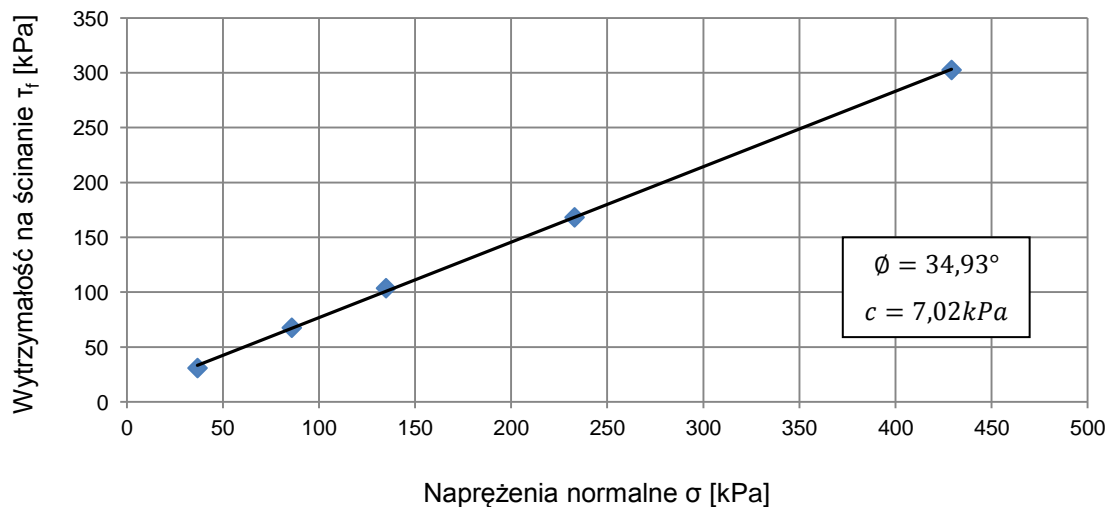
Rysunek B.7 Interpretacja graficzna dla gruntów o zawartości cząstek drobnych 7% i wilgotności optymalnej 50%



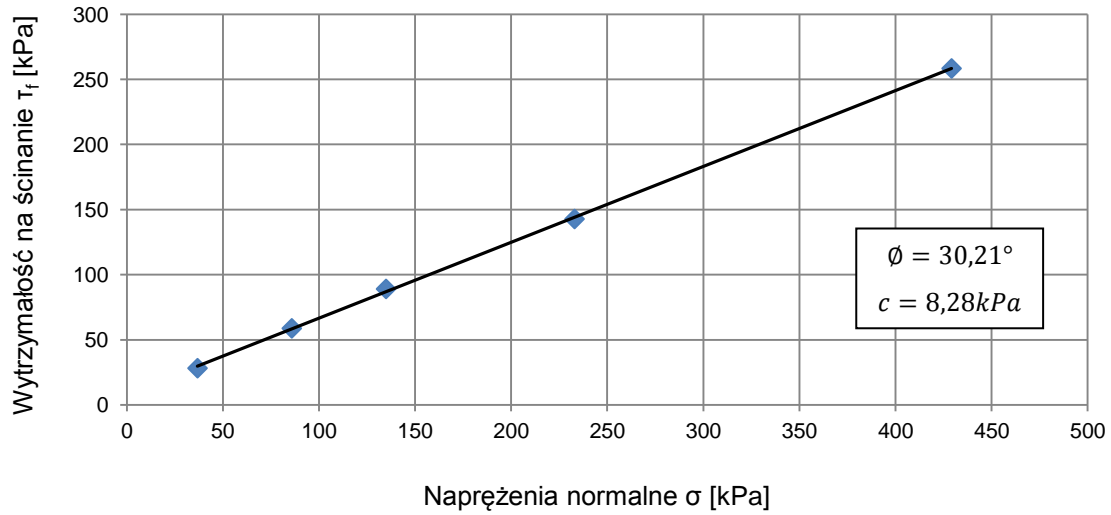
Rysunek B.8 Interpretacja graficzna dla gruntów o zawartości cząstek drobnych 7% i wilgotności optymalnej 80%



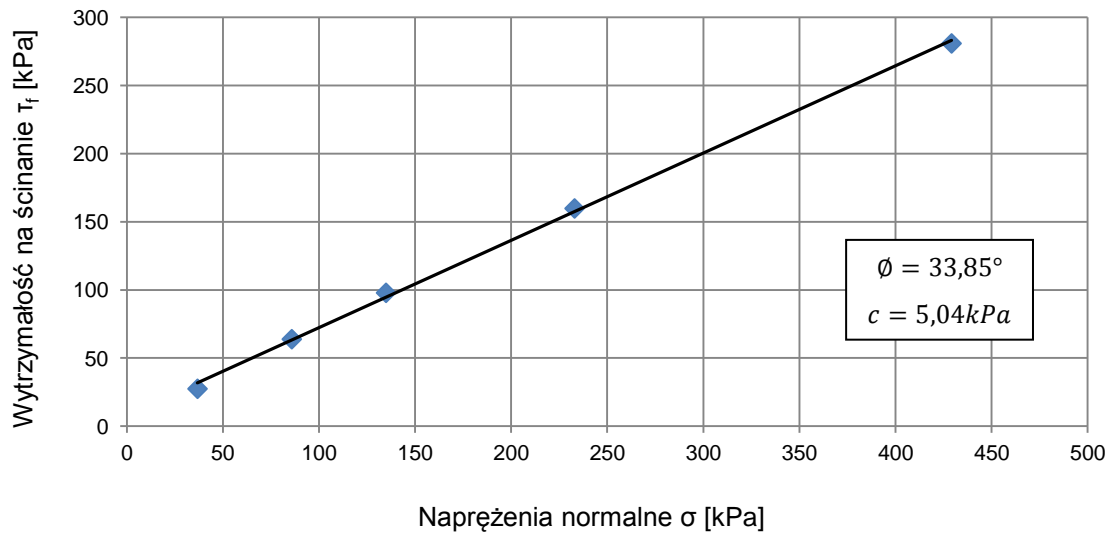
Rysunek B.9 Interpretacja graficzna dla gruntów o zawartości cząstek drobnych 9% i wilgotności optymalnej 50%



Rysunek B.10 Interpretacja graficzna dla gruntów o zawartości cząstek drobnych 9% i wilgotności optymalnej 80%



Rysunek B.11 Interpretacja graficzna dla gruntów o zawartości cząstek drobnych 11% i wilgotności optymalnej 50%



Rysunek B.12 Interpretacja graficzna dla gruntów o zawartości cząstek drobnych 11% i wilgotności optymalnej 80%