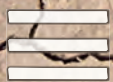


Janusz Witalis Kozubal



**Wzmacnianie  
podłoża  
w gruntach  
zapadowych  
i nienasyconych**



Oficyna Wydawnicza  
Politechniki Wrocławskiej





**Janusz Witalis Kozubal**

**Wzmacnianie podłoża  
w gruntach zapadowych  
i nienasyconych**



**Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej  
Wrocław 2019**

## **Recenzenci**

**Lech BAŁACHOWSKI**

**Andrzej GRUCHOT**

## **Opracowanie redakcyjne i korekta**

**Hanna JUREK**

## **Projekt okładki**

**Janusz M. SZAFRAN**

**Wszelkie prawa zastrzeżone. Niniejsza książka, zarówno w całości, jak i we fragmentach, nie może być reprodukowana w sposób elektroniczny, fotograficzny i inny bez zgody wydawcy i właściciela praw autorskich.**

© Copyright by Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2019

**OFICyna WYDAWNICZA POLITECHNIKI WROCŁAWSKIEJ**

**Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław**

**<http://www.oficyna.pwr.edu.pl>**

**e-mail: [oficwyd@pwr.edu.pl](mailto:oficwyd@pwr.edu.pl)**

**[zamawianie.ksiazek@pwr.edu.pl](mailto:zamawianie.ksiazek@pwr.edu.pl)**

**ISBN 978-83-7493-061-1**

**Druk i oprawa: beta-druk, [www.betadruk.pl](http://www.betadruk.pl)**

# Spis treści

<b>Wykaz istotnych symboli</b> . . . . .	5
<b>Wykaz skrótów i nazw</b> . . . . .	9
<b>Wstęp</b> . . . . .	11
<b>Rozdział 1. Woda i powietrze w porach</b> . . . . .	17
1.1. Wilgotność a podciśnienie w porach gruntu . . . . .	17
1.1.1. Model Petersa–Durnera–Idena PDI . . . . .	23
1.1.2. Histereza między głównymi gałęziami SWCC . . . . .	25
1.2. Efektywna wodoprzepuszczalność . . . . .	26
1.2.1. Wodoprzepuszczalność dla modelu Petersa–Durnera–Idena PDI . . . . .	27
1.2.2. Przepływ wody w gruncie nienasyconym . . . . .	28
1.2.2.1. Rozwiązania analityczne . . . . .	29
1.2.2.2. Rozwiązania dla materiału homogenicznego MES – FlexPDE . . . . .	33
1.3. Sztywność podłoża nienasyconego . . . . .	37
1.3.1. Zmienne stanu naprężenia . . . . .	37
1.3.2. Sprężystość podłoża nienasyconego . . . . .	39
1.3.2.1. Liniowa sprężystość . . . . .	39
<b>Rozdział 2. Wytrzymałość gruntu nienasyconego</b> . . . . .	45
2.1. Koncepcje rozszerzające kryterium CM . . . . .	45
2.2. Rozszerzone kryterium Druckera–Pragera DP . . . . .	47
2.3. Zastosowanie modeli dla zmodyfikowanej powierzchni CM . . . . .	50
2.3.1. Grupa pali z oczepem obciążona pionowo . . . . .	51
2.3.1.1. Rozkład ssania w profilu pionowym . . . . .	58
2.3.1.2. Wpływ ssania na parametry wytrzymałościowe podłoża . . . . .	60
2.3.1.3. Statystyczny opis materiałów geotechnicznych . . . . .	64
2.3.1.4. Obliczenia wskaźnika niezawodności . . . . .	71
2.3.2. Pál obciążony siłą poziomą . . . . .	74
2.3.2.1. Poszukiwanie rozwiązań niedeterministycznych . . . . .	77
2.3.2.2. Rezultaty i podsumowanie . . . . .	79
<b>Rozdział 3. Metody wzmocnienia podłoża zapadowego</b> . . . . .	81
3.1. Charakterystyka gruntów zapadowych . . . . .	81

3.2.	Wielowarstwowe kolumny gruntowe WKG . . . . .	88
3.3.	Wielowarstwowe kolumny gruntowe WKG, technologia . . . . .	91
3.4.	Opis modelu i rozwiązania analityczne . . . . .	94
3.5.	Przykład obliczeniowy WKG . . . . .	103
3.5.1.	Rozwiązanie sprężyste . . . . .	103
3.5.2.	Kryterium plastyczności Coulomba–Mohra . . . . .	106
3.5.3.	Oszacowanie niezawodności nasypu wzmocnionego kolumnami . . . . .	108
3.6.	Włókna jako materiał wzmacniający . . . . .	110
3.7.	Technologia trój etapowa wzmocnienia podłoża . . . . .	115
3.7.1.	Nawodnienie . . . . .	116
3.7.2.	Detonacje wgłębne . . . . .	117
3.7.3.	Kolumny gruntowe – efekt końcowy . . . . .	120
3.8.	Nasyp na podłożu wzmocnionym geosyntetykami i kolumnami gruntowymi . . . . .	121
3.8.1.	Wyniki obliczeń metodą deterministyczną . . . . .	124
3.8.2.	Analiza niezawodnościowa . . . . .	126
	<b>Podsumowanie . . . . .</b>	<b>131</b>
	<b>Bibliografia . . . . .</b>	<b>135</b>
	<b>Spis rysunków . . . . .</b>	<b>147</b>
	<b>Spis tabel . . . . .</b>	<b>153</b>
	<b>Strengthening collapsible and unsaturated substrates. Summary . . . . .</b>	<b>155</b>

## Wykaz istotnych symboli

$a$	– parametr dopasowania [–] (1.6),
$a_1, a_2$	– parametry dopasowania do wyników doświadczalnych [–] (1.6),
$\mathbf{B}$	– wektor parametrów dopasowania,
$b$	– parametr wygładzenia [–] (1.19),
$b_1, b_2$	– parametry dopasowania do wyników doświadczalnych [–] (1.6),
$c_{\text{tot}}, c_{\text{totFR}}, c_{\text{totV}}$	– spójność z uwzględnieniem wpływu ssania w kryterium RCM [ $F/L^2$ ],
$c'$	– spójność efektywna [ $F/L^2$ ],
$C_p$	– wskaźnik osiadania zapadowego [–],
$D_{\text{crk}}$	– głębokość pęknięć [ $L$ ] (2.39),
$d$	– średnica ziaren [ $L$ ],
$dl$	– średnia długość włókna [ $L$ ],
$d_{\text{max}}$	– graniczna wartość przemieszczeń głowicy pała [ $L$ ],
$E, E_a, E_b, E_c, E_h$	– moduły Younga [ $F/L^2$ ],
$e, e_0, e_1, e_2$	– wskaźniki porowatości [–]
$e_p$	– błąd dopasowania,
$F_c, F_s, F_t$	– powierzchnie ograniczające w kryterium plastyczności DP,
$F_m$	– siła pozioma w głowicy pała [ $F$ ],
$F_x$	– CDF zmiennej losowej,
$H$	– moduł sprężystości dla wpływu podciśnienia w porach [ $F/L^2$ ] (1.77),
$h$	– potencjał hydrauliczny [ $L$ ],
$h', h'', h_0$	– wysokości próbki [ $L$ ],
$h_{\text{aev}}$	– potencjał hydrauliczny wejścia wody w pory gruntu [ $L$ ],
$h_c$	– krytyczny potencjał hydrauliczny [ $L$ ],
$h_d$	– rezydualna wartość ssania modelu klasycznym [ $L$ ],
$I$	– niezmienniki tensora naprężenia [ $F/L^2$ ],
$I_\beta$	– miara wskaźnika niezawodności [–],
$i, j$	– indeksy,
$i_{\text{mp}}$	– wskaźnik osiadania zapadowego [–],

$\mathbf{K}$	– tensor przewodności hydraulicznej $[L/T]$ ,
$K'$	– liczba neuronów w sieci $[-]$ ,
$k$	– wodoprzepuszczalność przy zmiennym nasyceniu porów wodą $[L/T]$
$k_r$	– współczynnik korygujący – względna wodoprzepuszczalność $[-]$ według:
$k_{rVG}$	– Van Genuchtena,
$k_{rZh}$	– Zhanga,
$k_{rBrooks}$	– Brooksa,
$k_{rG}$	– Gardnera,
$k_{rBroad}$	– Broadbridge'a i White'a,
$k_{rF}$	– Farrella i Larsona,
$k_s$	– wodoprzepuszczalność przy pełnym nasyceniu porów wodą $[LT^{-1}]$ ,
$k^{cap}$	– wodoprzepuszczalność dla kapilar $[LT^{-1}]$ ,
$k^{film}$	– wodoprzepuszczalność dla wody błonkowej $[LT^{-1}]$ ,
$k^{liq}$	– wodoprzepuszczalność fazy ciekłej $[LT^{-1}]$ ,
$L$	– długość kolumny filtracyjnej $[L]$ ,
$m_1, n_1$	– parametry dopasowania $[-]$ (1.9),
$m, n$	– parametry dopasowania $[-]$ (1.7),
$\theta_a$	– $[-]$ ,
$N$	– liczba naturalna,
$n_2$	– parametr opisujący kształt SWCC $[-]$ (1.9),
$P_a, P_b, P_c$	– pola powierzchni przekroju odpowiednio: rdzenia, płaszczka i materiału niewzmocnionego WKG $[L^2]$ ,
$P_{tot}$	– pole powierzchni przekroju kolumny WKG $[L^2]$ ,
$p$	– parametr (1.42),
$p_a$	– parametr $[F/L^2]$ ,
$p_b$	– ciśnienie prekonsolidacyjne $[F/L^2]$ ,
$p^c$	– referencyjne ciśnienie prekonsolidacyjne $[F/L^2]$ ,
$p_f$	– prawdopodobieństwo zniszczenia elementu $[-]$ ,
$p^s$	– wstępne ciśnienie prekonsolidacyjne $[F/L^2]$ ,
$p_0$	– początkowe ciśnienie prekonsolidacyjne $[F/L^2]$ ,
$q$	– prędkością przepływu wody w profilu $[LT^{-1}]$ ,
$q_v$	– obciążenie naziomu $[F/L^2]$ ,
$q_1, q_2, q_3$	– obciążenie elementów modelu $[F/L^2]$ ,
$Q$	– przepływ $[L^3T^{-1}]$ ,
$R$	– parametr materiałowy $[-]$ ,
$Re$	– liczba Reynoldsa,
$R_m$	– wytrzymałość na rozciąganie $[F/L^2]$ ,



$R_s$	– niezawodność systemu [–],
$r_{12}, r_{23}, r_{\text{mod}}$	– promienie modelowanych elementów [L],
$s$	– zmienna w przestrzeni obrazów transformacji Laplace’a,
$\sigma_a$	– tensor naprężenia (1.60),
$\sigma_b$	– tensor naprężenia (1.61),
$S_e$	– efektywny (znormalizowany) stopień wilgotności (1.3) [–],
$s_{k0}, s_{k1}$	– przemieszczenie poziome głowicy pala [L],
$S_r$	– rezydualny (resztkowy) stopień wilgotności [–],
$S_w$	– aktualny stopień wilgotności opisujący zawartość wody w gruncie [–],
$r$	– promień [L],
$t$	– czas [T],
$t_m$	– grubość materiału wzmocnienia [L],
$u_a$	– ciśnienie porowe powietrza [ $FL^{-2}$ ],
$u_w$	– ciśnienie porowe wody [ $FL^{-2}$ ],
$u_{12}, u_{23}$	– odkształcenia radialne,
$w_a, w_b, w_c, w_h$	– przemieszczenia elementów [L],
$w'_a, w'_b, w'_c, w'_h$	– przemieszczenia elementów [L],
$V$	– objętość próbki gruntu [ $L^3$ ],
$v$	– wektor prędkości [ $L/T$ ],
$V_a$	– objętość porów [ $L^3$ ],
$V_w$	– objętość wody w próbce [ $L^3$ ],
$V_X$	– wskaźnik zmienności zmiennej losowej $X$ ,
$V_{K_0}$	– wskaźnik zmienności parcia spoczynkowego,
$V_{\phi'}$	– wskaźnik zmienności efektywnego kąta tarcia wewnętrznego,
$x, y, z$	– współrzędne kartezjańskie [L] (1.18),
$x_0, x_a$	– oznaczenia pomocnicze [–],
$X$	– zmienna losowa,
$\alpha$	– parametr odwrotnie proporcjonalny do średniej średnicy porów [ $L^{-1}$ ] (1.7),
$\beta$	– parametr [–] (1.23),
$\Gamma$	– funkcja zależna od rozkładu średnic porów,
$\gamma_b$	– ciężar właściwy betonu [ $F/L^3$ ],
$\gamma_g$	– ciężar właściwy gruntu [ $F/L^3$ ],
$\eta$	– miara wpływu przesklepienia [–],
$\epsilon$	– parametr [–] (2.36),
$\epsilon_{\{ij\}}$	– składowe tensora odkształcenia
$\epsilon$	– tensor odkształcenia
$\mu, \mu_a, \mu_b, m\mu$	– współczynnik Poissona [–],
$\rho$	– współczynnik korelacji między zmiennymi,

$\xi$	– parametr $[-]$ (2.10),
$\Phi_0$	– skumulowana dystrybuanta dla standardowego rozkładu normalnego prawdopodobieństwa ( $\mu = 0, \sigma = 1$ ),
$\nu$	– współczynnik lepkości kinematycznej wody,
$\phi'$	– efektywny kąt tarcia wewnętrznego $[-]$ ,
$\phi^b$	– kąt nachylenia śladu powierzchni wytrzymałości na płaszczyźnie $\tau - \Psi$ $[-]$ ,
$\vartheta$	– ciśnienie piezometryczne $[FL^{-2}]$ ,
$\Psi$	– ciśnienie w porach gruntu, dalej określane jako ssanie matrycowe $[FL^{-2}]$ :
$\Psi_{\text{McKee}}$	– McKee,
$\Psi_{\text{Williams}}$	– Williams,
$\psi$	– potencjał wilgotności $[L]$ ,
$\Psi^{\text{aev}}, \Psi_a$	– ciśnienie wejścia powietrza w pory (kapilary),
$\Psi_r$	– rezydualna wartość ssania,
$\Psi^{\text{wet}}$	– ciśnieniem progowym wypełnienia porów wodą,
$\sigma$	– tensor naprężenia $[F/L^2]$ ,
$\sigma_{ij}$	– składowe tensora naprężenia $[F/L^2]$ ,
$\sigma_n$	– naprężenia normalne $[F/L^2]$ ,
$\sigma^{\text{eff}}$	– naprężenia efektywne $[F/L^2]$ ,
$\sigma_r, \sigma_{r12}, \sigma_{r23}$	– naprężenia radialne $[F/L^2]$ ,
$\theta$	– wilgotność objętościowa naturalna $[-]$ według:
$\theta_{\text{F}}$	– Fredlund,
$\theta_{\text{Brooks}}$	– Brooks,
$\theta_{\text{VG}}$	– Van Genuchten,
$\theta_{\text{PDI}}$	– model PDI,
$\Theta$	– wilgotność względna objętościowa (znormalizowana) $[-]$ odpowiednio według:
$\Theta_{\text{Brooks}}$	– Brooks,
$\Theta_{\text{VG}}$	– Van Genuchten,
$\Theta_{\text{G}}$	– Gardner,
$\theta_r$	– wilgotność objętościowa rezydualna $[-]$ według:
$\theta_{r\text{CS}}$	– Campbell i Shinozawa,
$\theta_{r0}$	– rezydualna wartość wilgotności w modelach klasycznych $[-]$ ,
$\theta_s$	– wilgotność objętościowa w stanie nasycenia porów $[-]$ ,
$\tau$	– graniczne naprężenia ścinające w kryterium Coulomba–Mohra $[FL^{-2}]$ .

## Wykaz skrótów i nazw

Abaqus	– komercyjny program metody elementów skończonych,
BEM	– klastrer obliczeniowy w Wrocławskim Centrum Sieciowo-Superkomputerowym,
CDF	– dystrybuanta rozkładu gęstości prawdopodobieństwa (ang. <i>cumulative distribution function</i> ),
CM	– kryterium plastyczności Coulomba–Mohra
CMC	– przemieszczeniowe kolumny betonowe CMC (ang. <i>controlled modulus columns</i> ),
CPT	– sondowanie statyczne,
DD	– pale betonowe formowane w gruncie,
DP	– kryterium plastyczności Druckera–Pragera,
DSM	– kolumny betonowo gruntowe formowane w gruncie za pomocą mieszania wgłębnego,
Fish	– język programowania procedur w Flac3D,
Flac3D	– komercyjny program metody różnic skończonych,
FlexPDE	– komercyjny program rozwiązujący układy równań różniczkowych cząstkowych metodami numerycznymi metodą elementów skończonych
MEMS	– pomiarowy nanomechaniczny układ scalony (ang. <i>microelectromechanical system</i> ),
MES	– metoda elementów skończonych,
MRS	– metoda różnic skończonych,
Nylon	– handlowa nazwa poliamidów stworzonych przez przedsiębiorstwo DuPont typ polimeru,
PDF	– rozkład gęstości prawdopodobieństwa (ang. <i>probability density function</i> ),
PDI	– model Petersa–Durnera–Idena,
R	– język programowania oraz środowisko programistyczne ukierunkowane na analizę statystyczną i graficzną pre-

	zentację wyników, dostępne na większości systemów operacyjnych
PE, PET, PP, PVA	– typy polimerów,
RS	– powierzchnia odpowiedzi (ang. <i>response surface</i> ),
SEM	– wysokorozdzielczy mikroskop elektronowy,
SWCC	– krzywa zależności między wilgotnością gruntu a podciśnieniem w porach (ang. <i>soil-water characteristic curve</i> ),
TNT	– rodzaj materiału wybuchowego – 2, 4, 6-Trinitrotoluen, związek organiczny,
Triplet	– technologia wzmocnienia podłoża,
WCSS	– Wrocławskim Centrum Sieciowo-Superkomputerowe,
WKG	– wielowarstwowe kolumny gruntowe,
ZCM	– zmodyfikowane kryterium plastyczności Coulomba–Mohra,
ZWG	– zwierciadło wody gruntowej.

# Wstęp

Mając na uwadze znaczenie dla gospodarki terenów pokrytych gruntami nienasyconymi, a w szczególności żyznymi lessami, autor postawił sobie za cel rozwiązanie zagadnień zabezpieczania projektowanych obiektów inżynierii lądowej przed gwałtownymi zmianami stanu nasycenia. Rozwój metod i technologii, ze wskazaniem na te o minimalnym zapotrzebowaniu na sprzęt i doświadczony personel, wymaga prawidłowego opisu oraz narzędzi obliczeniowych. W pracy podjęto próbę wyjaśnienia zachodzących procesów, zbudowania uniwersalnych algorytmów obliczeniowych uwzględniających niepewność rozpoznania podłoża oraz efektów jego wzmocnienia.

Przedstawiona praca rozwiązuje istotny w mechanice gruntów problem określenia poziomu bezpieczeństwa projektowanego wzmocnienia posadowienia. Podejście niezawodnościowe w projektowaniu, przy uwzględnieniu częściowego nasycenia materiału podłoża, jest kluczowe w zagadnieniach stanu granicznego nośności i użyteczności. Autor stosuje istniejące modele przepływu cieczy w gruncie nienasyconym do oszacowania zmian nasycenia w podłożu. Uzyskano rozwiązania analityczne i numeryczne dla wyznaczenia wartości nasycenia gruntu w istotnych zagadnieniach brzegowych przepływu. Rozwiązania te wzięto jako punkt wyjścia do zadań nośności gruntu nienasyconego. W zadaniach zastosowano modele rozszerzone do przypadku nienasycenia: Coulomba–Mohra oraz Druckera–Pragera z zamknięciem. Zaprezentowano je w oryginalnych zastosowaniach technologicznych: nasypy na gruntach niestabilnych strukturalnie, pale obciążone pionowo i bocznie w materiale nienasyconym. Rozwiązane problemy dotyczą obszarów, gdzie wrażliwy na zmiany wilgotności materiał podłoża zalega w jednorodnych warstwach o dużej grubości. Opracowane technologie stosowane w praktyce geotechnicznej dobrze sprawdzają się w rejonach o niskim potencjale gospodarczym, przy niewykwalfikowanej kadrze wykonawczej, a powstałe obiekty są na właściwym poziomie niezawodności w eksploatacji, na etapie wykonawstwa łatwe w kontroli.

Powszechnie stosowanie w rejonach klimatu umiarkowanego koncepcji materiału całkowicie nasyconego pozostawia poza obszarem zainteresowania i często rozpoznania zjawiska zachodzące w gruntach z podciśnieniem w porach. Otwarcie się interesujących perspektyw rozwoju mechaniki gruntów związane jest ze zmianą

podejścia do problemu nienasyconienia. Bardzo szybki rozwój tej gałęzi mechaniki gruntów rozpoczyna się wraz z kluczowymi pracami i badaniami w latach 90. XX w. Szeroko zakrojone badania rozpoczęte zostały przez wiele ośrodków naukowych, a prace przyspieszyły zarówno od strony intensywności badań laboratoryjnych, doskonalenia aparatury, jak i rozważań teoretycznych.

Jak zostanie to w pracy wykazane, zmiana nasycenia prowadzi do zmiany parametrów wytrzymałościowych. W szczególnych przypadkach gruntów zapadawych wzrost wilgotności powoduje dekompozycję ziaren szkieletu i osiadanie zapadawe. Obszary, w których mamy do czynienia z gruntami nienasyconymi to wszystkie rejony globu z przewagą ewaporacji nad infiltracją, w tym również rozległe obszary strefy klimatu umiarkowanego.

Kluczowym zagadnieniem omawianym i rozwiązywanym jest wpływ nawodnienia na wystąpienie awarii obiektu. Problem ten jest nierozdzielnie związany ze źródłami wody zmieniającej stan nasycenia w podłożu gruntowym. Typowe potencjalne źródła zmiany wilgotności w profilu to:

- przerwane lub uszkodzone rurociągi kanalizacyjne,
- nieprawidłowo wykonane odwodnienie,
- odpływy wody opadowej z konstrukcji,
- zmiana poziomu wód gruntowych,
- gwałtowne opady,
- rozproszczenie wody z przydomowych oczyszczalni ścieków,
- regulacja lub zmiana przebiegów cieków, strumieni lub rzek.

Znaczna liczba zagrożeń, eksponuje możliwe przyczyny zmian stosunków wilgotnościowych w podłożu. Wpływ nawilżania jest niekorzystnym na obiekty i jest przyczyną poszukiwania zabezpieczeń. Przedstawione techniki zabezpieczeń przed niekorzystnym wpływem tych zmian, mogą być stosowane oddzielnie lub w zestawieniu w celu uzyskania optymalnych efektów i dopasowania do lokalnych warunków, np.:

- kolumny gruntowe o specyficznej technologii wykonania nierozdzielnie związane z materiałem podłoża,
- pale współpracujące z oczepem obciążone pionowo w gruncie nienasyconym,
- pale obciążone poziomo w gruncie nienasyconym,
- domieszki włókien w kolumnach gruntowych wraz z głowicą domieszkującą,
- zastosowanie geotekstyliów i geomembran,
- metoda Triplet.

Monografia składa się z trzech rozdziałów uzupełnionych bibliografią i indeksami oznaczeń, tabel oraz rysunków.

W rozdziale 1 przedstawiono cechy gruntu nienasyconego istotne dla wodoprzepuszczalności. Właściwością gruntów nienasyconych, mającą wpływ na przepływ wody, jest związek między nasyceniem porów wodą a wartością ssania

matrycowego; został on przedstawiony i opisany w pracach [30, 74, 166]. Zależność między ciśnieniem wody w porach gruntu a wskaźnikiem wodoprzepuszczalności jest dobrze rozpoznana doświadczalnie, a prace nad poszerzaniem zbioru przebadanych gruntów trwają od lat 50. ubiegłego wieku [46, 67, 73], stan wiedzy jest ciągle uzupełniany [71]. Charakterystycznymi do opisu materiału są ciśnienie wejścia wody w pory, resztkowa (rezydualna) zawartość powietrza oraz wody w porach. Zależność opisująca zmienność ssania w zależności od nasycenia ma silnie nieliniowy charakter, szeroko badany dla gruntów zarówno z terenów Danii [105], jak i Australii w pracach: [32, 42, 191]. Związek między podciśnieniem a wilgotnością względną określany jest charakterystyką nasycenia porów gruntu.

Dostępne są duże zbiory przekrojowych badań tych charakterystyk dla gruntów w pracach [183, 191, 194, 197, 198], gdzie przedstawiona jest metodologia i rezultaty umożliwiające modelowanie zjawisk przepływu wody w materiale nie w pełni nasyconym. W przeprowadzonych eksperymentach zaobserwowano również odmienne zachowanie materiału nawilżanego (wysuszanego) pierwotnie, od nawilżanego (wysuszanego) wtórnie [89, 141]. Jednocześnie jest, o czym należy nadmienić, wiele wcześniejszych podejść do opisu tego zjawiska histerezy, jak np.: Koola i Parkera [104] bazująca na modelu [165]. Znaczący wpływ na proces transportu wody w porach odgrywa losowość zarówno ich rozkładu, średnicy, długości oraz połączeń między kapilarami; propozycja obrazowania tego układu w postaci grafu powstała już w latach 50. XX w. [29] i jest rozwijana jako metoda perkolacji. Znajduje ona zastosowanie również w innych zjawiskach związanych z transportem, tj. korozja materiałów, przepływ zanieczyszczeń i skażeń czy też transport jonów.

W rozdziale 2 opisano cechy wytrzymałościowe gruntów nienasyconych. Połączano stan naprężenia z podciśnieniem w porach. Opis naprężeń efektywnych przedstawiony przez Terzagiego [180] i zmodyfikowany przez Bishopa [23] o wpływ podciśnienia, skalowanego do rezultatów badań laboratoryjnych współczynnikiem naprężeń efektywnych, jest jednym z podstawowych w opisie gruntów. Rozważania teoretyczne początkowo skoncentrowane były na zależnościach wpływu cech geometrycznych, czyli kształtu ziaren i kapilar [25, 40, 91, 171], z czasem ewoluowały do bardziej ogólnego podejścia. Kryterium wytrzymałości ośrodka nienasyconego pojawia się już w koncepcji Fredlunda z 1978 r. [66], znajdując oparcie w wielu badaniach i kolejnych udoskonaleniach modelu [67]. Vanapalli i inni [184] w 1996 r. zaproponowali nieliniowe równanie bazujące na zależności między ciśnieniem porowym a nasyceniem. Vilar w 2007 r. [189] uzupełnił koncepcję Vanapalli [184] o zachowanie materiału dla resztkowych wartości wilgotności w porach. W roku 2006 na podstawie badań zbudowali podejście modelowe Matsushi i Matsukury [130] dla utworów zwietrzelinowych [201, 202]. Warunek Coulomba–Mohra, rozbudowany do opisu gruntów nienasyconych i zapadowych, został w monografii

zilustrowany na przykładzie zagadnienia nośności pali. Przeanalizowano wzajemną współpracę pali oraz udział oczepu w nośności dla zmiennego nasycenia podłoża. Zagadnienie rozwiązano numerycznie. Zaprezentowano również w obliczeniach numerycznych model Druckera–Pragera [95]. Rozszerzono koncepcję klasycznego modelu Druckera–Pragera o ograniczenie naprężeń do opisu gruntu nienasyconego. Warunek został opatrzony przykładem obliczeniowym, przedstawionym w rozdziale 3.8, dla zjawisk zachodzących pod nasypem wzmocnionym geomembraną i kolumnami gruntowymi. Istotność uwzględnienia podciśnienia w porach zaprezentowano również za pomocą zagadnienia pala obciążonego poziomo w głowicy. Wcześniejsze badania autora [18, 109, 111, 112, 116] wskazują na znaczną wrażliwość przemieszczeń głowicy pala w zależności od parametrów podłoża oraz warunków kontaktu i sztywności pala. Szczególnie newralgicznym obszarem jest warstwa przypowierzchniowa, ze względu na duże potencjalne zmiany stanu nasycenia. W części tej przybliżono również pojęcia i metody niezawodności [60, 109, 138, 178].

W rozdziale 3 przedstawiono metody wzmacniania podłoża nienasyconego, a w szczególności zapadowego.

Wprowadzono opis podłoża zapadowego i poruszono problematykę wznoszenia obiektów na gruntach zapadowych, takich jak będące podmiotem monografii lessy. Znaczny obszar ich występowania jako podłoża wykazali [3, 6, 49, 61, 72, 76, 159]. Lessy są dobrze rozpoznane i opisane w wielu pracach pod względem budowy geologicznej, historii depozycji i morfologii [28, 151, 153, 154]. Problemy związane z podłożem lessowym omawiane są również w pracach teoretycznych i eksperymentalnych: [48, 65, 139]. Zagrożenia jakie niesie z sobą zjawisko zapadowości dla konstrukcji są poważne. Zapobieganie im wymusza zastosowanie ulepszenia podłoża. Istnieje duży zbiór możliwości i strategii postępowania, przykładem może być zmiana cech fizycznych i mechanicznych przez zmianę stanu, składu lub zbrojenie gruntu [145, 173]. Granulometria gruntu, jego skład chemiczny, rodzaj i rozkład porów oraz stopień ich wypełnienia wodą decyduje o doborze techniki ulepszenia [125]. Dla materiałów niespoistych możliwe metody zmiany stanu, to: zagęszczanie impulsowe, wibracyjne czy udarowe oraz mikrowybuchy, w przypadku gruntów spoistych i organicznych stosowane są konsolidacja przez przeciążenie [20] oraz metody elektroosmotyczne. W grupie metod uniwersalnych, co do rodzaju gruntu, wskazać zaś można pale piaskowe, modyfikacje termiczne (zamrażanie lub spiekanie) czy wreszcie wałowanie. Do metod uniwersalnych należą równocześnie te, w których zmienia się skład materiału: wymiana gruntu, iniekcje (wypełniające, penetracyjne, rozpierające i ciśnieniowe), wgłębne mieszanie (na sucho lub na mokro). W arsenale metod zbrojenia gruntu znajdują się również pionowe kolumny kamienne i żwirowe (w osłonie geotekstylnej lub bez niej), mikropale, gwoździe gruntowe. Celem modyfikacji podłoża [162] jest: zwiększenie jego wytrzymałości, sztywności. W przypadku lessów szczególnie ważna jest również przewidywalność



osiadań materiału oraz uniemożliwienie zmiany jego cech w efekcie ponownych cykli osuszania lub nawilżania. Metodami stabilizacji podłoża lessowego popularnymi na obszarach jego powszechnego zalegania, rozpoznanych przez autora, są: metody niskociśnieniowej iniekcji silikatów [122], cementu portlandzkiego czy też gipsu [179]. Jednak niskie wskaźniki wodoprzepuszczalności materiału stanowią istotną przeszkodę i utrudniają domieszkowanie – zmianę składu materiału. Odmiennym sposobem zmiany cech jest zagęszczanie dynamiczne lub konsolidacja dynamiczna możliwa do stosowania w materiale o dobrej wodoprzepuszczalności i niskiej wartości wskaźnika plastyczności. W monografii zaproponowano wybór możliwych rozwiązań:

- Kolumny gruntowe wykonywane *in situ* [114, 115]. Literatura przedmiotu obfituje w wiele opracowań nośności kolumn jednak w większości bazujących na uproszczonych modelach analitycznych i numerycznych [107, 200]. Dla obiektów posadowionych na kolumnach gruntowych, kamiennych czy piaskowych istotnym elementem wpływającym na stopień wzmocnienia podłoża jest efekt przesklepienia opisywany przez wielu autorów [37, 56, 57, 80, 92, 97, 177].
- Kolumny gruntowe zbrojone przez wprowadzenie dodatku włókien do ich rdzenia i płaszczu. Rozpoczęto również program badań laboratoryjnych w tym kierunku w laboratorium geotechnicznym przy North Caucassus Federal University.
- Metoda triplet [113] będąca wariantem zastosowania kolumn gruntowych po wcześniejszym wysokoenergetycznym skonsolidowaniu i wgłębnym nawodnieniu podłoża.

Do kategoryzacji i opisu rezultatów wyników modelowania zastosowano narzędzia niezawodnościowe. Opierając się na opisie niepewności cech materiału podłoża z prac [14] oraz [120, 143, 144, 182] oraz wynikach badań własnych testowano i zastosowano je w wybranych przypadkach wzmacniania. Dla materiału geotechnicznego prekursorami rozwiązań niezawodnościowych w Polsce są Biernatowski, Puła i Bauer [19, 21] oraz kontynuatorzy ich prac [18, 109, 147, 188]. Stosowane w pracy podejście bazuje na pracach z teorii niezawodności: [12, 14, 36, 39, 52, 53, 119, 124, 142]. W zadaniach geotechniki, gdzie ośrodek ma cechy nieliniowe, bezpośrednie metody wyznaczania niezawodności zawodzą ze względu na dużą czasochłonność i małą efektywność wyznaczania niewielkich prawdopodobieństw wystąpienia awarii. Skutkuje to koniecznością poszukiwania przybliżonego opisu zachowania układu mechanicznego metodami probabilistyki [18, 112, 188].



## Rozdział 1

# Woda i powietrze w porach

### 1.1. Wilgotność a podciśnienie w porach gruntu

Kluczową właściwością gruntów nienasyconych, mającą wpływ na przepływ wody, jest związek między nasyceniem porów wodą a wartością ssania matrycowego [67, 74, 166]. Zależność między ciśnieniem wody w porach gruntu a wskaźnikiem wodoprzepuszczalności jest dobrze zbadana doświadczalnie [46, 67, 68, 73]. Istotą poszukiwania tej zależności jest stosowanie technik pomiarowych *in situ* z zasobu popularnych i prostych metod z perspektywą ich rozszerzenia o pełniejszy opis cech mechanicznych i fizycznych materiału. Stąd w dalszej części pracy posłużono się rozszerzoną definicją wskaźnika wodoprzepuszczalności zależną od stopnia względnego nasycenia porów wodą (wilgotności znormalizowanej), określaną za Brooksem i Corey'em [30] [ $LT^{-1}$ ]

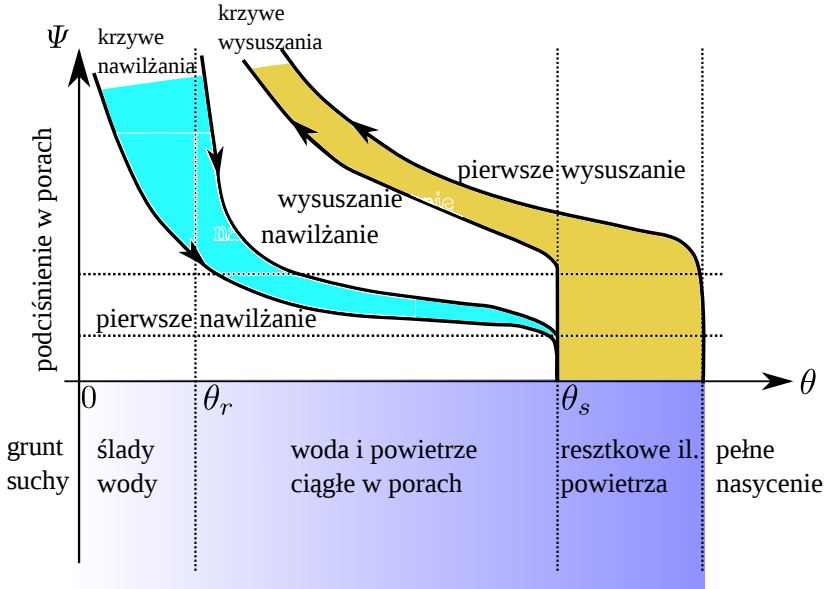
$$k(\Theta) = k_s k_r(\Theta) \quad (1.1)$$

- $k_s$  wodoprzepuszczalność przy pełnym nasyceniu porów wodą, jest to najwyższa wartość wodoprzepuszczalności dla fazy ciekłej przepływającej w sposób ciągły przez kapilary gruntu [ $LT^{-1}$ ],
- $k_r$  współczynnik korygujący [-], względna wodoprzepuszczalność dla strefy pełnego nasycenia  $k_r = 1,0$ ,

$$\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (1.2)$$

wilgotność względna objętościowa (znormalizowana wielkość bezwymiarowa) [-],

- $\theta_s$  wilgotność objętościowa w stanie nasycenia porów [-],
- $\theta$  wilgotność objętościowa naturalna [-],  $\theta = \frac{V_w}{V}$ ,  $V$  objętość próbki gruntu [ $L^3$ ],  $V_w$  – objętość wody w próbce [ $L^3$ ],
- $\theta_r$  wilgotność objętościowa rezydualna [-],
- $S_e$  efektywny (znormalizowany) stopień wilgotności [-],

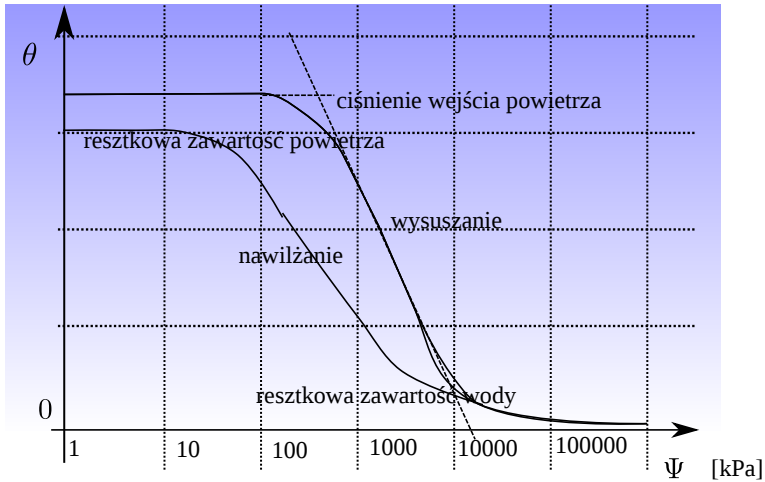


Rys. 1.1. Szkic przedstawiający krzywe SWCC w kilku charakterystycznych wariantach. Wykonano na podstawie [105]

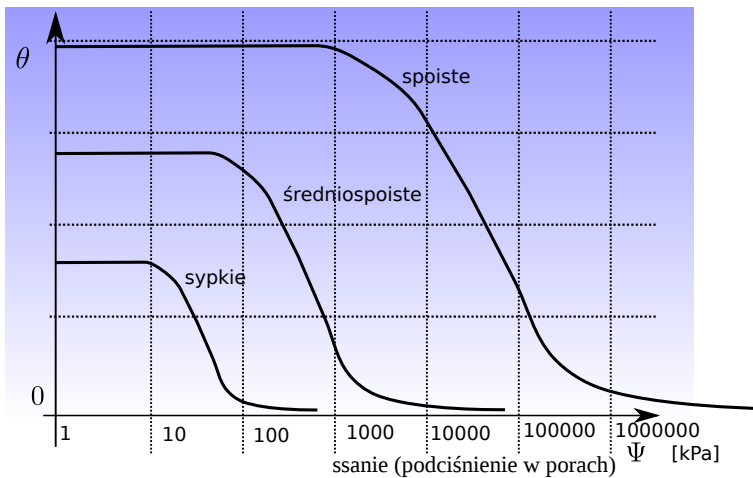
$$S_e = \frac{S_w - S_r}{1,0 - S_r} \quad (1.3)$$

- $S_w$  aktualny stopień wilgotności, opisujący zawartość wody w gruncie  $S_w = \frac{V_w}{V_a}$ , gdzie  $V_a$  jest objętością porów [-],
- $S_r$  rezydualny (reszkowy) stopień wilgotności [-],
- $\Psi = u_a - u_w [FL^{-2}]$  – ciśnienie w porach gruntu, dalej określane jako ssanie matrycowe ( $u_a [FL^{-2}]$  ciśnienie porowe powietrza,  $u_w [FL^{-2}]$  ciśnienie porowe wody).
- $h$  jest potencjałem hydraulicznym [L],  $h = z + \psi$ , gdzie  $z$  jest potencjałem grawitacyjnym natomiast  $\psi$  [L] potencjałem wilgotności zdefiniowanym jako  $\psi = \Psi/\gamma_{wody}$ .

Typowy kształt krzywej dla związku między ssaniem a wilgotnością względną przedstawiono na rys. 1.2. Widać na nim dwie charakterystyczne ścieżki zależności: jedną związaną z nawilżaniem, drugą zaś z wysuszeniem materiału. W przypadku materiału rekonstruowanego w laboratorium można zaobserwować również dwie charakterystyczne ścieżki pierwszego nawadniania (kolor błękitny) i pierwszego suszenia (kolor brązowy). Punktami charakterystycznymi opisu są ciśnienie wejścia wody w pory, reszkowa (rezydualna) zawartość powietrza oraz wody w porach;



Rys. 1.2. Histereza SWCC na podstawie [69]



Rys. 1.3. Typowy kształt SWCC dla gruntów za [105]

są one powiązane bezpośrednio z ciągłością fazy ciekłej i fazy powietrza w porach, co ilustruje rys. 1.1. Zaznaczono na nim również stosowane do opisu faz symbole. Mianem  $\Psi^{aeV}$  określane jest ciśnienie wejścia powietrza w pory (kapilary), natomiast  $\Psi^{wet}$  jest ciśnieniem progowym wypełnienia porów wodą. Typowy kształt krzywych SWCC dla gruntów piaszczystych, pylistych i gliniastych pokazano na rys. 1.3; są to rezultaty badań gruntów z terenów Danii pokazane na podstawie adaptacji wykresu z pracy [105].

Tabela 1.1. Zestawienie wybranych cech gruntów za [135] – wybór wartości, zachowano oryginalne nazwy gruntów

Nazwa	$h_{\text{aev}}$ [m]	$\theta_r$ [-]	$\lambda$ [-]
<i>Beit Netofa clay</i>	$1,51 \cdot 10^2$	0,010	0,19
<i>Shluhot silty clay</i>	$1,51 \cdot 10^2$	0,010	0,20
<i>Silt Mont Ceniz</i>	$1,70 \cdot 10^3$	0,010	0,36
<i>Slate dust</i>	1,44	0,090	5,69
<i>Weld silty clay loam</i>	2,12	0,090	1,52
<i>Amarillo silty clay loam</i>	2,25	0,110	2,35
<i>Rideau clay loam</i>	4,19	0,280	1,62
<i>Caribou silt loam</i>	4,25	0,280	0,91
<i>Touchet silt loam</i>	$1,00 \cdot 10^2$	0,010	0,34
<i>Ida silt loam (&gt;15 cm)</i>	2,35	0,120	1,71
<i>Ida silt loam (0–15 cm)</i>	$2,00 \cdot 10$	0,060	0,38
<i>Touchet silt loam</i>	$2,00 \cdot 10$	0,130	0,27
<i>Pachappa loam</i>	4,14	0,002	1,89
<i>Adelanto loam</i>	$3,19 \cdot 10^4$	0,007	0,42
<i>Indio loam</i>	$4,65 \cdot 10^4$	0,010	0,50
<i>Guelph loam</i>	$1,50 \cdot 10^4$	0,130	0,81
<i>Rubicon sandy loam</i>	$1,02 \cdot 10$	0,150	0,41

Ten kluczowy związek opisywany był przez wielu autorów i z czasem został wsparty dużą bazą wyników badań gruntów. Powstały też empiryczne i analityczne modele oparte na doświadczeniach i przedstawione dalej. Do określenia wzajemnej relacji między względną wilgotnością a ssaniem matrycowym za [30], na podstawie znacznego zbioru badań laboratoryjnych gruntów zaproponowano funkcję w postaci

$$\Theta_{\text{Brooks}} = \begin{cases} \left(\frac{h_{\text{aev}}}{h}\right)^\lambda & \rightarrow h \geq h_{\text{aev}} \\ 1,0 & \rightarrow h < h_{\text{aev}} \end{cases} \quad (1.4)$$

Równanie to zostało sformułowane na podstawie obserwacji zmienności  $\Theta$  na (logarytmicznym) wykresie ssania podczas odwadniania gruntu. W dalszej części pracy będą używane jako parametry: ssanie lub potencjał hydrauliczny. We wzorach należy stosować konsekwentne oznaczenie  $\Psi_{\text{aev}}$  (lub  $h_{\text{aev}}$  potencjał hydrauliczny wejścia wody w pory) jest stałą, charakteryzującą materiał i można ją definiować jako wartość bezwzględną ciśnienia wejścia powietrza w pory.

Dla ciśnień powyżej tej wartości mamy do czynienia z ciągłą fazą powietrza w porach, natomiast wykładnik  $\lambda$  jest zależny od rozkładu wielkości porów w szkielecie gruntu. Zależność ta została zweryfikowana w pracach badawczych np.: [32, 42, 191]. Związek między ssaniem a wilgotnością względną dalej będzie

Tabela 1.2. Zestawienie wybranych cech gruntów za [135, 183, 194]

Nazwa	$\theta_s$ [-]	$\theta_r$ [-]	$\alpha$ $\left[\frac{1}{\text{m}}\right]$	$n$ [-]	$k_s$ $\left[\frac{\text{m}}{\text{s}}\right]$	$h_{\text{aev}}$ [m]
<i>Gilat loam</i>	0,40	0,100	1,670	2,84	$1,69 \cdot 10^{-7}$	-5,1
<i>Silit loam</i>	0,53	0,000	0,764	1,31	$1,90 \cdot 10^{-6}$	-4006
<i>Clay loam</i>	0,50	0,000	0,655	1,21	$3,35 \cdot 10^{-6}$	-820
<i>Sandy loam</i>	0,43	0,007	1,320	1,51	$2,94 \cdot 10^{-7}$	-2204
<i>Adelanto loam</i>	0,42	0,158	0,321	2,11	$5,82 \cdot 10^{-7}$	-31,9
<i>Pochappa loam</i>	0,44	0,077	0,648	2,32	$2,45 \cdot 10^{-6}$	-28,4
<i>Clay</i>	0,60	0,154	0,103	2,36	-	-
<i>Clay loam</i>	0,44	0,193	1,000	1,21	-	-
<i>Silt loam</i>	0,58	0,200	0,484	1,28	-	-
<i>Sand loam</i>	0,51	0,155	0,569	0,57	-	-
<i>Hygiene sandstone</i>	0,25	0,153	0,790	10,4	$1,25 \cdot 10^{-5}$	-
<i>Guelph loam</i>	0,52	0,218	1,150	2,03	$3,66 \cdot 10^{-6}$	-

określany charakterystyką nasycenia porów (oznaczaną powszechnie stosowanym skrótem SWCC). Związki SWCC opisane zostały w pracy [191] na podstawie badań szeroko zakrojonego programu badawczego gruntów w Australii jako

$$\ln \Psi_{\text{Williams}} = a_1 + a_2 \ln \theta \wedge \{\Psi, \theta\} > 0 \quad (1.5)$$

gdzie:  $a_1, a_2$  parametry dopasowania do wyników doświadczalnych. Autorzy pracy [131] zaproponowali formułę w postaci

$$\Theta_{\text{McKee}} = \frac{1}{1 + e^{(\Psi - b_1)/b_2}} \wedge b_2 \neq 0 \quad (1.6)$$

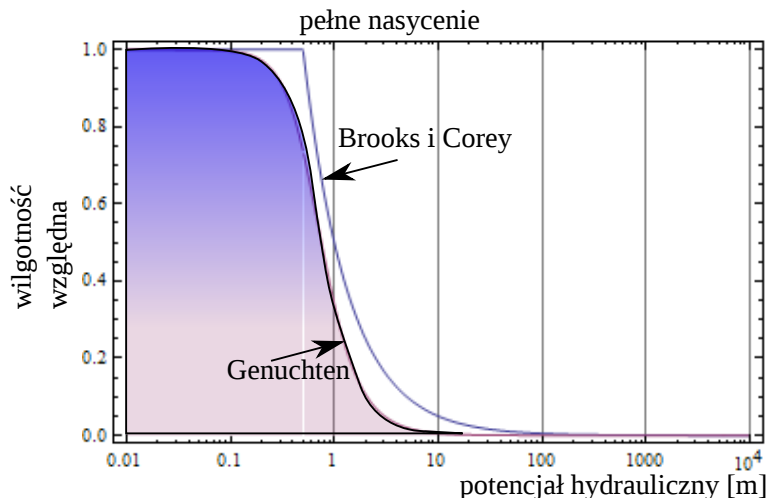
gdzie  $b_1, b_2$  są parametrami dopasowania do wyników doświadczalnych, lepiej dopasowane do rezultatów dla niższych wartości ssania. Jedną z najczęściej stosowanych zależności jest przedstawiona przez Van Genuchtena [183]

$$\Theta_{\text{VG}} = \left( \frac{1}{1 + (\alpha h)^n} \right)^m \quad (1.7)$$

lub także w formie

$$\theta_{\text{VG}} = \theta_r + \left( \frac{1}{1 + (\alpha h)^n} \right)^m (\theta_s - \theta_r) \quad (1.8)$$

gdzie można powiązać parametry  $m = 1 - \frac{1}{n}$ , jednak lepsze rezultaty dopasowania uzyskuje się dla trzech niezależnych parametrów  $m, n$  ( $m$  przyjmuje wartości:



Rys. 1.4. Porównanie SWCC dla modeli Van Genuchtena i Brooksa dla gruntu spoistego

$0 < m < 1$ ) natomiast  $\alpha$  jest parametrem odwrotnie proporcjonalnym do średniej średnicy porów [ $L^{-1}$ ]. Model ten wspiera duża baza dostępnych parametrów dopasowanych do gruntów, np. w pracach [183, 194]. Porównanie modeli Van Genuchtena i Brooksa wykonano dla gruntu spoistego i przedstawiono na rys. 1.4.

Kolejnym z podejść do oszacowania  $\Theta$  jest formuła Gardnera [73]

$$\Theta_G = \frac{1}{1 + \Psi_a \Psi^{n_2}} \quad (1.9)$$

gdzie  $\Psi_a$  – jest parametrem opisującym ciśnienie wejścia powietrza w pory, natomiast  $n_2$  opisuje kształt SWCC.

W literaturze [69] dostępne są również formuły oparte na założonym rozkładzie wystąpienia średnic kapilar imitujących szkielet porowaty i w rezultacie prowadzące do rodziny równań o postaci

$$\theta_F = \theta_s \left( \frac{1}{\ln(e + (\Psi/a)^{n_1})} \right)^{m_1} \quad (1.10)$$

w których  $a, n_1, m_1$  są parametrami dopasowania.

Przedstawione koncepcje są popularne i szeroko stosowane, jednak dobór parametrów dopasowania ogranicza możliwość ich użycia tylko do wybranych zakresów zmienności wilgotności. W większości przypadków dobre rezultaty osiąga się tylko dla wilgotności wyższych niż rezydualna. Opis zmienności wilgotności w funkcji ssania dla pełnego jego zakresu można przytoczyć za pracą [197]. Obszar potencjału hydraulicznego podzielony jest na dwa zakresy (I, II) rozdzielone wartością  $h_c$ ,



powiązaną z odpowiadającą jej wartością wilgotności krytycznej  $\theta_c$ . Dla gruntu o wilgotności większej od krytycznej wartość  $\theta_r$  jest stała. Poniżej tej wilgotności zależność opisana jest modelem adsorpcyjnym Campbella i Shinozawy [33] jako

$$\theta_{rCS} = \theta_{r0}\xi(h) \quad (1.11)$$

gdzie funkcja  $\xi(h)$  jest zdefiniowana

$$\xi(\Psi) = \begin{cases} 1 & h \leq h_c \\ \frac{\ln h_d - \ln h}{\ln h_d - \ln \Psi_c} & h_c < h < h_d \\ 0 & h_d \leq h \end{cases} \quad (1.12)$$

gdzie:

- $\theta_r$  wilgotność rezydualna w modelu rozszerzonym,
- $\theta_{r0}$  rezydualna wartość wilgotności w modelach klasycznych,
- $h_d$  rezydualna wartość ssania modelu klasycznego,
- $h_c$  potencjał hydrauliczny krytyczny,

stąd zmodyfikowana wartość nasycenia ma postać

$$S_e^* = \frac{\theta - \theta_{r0}\xi(h)}{\theta_s - \theta_{r0}\xi(h)} \quad (1.13)$$

model ten umożliwia wyznaczenie za (1.4)

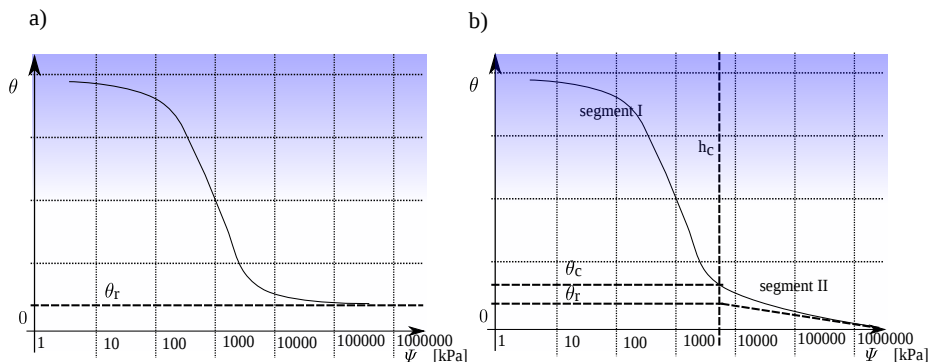
$$\theta_{\text{Brooks}}(h) = \theta_{r0}\xi(h) + [\theta_s - \theta_{r0}\xi(h)] \left( \frac{h_e}{h} \right)^\lambda, \quad |h| > |h_{\text{aev}}| \quad (1.14)$$

oraz za (1.7)

$$\theta_{\text{VG}}(h) = \theta_{r0}\xi(h) + [\theta_s - \theta_{r0}\xi(h)] \left( \frac{1}{1 + (\alpha h)^n} \right)^m, \quad |h| > |h_{\text{aev}}| \quad (1.15)$$

### 1.1.1.1. Model Petersa–Durnera–Idena PDI

Badania Petersa [141] zawierają zestawienie parametrów dla wielu modeli i dla szerokiego zakresu nasycenia (od pełnego aż do gruntów pozbawionych ciągłej fazy ciekłej). Prezentowane jako wynik dopasowania w pracy Petersa modele zakładają wyraźny podział między retencją kapilarną a adsorpcyjną wody w porach, a także uwzględniają wpływ na wodoprzepuszczalność kapilar efektu przewodzenia błonowego. Chociaż wykazywały one poprawne wpasowanie w badania doświadczalne, cechowały się błędami, jakim jest nieróżniczkowalność



Rys. 1.5. Schematyczne przedstawienie SWCC: a) model klasyczny, b) model rozszerzony

w obszarze dopasowania, co stanowi istotną przeszkodę w posługiwaniu się nimi. Problem częściowo rozwiązali autorzy Iden i Durner w [89] przez zmodyfikowanie modelu Petersa, inkorporując do niego empiryczną funkcję opisującą adsorpcję wody, ten model opisywany będzie dalej jako Peters–Durner–Iden PDI. Należy podkreślić istotne ograniczenie, jakim jest brak opisu histerezy kapilarnej przedstawionej na rys. 1.1 w postaci zacieniowanych obszarów, zarówno w procesie nawilżania, jak i wysuszenia. Jednocześnie jest, o czym należy nadmienić, wiele wcześniejszych podejść do opisu zjawiska histerezy jak Koola i Parkera [104] bazujący na modelu Scotta [165]. Model Koola i Parkera [104] ma właściwość prowadzącą do nierealistycznych rezultatów. Kolejne obliczeniowe pętle procesu przesuszania lub nasączenia nie zamykają się. Prowadzi to do efektu wprowadzania wody lub jej ubytku z materiału, zależnie od kierunku następujących po sobie cykli, sprzecznego z prawem zachowania masy.

Model PDI definiowany jest przez

$$\theta_{\text{PDI}}(h) = \theta^{\text{cap}}(h) + \theta^{\text{ad}}(h) = (\theta_s - \theta_r)S^{\text{cap}}(h) + \theta_r S^{\text{ad}}(h) \quad (1.16)$$

Za [141], mając funkcję  $\Gamma(h)$  bazującą na rozkładzie średnic porów i opisującą zależność SWCC, można wprowadzić za autorami [89] funkcję wygładzającą dla kapilar efektywnie transportujących wodę, czyli w strefie wysokich wartości współczynnika wodoprzepuszczalności

$$S^{\text{cap}}(h) = \frac{\Gamma(h) - \Gamma(h_0)}{1 - \Gamma(h_0)} \quad (1.17)$$

gdzie  $\Gamma(h)$  może być definiowana za Van Genuchtenem (1.7) lub innymi związkami przedstawionymi wcześniej w niniejszym opracowaniu oraz funkcję opisującą część

Tabela 1.3. (Część 1) Parametry wodoprzepuszczalności dla krzywych nawilżania i osuszania w PDI bazującym na modelu Van Genuchtena dla siedmiu typów gruntów (za [89])

Nazwa	$\theta_r$	$^d\theta_s$	$^w\theta_s$	$^d\alpha$
	[-]	[-]	[-]	$\left[\frac{1}{\text{cm}}\right]$
<i>Tottori Dune Sand</i>	0,056	0,377	0,343	0,034
<i>Guelph Loam</i>	0,286	0,519	0,434	0,013
<i>Ida Silt Loam (0–15 cm)</i>	0,166	0,542	0,494	0,009
<i>Ida Silt Loam (&gt;15 cm)</i>	0,164	0,524	0,486	0,014
<i>Rubicon Sandy Loam</i>	0,191	0,378	0,378	0,011
<i>Rideau Clay Loam</i>	0,304	0,419	0,419	0,018
<i>Wray Dune Sand</i>	0,106	0,303	0,303	0,030

adhezyjną dla małych wilgotności jako

$$S^{\text{ad}}(h) = 1 + \frac{1}{x_a - x_0}x - x_a + b \ln \left[ 1 + \exp \left( \frac{x_a - x}{b} \right) \right] \quad (1.18)$$

gdzie  $x = \log h$ ,  $x_0 = \log h_0$ ,  $x_a = \log h_a$ ,  $h_0$  można przyjąć w większości przypadków jako  $-10^5$  m,  $b$  jest parametrem wygładzającym za autorami opracowania [89]

$$b = 0,1 + \frac{0,2}{n^2} \left[ 1 - \exp \left( -\frac{\theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^2 \right] \quad (1.19)$$

### 1.1.2. Histereza między głównymi gałęziami SWCC

Przedstawiony model umożliwia po odpowiednich modyfikacjach opisanie zarówno krzywej osuszania, jak i nawilżania. Autorzy PDI proponują zależność

$$^d\Gamma(h) = \left( \frac{1}{1 + (^d\alpha|h|)^n} \right)^m \quad (1.20)$$

$$^w\Gamma(h) = \frac{^w\theta_s - \theta_r}{^d\theta_s - \theta_r} \left( \frac{1}{1 + (^w\alpha|h|)^n} \right)^m \quad (1.21)$$

gdzie indeks  $d$  odpowiada nawilżaniu a  $w$  nawadnianiu. W modelu tym występuje kilka stałych doświadczalnie wyznaczonych i zaprezentowanych w tabelach 1.3 oraz 1.4.

Tabela 1.4. (Część 2) Parametry wodoprzepuszczalności dla krzywych nawilżania i osuszania w PDI bazującym na modelu Van Genuchtena dla siedmiu typów gruntów za [89]

Nazwa	$w\alpha$ $\left[\frac{1}{\text{cm}}\right]$	$n$ [-]	$K_s^{\text{cap}}$ [cm · d <sup>-1</sup> ]	$l$ [-]	$a$ [-]	$K_s^{\text{film}}$ [cm · d <sup>-1</sup> ]
<i>Tottori Dune Sand</i>	0,054	7,40	97,8	-0,11	-3,010	0,0480
<i>Guelph Loam</i>	0,036	2,59	31,6	0,5	-1,419	0,0068
<i>Ida Silt Loam (0–15 cm)</i>	0,015	1,47	491	0,5	-1,265	0,0015
<i>Ida Silt Loam (&gt;15 cm)</i>	0,018	1,56	1082	0,5	-1,278	0,0039
<i>Rubicon Sandy Loam</i>	0,039	5,80	48,1	0,5	-1,866	0,0120
<i>Rideau Clay Loam</i>	0,054	3,63	20,0	0,5	-1,565	0,0098
<i>Wray Dune Sand</i>	0,053	8,20	514	0,5	-2,200	0,0140

## 1.2. Efektywna wodoprzepuszczalność

W celu wyznaczenia rozszerzonego współczynnika wodoprzepuszczalności gruntu nienasyconego, mając informacje o kształcie SWCC oraz na podstawie koncepcji Kozeny'ego, szacowania wartości  $k_r$  jako funkcji wykładniczej

$$k_r(\theta) = \theta^\alpha \quad (1.22)$$

gdzie wartość wykładnika  $\alpha$  została wyznaczona doświadczalnie jako przyjmująca wartości 3,0–3,5. Za Brooksem [30] wprowadzono formułę dopasowującą

$$k_{r_{\text{Brooks}}}(\theta) = \theta^\epsilon \quad (1.23)$$

gdzie  $\epsilon = n + 2 + \frac{2}{\lambda}$ , w pracy [135] Mualem zestawiał, dla znacznej liczby gruntów, wartości współczynnika  $\lambda$ , w zredukowanej postaci formuły z  $n = 0$ , gdy pierwotnie Brooks przyjmował wartość  $n = 1$ .

Innym podejściem w celu oszacowania rozszerzonego współczynnika wodoprzepuszczalności jest zależność wyrażona za pomocą równania

$$k_{r_{\text{Zh}}}(\theta) = \theta^2 \frac{\int_0^\theta \frac{d\theta}{\Psi^2}}{\int_0^{\theta_s} \frac{d\theta}{\Psi^2}} \quad (1.24)$$

Zhang [199] przedstawił ją w rozszerzonej do nieizotropowego ośrodka formule

$$k_{r_{Zh}}(\theta) = \Theta^{L_i} \frac{\int_0^\theta \frac{d\theta}{\overline{\Psi}^\beta}^\gamma}{\int_0^{\theta_s} \frac{d\theta}{\overline{\Psi}^\beta}} \quad i = \{1, 2, 3\} \quad (1.25)$$

gdzie  $i$  oznacza kierunki główne układu współrzędnych, natomiast  $\beta$ ,  $\gamma$  i  $L_i$  są parametrami. W podejściu tym [135] koncepcja Van Genuchtena przyjmuje postać

$$k_{r_{VG}}(\Theta) = \sqrt{\Theta} \left(1 - (1 - \Theta^{1/m})^m\right)^2 \quad (1.26)$$

oraz

$$0 < m < 1$$

dla modelu Gardnera zaś daje rezultat

$$k_{r_G} = e^{-\alpha_2 \Psi} \quad (1.27)$$

a za propozycją Broadbridge'a i White'a

$$k_{r_{Broad}} = \frac{(m_2 - 1)\Theta^2}{m_2 - \Theta} \quad (1.28)$$

gdzie  $m_2$  jest parametrem dopasowania.

Kolejnym z zaproponowanych w literaturze oszacowań jest model Farrella i Larsona, gdzie

$$k_{r_F} = \frac{\Theta^n (e^{2\alpha\Theta} - 2e^{\alpha\Theta})}{e^{2\alpha} - 2e^\alpha + 1} \quad (1.29)$$

### 1.2.1. Wodoprzepuszczalność dla modelu Petersa–Durnera–Idena PDI

Dla pełnego zakresu ssania w pracy [156] zastosowano model PDI.

Współczynnik wodoprzepuszczalności dla fazy ciekłej ma tutaj postać

$$k^{\text{liq}} = k^{\text{cap}} + k^{\text{film}} = k_s^{\text{cap}} k_r^{\text{cap}}(S^{\text{cap}}) + k_s^{\text{film}} k_r^{\text{film}}(S^{\text{ad}}) \quad (1.30)$$

gdzie odpowiednio oznaczenia liq, cap, film, ad oznaczają wodoprzepuszczalność dla fazy ciekłej, kapilar, wody błonkowej,  $S^{\text{ad}}$  zaś zdefiniowano w równaniu (1.18).

Definiuje się odpowiednie wodoprzepuszczalności jako

$$k_r^{\text{cap}} = (S^{\text{cap}})^{\tau} \left[ 1 - \left( \frac{1 - \Gamma(h)^{1/m}}{1 - \Gamma(h_0)^{1/m}} \right)^m \right]^2 \quad (1.31)$$

gdzie parametr związany z kształtem kapilar za Mulaem [135] przyjmuje wartość  $\tau = 0,5$ .

$$k_r^{\text{film}} = \left( \frac{h_0}{h_{\text{aev}}} \right)^{a(1-S^{\text{ad}})} \quad (1.32)$$

odpowiednio zaś  $h_{\text{aev}}$  jest potencjałem wejścia powietrza w pory aproksymowanym wartością  $\frac{1}{\alpha}$  z modelu Van Genuchtena [183], natomiast  $a$  jest parametrem empirycznym za [141]. Dla sytuacji bardzo niskiego nasycenia transport cieczy odbywa się nie tylko wymienionymi wcześniej kapilarami i za pomocą adhezji, ale i parowania.

### 1.2.2. Przepływ wody w gruncie nienasyconym

Przepływ wody w strefie nienasyconej, gdy saturacja jest mniejsza od jedności został opisany po przyjęciu założeń dwufazowego przepływu w materiale porowatym:

- przepływ jest izotermiczny,
- zmiany fazowe cieczy i gazu są niewielkie i zaniedbywalne,
- powietrze w porach i woda są cieciami jednoskładnikowymi,
- szkielet jest nieściśliwy,
- ciecz jest nieściśliwa,
- nie zachodzą reakcje między cieciami w porach a szkieletem,
- zastosowano prawo Darcy'ego z rozszerzoną definicją względnego wskaźnika filtracji,
- przyjęto przepływ laminarny.

W celu modelowania zjawisk zachodzących w gruncie częściowo nasyconym posłużono się równaniem Richardsa opisującym zagadnienie ciągłości przepływu w jednostkowej objętości gruntu [106]. W równaniu tym niezbędne jest wyznaczenie parametrów wodoprzepuszczalności, te zaś powiązane są ściśle z wilgotnością.

$$\nabla \cdot (\mathbf{K} \nabla \vartheta) = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (1.33)$$

gdzie  $\mathbf{K}$  jest tensorem przewodności hydraulicznej,  $t$  oznacza czas,  $\vartheta$  zaś jest ciśnieniem piezometrycznym składającym się z sumy dwóch składników:  $\vartheta = \Psi + y$ ,

Tabela 1.5. Współczynnik filtracji dla gruntów w stanie nasycenia  $k_s$  (za [161])

Współczynnik filtracji dla gruntów w stanie nasycenia $k_s$	Wartość $\left[ \frac{\text{m}}{24\text{h}} \right]$
Żwiry	100–200
Piaski gruboziarniste	50–100
Piaski drobnoziarniste	2–50
Piaski gliniaste	0,08–2
Pyły	0,005–0,08
Gliny	<0,005

gdzie  $y$  jest współrzędną wysokości w układzie odniesienia, w którym liczona jest energia potencjalna,  $\Psi$  zaś potencjałem wilgotności definiowanym jako  $\Psi = \frac{p}{\gamma_w}$ .

Z prawa Darcy'ego mamy  $\mathbf{v} = -\mathbf{K}\nabla\phi$ , gdzie dla materiału nasyconego współczynnik wodoprzepuszczalności przy pełnym nasyceniu porów wodą, oznaczony jako  $k_s$ , przyjmują za orientacyjne wartości jak w tabeli 1.5. Można założyć istnienie jako niezerowych tylko elementów na głównej przekątnej tensora

$$K = \begin{bmatrix} K_x & 0 & 0 \\ 0 & K_y & 0 \\ 0 & 0 & K_z \end{bmatrix}$$

co po założeniu izotropowości ośrodka gruntowego,

$$K = K_i, \quad i = \{x, y, z\} = k_r \quad (1.34)$$

sprowadza się do jednej wartości  $k_r$ , zależnej od stopnia nasycenia porów materiału wodą.

Po założeniu, że filtracja następuje jedynie w kierunku pionowym ( $y$ ), równanie (1.33) sprowadza się do postaci

$$\frac{\partial}{\partial y} \left( k_r \frac{\partial \Psi}{\partial y} \right) + \frac{\partial k_r}{\partial y} = \frac{1}{k_r} \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (1.35)$$

### 1.2.2.1. Rozwiązania analityczne

Jedynie niewielka liczba zadań brzegowych przepływu w gruntach nienasyconych ma rozwiązania zamknięte. Przykładem jest jednowymiarowe zadanie Greena i Ampta [77] przepływu w kolumnie pionowej o wysokości  $L$ , stałym przekroju, początkowo wypełnionej suchym gruntem. Powierzchnia górna kolumny obciążona jest ciśnieniem hydrostatycznym o wartości  $h$ . W trakcie nawilżania zaobserwować można przemieszczający się front nasycenia gruntu. Rozwiązanie dla stanu ustalonego obciążenia deszczem ulewnym  $\theta$  uzyskano w pracy [133].

Po założeniu (1.22) dla  $\alpha_1 = 1$  oraz po przekształceniu (1.2) mamy równanie w postaci jednowymiarowej

$$\frac{\partial}{\partial y} \left( k_r \frac{\partial \Psi}{\partial y} \right) + \frac{\partial k_r}{\partial y} = \frac{\theta_s - \theta_d}{k_s} \frac{\partial k_r}{\partial t} \quad (1.36)$$

stosując podejście z modelu (1.27) mamy

$$e^{\alpha\Psi(y)} \Psi''(y) + \alpha e^{\alpha\Psi(y)} \left( \Psi'(y)^2 + \Psi'(y) \right) = \frac{\theta_s - \theta_d}{k_s} \alpha e^{\alpha\Psi} \frac{\partial \Psi}{\partial t} \quad (1.37)$$

$$e^{\alpha\Psi(y)} \Psi''(y) + \alpha e^{\alpha\Psi(y)} \left( \Psi'(y)^2 + \Psi'(y) \right) = 0 \quad (1.38)$$

po podstawieniu  $\psi = e^{\alpha\Psi}$  mamy

$$\frac{\partial \psi}{\partial y} = \alpha e^{\alpha\Psi} \frac{\partial \Psi}{\partial y} \quad (1.39)$$

równanie to w warunkach ustalonego przepływu oraz dla analizowanego zagadnienia ma następujące warunki brzegowe:

$$\psi(0) = 0, \psi(L) = \psi_L$$

wtedy (1.38) sprowadza się do postaci

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} + \alpha \frac{\partial \psi}{\partial y} = 0 \quad (1.40)$$

po zastosowaniu transformacji Laplace'a mamy

$$s^2 \Psi(s) - s\psi(0^+) - \psi'(0^+) + \alpha \left( s\Psi(s) - \psi(0^+) \right) = 0 \quad (1.41)$$

wraz z warunkami  $\psi(0^+) = 0$ ,  $\psi'(0^+) = p$

$$\Psi(s) = \frac{p}{s^2 + \alpha s} = p \left( \frac{1}{\alpha s} - \frac{1}{\alpha(s + \alpha)} \right) \quad (1.42)$$

$$\psi(y) = \frac{p}{-\alpha^2} (1 - e^{\alpha^2 y}) \quad (1.43)$$

w doświadczeniu założono wartość  $\psi$  na powierzchni dolnej kolumny, stąd parametr  $p$  przyjmie wartość spełniającą warunek

$$\psi(L) = \psi_L = \frac{p}{-\alpha^2} (1 - e^{\alpha^2 L}) \quad (1.44)$$

$$p = -\alpha^2 \psi_L (1 - e^{\alpha^2 L})^{-1} \quad (1.45)$$



stąd mamy

$$\psi = \psi_L \frac{(1 - e^{\alpha_2 y})}{(1 - e^{\alpha_2 L})} \quad (1.46)$$

co umożliwi nam powrót do zmiennej  $\Psi = \frac{\ln \psi(y)}{-\alpha_2}$ .

W sytuacji gdy następuje zmiana nasycenia w czasie, tj.  $\dot{\theta} \neq 0$

$$\Psi'' + \alpha (\Psi'^2 + \Psi') = \frac{\theta_s - \theta_d}{k_s} \alpha \dot{\theta} \quad (1.47)$$

rozwiązanie nie będzie osobliwe, gdy

$$\Psi''(y) + \alpha (\Psi'(y)^2 + \Psi'(y)) = Q \quad (1.48)$$

oraz

$$\frac{\theta_s - \theta_d}{k_s} \alpha \dot{\theta} = Q \quad (1.49)$$

rozwiązanie (1.47) ma postać

$$\Psi = \frac{1}{\alpha} \ln \left( \frac{\alpha c_2 Q + Q \left( -e^{-\alpha(c_2+y)} \right) + Q \ln \left( -e^{-c_1-1} \right) + \alpha Q y}{\alpha} \right) \quad (1.50)$$

rozwiązaniem równania (1.49) jest zaś

$$\theta = \frac{Q t k_s}{\alpha (\theta_s - \theta_d)} + c_3 \quad (1.51)$$

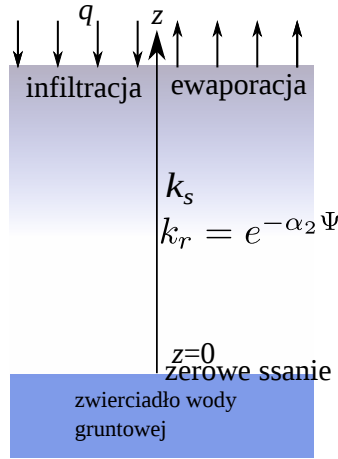
po wyznaczeniu  $Q$  i podstawieniu do (1.50) mamy

$$\Psi(y, t) = \frac{1}{\alpha} \ln \left( \frac{(c_3 - \theta)(\theta_s - \theta_d)}{k_s t} \left( \alpha c_2 + \left( -e^{-\alpha(c_2+y)} \right) + \ln \left( -e^{-c_1-1} \right) + \alpha y \right) \right) \quad (1.52)$$

W przypadku ustalonego przepływu, jak na rys. 1.6, mamy po przekształceniu równania Darcy'ego

$$q = -k \left( \frac{\partial \Psi}{\partial y} + 1 \right) \quad (1.53)$$

gdzie  $q$  jest prędkością przepływu wody w profilu w sytuacji infiltracji ze znakiem dodatnim, a wysuszania ze znakiem ujemnym, po podstawieniu rozszerzonej



Rys. 1.6. Schemat zadania z ustalonym przepływem na powierzchni  $q = \text{const}$

definicji współczynnika przepływu

$$q = -k_s k_r \left( \frac{\partial \Psi}{\partial y} + 1 \right) \quad (1.54)$$

gdzie z uwzględnieniem (1.27) mamy

$$q = -k_s e^{-\alpha_2 \Psi} \left( \frac{\partial \Psi}{\partial y} + 1 \right) \quad (1.55)$$

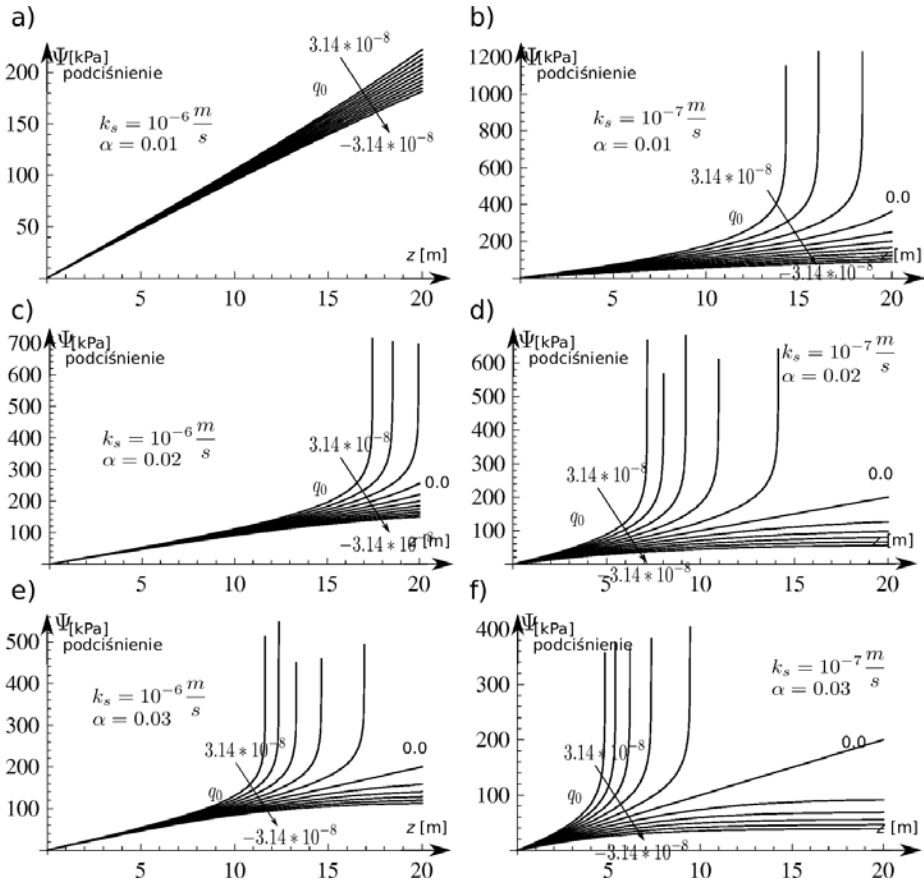
po rozdzieleniu zmiennych otrzymuje się równania

$$dy = \frac{e^{-\alpha_2 \Psi} d\Psi}{-\left( \frac{q}{k_s} + e^{-\alpha_2 \Psi} \right)} \quad (1.56)$$

$$\Psi(y) = \frac{\ln \left( -\frac{q - e^{\alpha_2 k_s - \alpha y}}{k_s} \right)}{\alpha} \quad (1.57)$$

gdzie dla warunku brzegowego  $\Psi(0) = 0$  mamy

$$\Psi(y) = \frac{\ln \left( -\frac{k_s \left( -\frac{q}{k_s} - 1 \right) e^{\alpha(-y)} + q}{k_s} \right)}{\alpha} \quad (1.58)$$

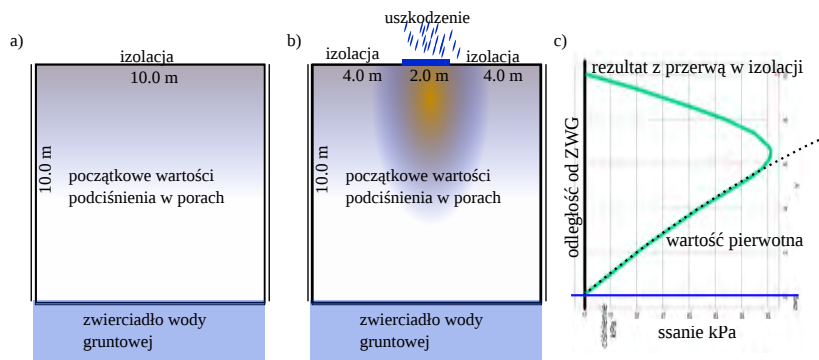


Rys. 1.7. Rozwiązanie (1.58) w reprezentacji graficznej dla wybranych wartości  $k_s$  i  $\alpha$

rozwiązanie to zilustrowano na rys. 1.7, gdzie dla dwóch różnych wartości  $k_s = 10^{-6} \text{ m/s}$  i  $k_s = 10^{-7} \text{ m/s}$  oraz dla współczynnika  $\alpha = 0,01, 0,02, 0,03$  zilustrowano wartości ssania w profilu. Na osi poziomej przedstawiono odległość od ustabilizowanego zwierciadła wody gruntowej. Wykresy sporządzono dla wielu wartości infiltracji, braku przepływu, jak i ewaporacji w strefach klimatycznych, od umiarkowanej do podzwrotnikowej.

### 1.2.2.2. Rozwiązania dla materiału homogenicznego MES – FlexPDE

W monografii przedstawiono przeprowadzone rozwiązania dwuwymiarowe, gdzie kluczowym elementem jest powstanie i propagacja zmian ssania w otoczeniu obiektu. Rozpatrzono przypadek transportu cieczy dla uszkodzenia izolacji powierzchniowej. Wybrano podłoże o cechach spoistych. Zagadnienie to zilustrowano na rysunku 1.8. Podłoże jest początkowo izolowane od wpływów środowiska za



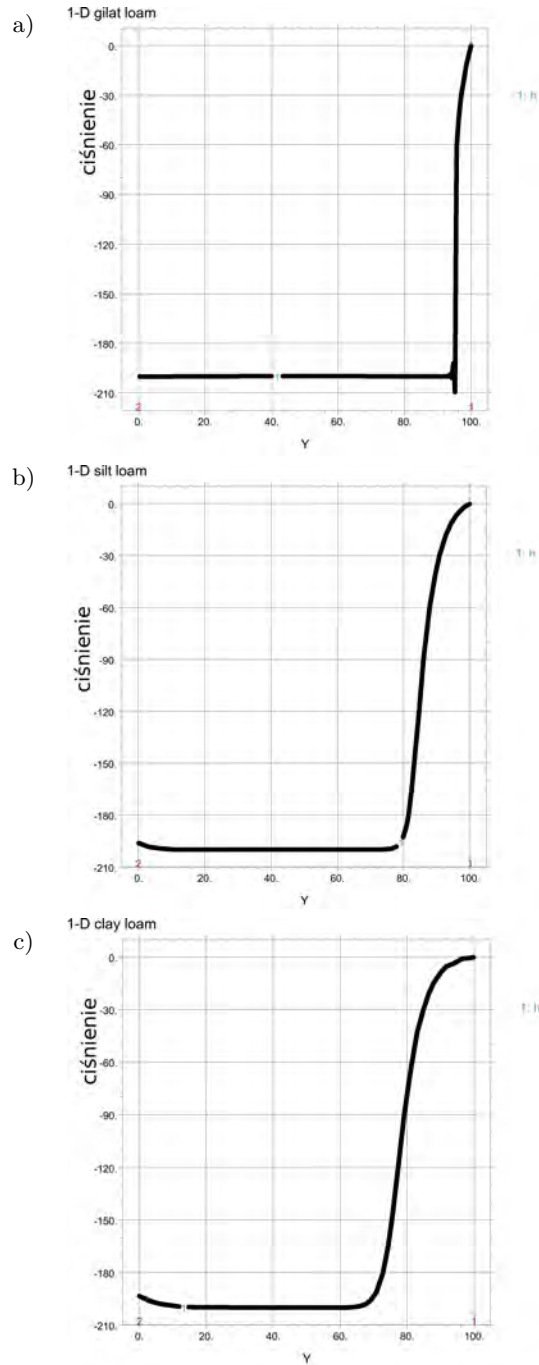
Rys. 1.8. Pęknięta izolacja: a) początkowy schemat, b) awaria izolacji na odcinku 2,0 m

Tabela 1.6. Parametry gruntów do obliczeń porównawczych

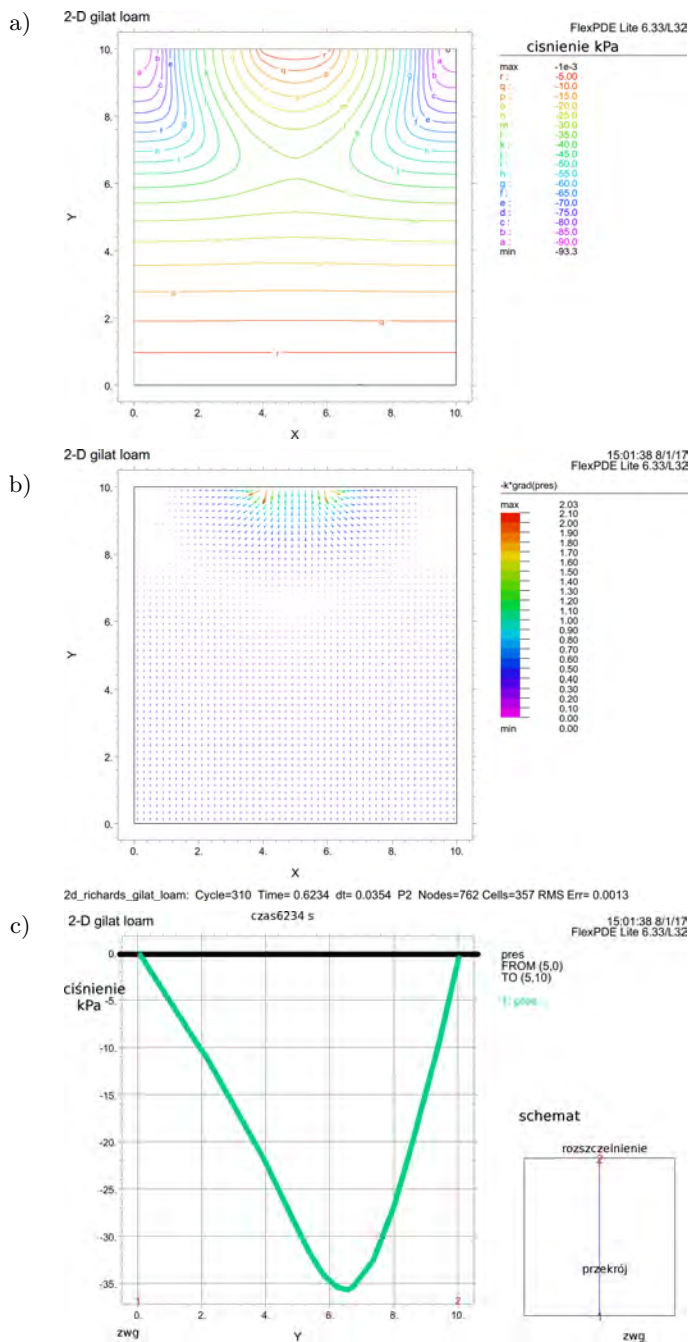
Nazwa	$k_s$ $10^{-7}$ [m/s]	$\alpha$ [1/m]	$n$ [-]	$\theta_r$ [-]	$\theta_s$ [-]
<i>Gilat loam</i>	1,69	1,670	2,84	0,100	0,40
<i>Silt loam</i>	19,0	0,764	1,31	0,000	0,53
<i>Clay loam</i>	33,5	0,655	1,21	0,000	0,50

pomocą izolacji poziomej, zwierciadło wody gruntowej znajduje się na stałej głębokości 10 m poniżej powierzchni terenu. Zgodnie z przedstawionym wcześniej rozwiązaniem analitycznym dla równania przepływu wyznaczono rozkład ssania w gruncie. Przy prawidłowo działającej izolacji, warunkami brzegowymi są: przepływ na poziomie terenu  $q = 0$  m/s oraz  $\Psi = 0$  kPa dla ZWG. Związek między ssaniem a wartością  $k_r$  przyjęto zgodnie z propozycją Van Genuchtena. Modelowane przebicie izolacji poziomej skutkuje zmianą warunków brzegowych na odcinku 2 m (rys. 1.8b). Dla tej sytuacji przyjęto pełne nasycenie w tym obszarze. Przyczyną takiego stanu w warunkach naturalnych może być jedno z wymienionych we wstępie źródeł zawodnienia. Rozwiązanie uzyskano za pomocą metody numerycznej w programie FlexPDE. Zamieszczono rezultaty dla trzech charakterystycznych gruntów zaprezentowane graficznie na rysunku 1.9. Założono jednorodność materiału podłoża. Badano efekt przebicia izolacji dla trzech gruntów. Parametry opisujące przepływ zestawiono w tabeli 1.6.

Założony stan pełnego nasycenia na powierzchni gruntu w wyniku awarii skutkowało przemieszczaniem się w czasie frontu nasycenia w głąb podłoża. Czas trwania infiltracji był dla wszystkich przypadków identyczny i wynosił jedną godzinę.



Rys. 1.9. Stan frontu nawilżającego: a) less, b) pył gliniasty, c) glina ilasta



Rys. 1.10. Przebieg membrany wodoszczelnej w podłożu lessowym, wstępne nasycenie tylko w wartości podciśnienia wynikającego z warunków podciągania w kapilarach

Przedstawione metody wyznaczania stanu nasycenia materiału, uzupełnione procedurami numerycznymi oraz rozwiązaniami analitycznymi równania transportu, dają swobodę wyboru narzędzia, która umożliwia rozwiązanie problemu najbardziej adekwatne do założeń zadania i złożoności warunków brzegowych oraz geometrii.

Dla większości rodzajów warunków brzegowych i geometrii metoda analityczna nie uzyskuje zamkniętych rozwiązań. Jest to powodem rozwoju wielu metod przybliżonych stosowanych do opisu rozkładu podciśnienia w porach. Z kilku istotnych można wyróżnić metodę perkolacji ([16, 29, 193]). Stworzona została przez Talbot–Ogdena [175] i rozszerzona do przypadku dwuwymiarowego w pracy [195]. Metoda ta jest atrakcyjnym uzupełnieniem uniwersalnej metody elementów skończonych w zagadnieniach materiałów o bardzo niewielkiej wartości wodoprzepuszczalności oraz gdy nieliniowości wpływu ssania na względną wodoprzepuszczalność powodują znaczne problemy klasycznych algorytmów uzyskiwania zbieżności cząstkowych równań różniczkowych.

### 1.3. Sztywność podłoża nienasyconego

#### 1.3.1. Zmienne stanu naprężenia

Pierwsze sugestie dotyczące zależności między naprężeniami efektywnymi a ciśnieniem cieczy pojawiły się już w latach 40. XX w., jednak pierwszą, która zdobyła uznanie, była koncepcja Bishopa z 1959 r. [23].

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (1.59)$$

gdzie  $\sigma'$  naprężenia efektywne,  $\sigma$  naprężenia całkowite,  $u_a$  ciśnienie w porach,  $u_w$  ciśnienie w fazie ciekłej,  $\chi$  parametr zależny od stopnia nasycenia gruntu. Wielkość parametru  $\chi$  zmienia się w taki sposób, że przyjmuje wartość jeden dla pełnego nasycenia, natomiast dla całkowicie suchego gruntu osiąga wartość zero. W fundamentalnej pracy Frenzlunda z 1993 r. [67] przedstawiono zestaw naprężeń dla gruntów częściowo nienasyconych, składający się z dwóch niezależnych tensorów

$$\sigma_a = \begin{bmatrix} \sigma_{11} - u_a & \sigma_{21} & \sigma_{31} \\ \sigma_{12} & \sigma_{22} - u_a & \sigma_{32} \\ \sigma_{13} & \sigma_{23} & \sigma_{33} - u_a \end{bmatrix} \quad (1.60)$$

oraz

$$\sigma_b = \begin{bmatrix} u_a - u_w & 0 & 0 \\ 0 & u_a - u_w & 0 \\ 0 & 0 & u_a - u_w \end{bmatrix} \quad (1.61)$$

gdzie wartości  $\sigma_{ij}$ ,  $i, j \in \{1, 2, 3\}$  są wartościami naprężeń natomiast  $u_a$  oraz  $u_w$  odpowiednio ciśnieniem porowym powietrza oraz wody. Naprężenia główne mają wtedy postać  $\sigma_1 - u_a \geq \sigma_2 - u_a \geq \sigma_3 - u_a$ , odpowiednio, pierwsze niezmienniki naprężenia pierwszego i drugiego tensora mają postać

$$I_{11} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 - 3u_a \quad (1.62)$$

$$I_{12} = 3(u_a - u_w) \quad (1.63)$$

drugie niezmienniki naprężenia

$$I_{21} = (\sigma_1 - u_a)(\sigma_2 - u_a) + (\sigma_2 - u_a)(\sigma_3 - u_a) + (\sigma_3 - u_a)(\sigma_1 - u_a) \quad (1.64)$$

$$I_{22} = 3(u_a - u_w)^2 \quad (1.65)$$

oraz trzecie niezmienniki dla tensorów naprężenia

$$I_{31} = (\sigma_1 - u_a)(\sigma_2 - u_a)(\sigma_3 - u_a) \quad (1.66)$$

$$I_{33} = (u_a - u_w)^3 \quad (1.67)$$

Zmienne stanu naprężenia na płaszczyźnie Mohra mają zaś dla przedstawionych tensorów naprężenia następującą postać

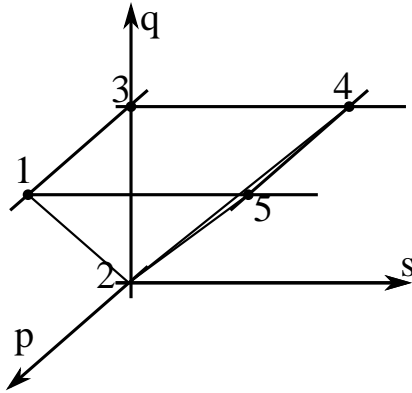
$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_a \quad (1.68)$$

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (1.69)$$

$$s = u_a - u_w \quad (1.70)$$

Ścieżka obciążenia może przebiegać w całym obszarze opisanym zmiennymi  $\{p, q, s\}$ , a aktualny stan naprężenia opisany jest trzema zmiennymi. Zgodnie z propozycją Fradlunda stan ten można przedstawić jako punkt w przestrzeni na rys. 1.11. Wyjściowo rozpoczynamy budowę eksperymentu myślowego od punktu 2 o współrzędnych naprężenia  $\{0, 0, 0\}$ , co umożliwi osiągnięcie punktu 5 różnymi ścieżkami, jak 2–1–5, 2–5 lub 2–4–5 przez różne kombinacje ssania oraz wartości  $p$  i  $q$ . Odpowiednio ustawiony program obciążenia w przestrzeni  $\{p, q, s\}$  umożliwi wyznaczenie podstawowych cech mechanicznych gruntu.



Rys. 1.11. Ścieżki naprężenia w przestrzeni  $\{p, q, s\}$ 

### 1.3.2. Sprężystość podłoża nienasyconego

#### 1.3.2.1. Liniowa sprężystość

Dla materiału liniowo-sprężystego izotropowego nasyconego postać związków konstytutywnych sprężystości dla odkształceń, to odpowiednio [22]

$$\epsilon_{11} = \frac{\sigma_{11} - u_w}{E} - \frac{\mu}{E}(\sigma_{22} + \sigma_{33} - 2u_w) \quad (1.71)$$

$$\epsilon_{22} = \frac{\sigma_{22} - u_w}{E} - \frac{\mu}{E}(\sigma_{11} + \sigma_{33} - 2u_w) \quad (1.72)$$

$$\epsilon_{33} = \frac{\sigma_{33} - u_w}{E} - \frac{\mu}{E}(\sigma_{22} + \sigma_{11} - 2u_w) \quad (1.73)$$

$$\epsilon_{12} = \epsilon_{21} = \frac{\sigma_{12}}{G} \quad (1.74)$$

$$\epsilon_{23} = \epsilon_{32} = \frac{\sigma_{23}}{G} \quad (1.75)$$

$$\epsilon_{13} = \epsilon_{31} = \frac{\sigma_{13}}{G} \quad (1.76)$$

gdzie odpowiednio:  $\sigma_{ij}$  składowe tensora naprężenia,  $u_w$  ciśnienie porowe wody w gruncie nasyconym,  $E$  moduł Younga,  $\mu$  współczynnik Poissona, natomiast odkształcenie objętościowe jest równe sumie odkształceń  $\epsilon_v = \epsilon_{jj}$ . Analogiczną formę przyjmą składowe tensora odkształcenia po uwzględnieniu różnicy ciśnień powietrza i wody oraz modułu sprężystości  $H$  zależnego od niej

$$\epsilon_{11} = \frac{\sigma_{11} - u_a}{E} - \frac{\mu}{E}(\sigma_{22} + \sigma_{33} - 2u_a) + \frac{u_a - u_w}{H} \quad (1.77)$$

$$\epsilon_{22} = \frac{\sigma_{22} - u_a}{E} - \frac{\mu}{E}(\sigma_{11} + \sigma_{33} - 2u_a) + \frac{u_a - u_w}{H} \quad (1.78)$$

$$\epsilon_{33} = \frac{\sigma_{33} - u_a}{E} - \frac{\mu}{E}(\sigma_{22} + \sigma_{11} - 2u_a) + \frac{u_a - u_w}{H} \quad (1.79)$$

$$\epsilon_{12} = \epsilon_{21} = \frac{\sigma_{12}}{G} \quad (1.80)$$

$$\epsilon_{23} = \epsilon_{32} = \frac{\sigma_{23}}{G} \quad (1.81)$$

$$\epsilon_{13} = \epsilon_{31} = \frac{\sigma_{13}}{G} \quad (1.82)$$

które w formie przyrostowej przyjmują postać

$$d\epsilon_{11} = \frac{d(\sigma_{11} - u_a)}{E} - \frac{\mu}{E}d(\sigma_{22} + \sigma_{33} - 2u_a) + \frac{d(u_a - u_w)}{H} \quad (1.83)$$

$$d\epsilon_{22} = \frac{d(\sigma_{22} - u_a)}{E} - \frac{\mu}{E}d(\sigma_{11} + \sigma_{33} - 2u_a) + \frac{d(u_a - u_w)}{H} \quad (1.84)$$

$$d\epsilon_{33} = \frac{d(\sigma_{33} - u_a)}{E} - \frac{\mu}{E}d(\sigma_{22} + \sigma_{11} - 2u_a) + \frac{d(u_a - u_w)}{H} \quad (1.85)$$

$$d\epsilon_{12} = d\epsilon_{21} = \frac{d\sigma_{12}}{G} \quad (1.86)$$

$$d\epsilon_{23} = d\epsilon_{32} = \frac{d\sigma_{23}}{G} \quad (1.87)$$

$$d\epsilon_{13} = d\epsilon_{31} = \frac{d\sigma_{13}}{G} \quad (1.88)$$

Dla typowych przypadków obciążenia składowe tensora odkształcenia przyjmują postać:

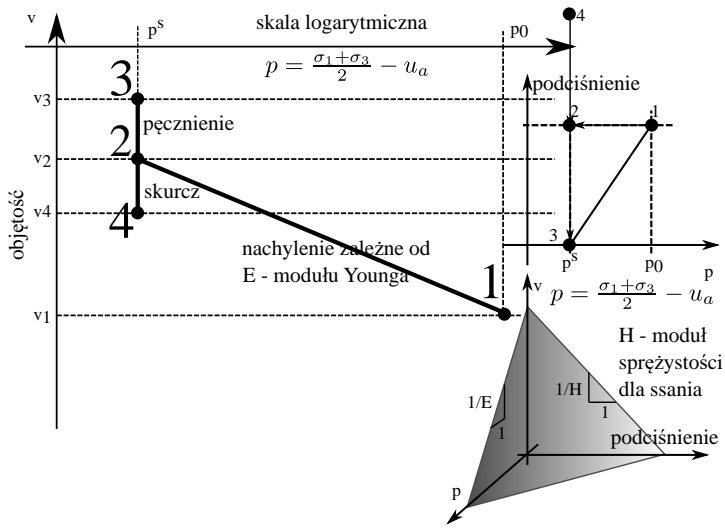
- izotropowego (rys. 1.12)  $d\boldsymbol{\sigma} = d\sigma_{11} = d\sigma_{22} = d\sigma_{33}$ ,

$$d\boldsymbol{\epsilon} = d\epsilon_{11} = d\epsilon_{22} = d\epsilon_{33} = \frac{d(\sigma - u_a)}{E}(1 - 2\mu) + \frac{d(u_a - u_w)}{H} \quad (1.89)$$

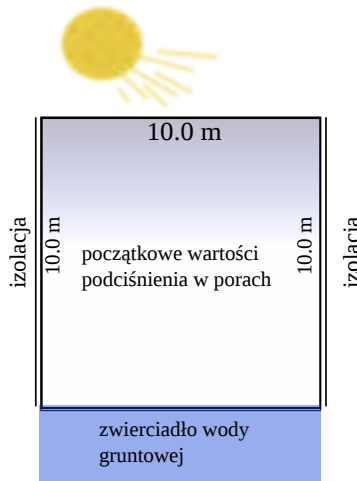
natomiast  $d\epsilon_v = 3d\epsilon$ , w tym przypadku wyraźnie widać wpływ zmiennej  $s$  (1.70), zmiana nasycenia wywołuje zmianę objętości zgodnie z  $\frac{ds}{H}$ ,

- jednoosiowe, gdzie  $d\sigma_{11} \neq 0$ , natomiast  $d\sigma_{22} = d\sigma_{33} = 0$

$$d\epsilon_{11} = \frac{d(\sigma_{11} - u_a)}{E} + \frac{d(u_a - u_w)}{H} \quad (1.90)$$



Rys. 1.12. Zależność odkształceń w zależności od ssania i ciśnienia – izotropowe warunki obciążenia próbki

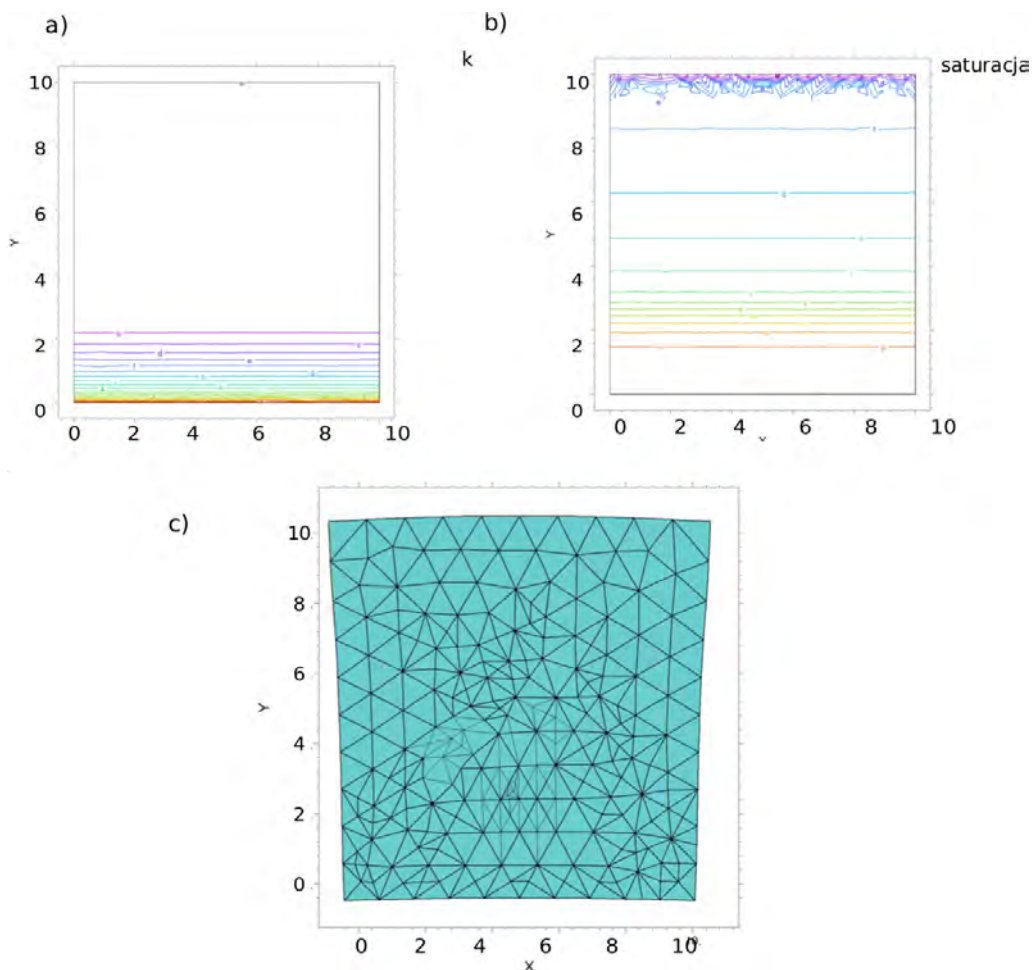


Rys. 1.13. Schemat zadania z wysuszonym gruntem

$$d\epsilon_{22} = d\epsilon_{33} = \frac{-du_a}{E} - \frac{\mu}{E}d(\sigma_{11} - 2u_a) + \frac{d(u_a - u_w)}{H} \quad (1.91)$$

- ścieżka obciążenia  $K_0 d\sigma_{11} \neq 0$ , natomiast  $d\epsilon_{22} = d\epsilon_{33} = 0$ , gdzie

$$d\epsilon_{11} = \frac{d(\sigma_{11} - u_a)}{E} - \frac{\mu}{E}d(\sigma_{22} + \sigma_{33} - 2u_a) + \frac{d(u_a - u_w)}{H} \quad (1.92)$$



Rys. 1.14. Rozwiązanie zagadnienia przepływu wraz ze zmianą objętości w programie FlexPDE 2D: a) współczynnik wodoprzepuszczalności, b) saturacja  $S_e$ , c) kształt próbki poddanej wysuszeniu

$$0 = \frac{d(\sigma_{22} - u_a)}{E} - \frac{\mu}{E}d(\sigma_{11} + \sigma_{33} - 2u_a) + \frac{d(u_a - u_w)}{H} \quad (1.93)$$

$$0 = \frac{d(\sigma_{33} - u_a)}{E} - \frac{\mu}{E}d(\sigma_{22} + \sigma_{11} - 2u_a) + \frac{d(u_a - u_w)}{H} \quad (1.94)$$

Na rysunku 1.12 przedstawiono możliwości zmiany objętości próbki prekonsolidowanej ciśnieniem  $p_0$  w warunkach podciśnienia o wartości  $s$  odciążonej przy stałym podciśnieniu w porach oraz poddanej wysuszeniu.

Wysuszenie swobodnie opartej próbki dla płaskiego stanu odkształcenia, w zadaniu z zabezpieczonymi przed wysuszeniem powierzchniami bocznymi i dolną, pokazano na rys. 1.13. Zadanie zostało rozwiązane za pomocą procedur napisanych przez autora. Zastosowane parametry materiałowe to:  $\theta_r = 0,1$ ,  $\theta_s = 0,4$ ,  $\alpha = 1,67 \cdot 10^{-2}$  [kPa<sup>-1</sup>],  $n = 2,84$ ,  $k_s = 1,69 \cdot 10 \cdot 3600 \cdot 10^{-7}$  [m/s], ze współczynnikiem Poissona  $\mu = 0$ , oraz modułem sprężystości  $E = 11,7 \cdot 10^3$  [kPa] dla naprężeń, a  $H = 3,5 \cdot 10^3$  [kPa] dla podciśnienia. Przechodzący w głąb próbki front niskiego nasycenia powoduje wyraźnie widoczny w powiększeniu skurcz i deformację materiału (efekt ten pokazuje rys. 1.14c). Przeprowadzony eksperyment numeryczny w przypadku nawilżania wstępnie wysuszonej próbki daje w rezultacie wzrost objętości.



## Rozdział 2

# Wytrzymałość gruntu nienasyconego

### 2.1. Koncepcje rozszerzające kryterium CM

Kryterium wytrzymałości ośrodka częściowo nasyconego zaprezentowane przez Fredlunda w 1978 r. znalazło oparcie w wielu badaniach [66, 67, 70]. Bazuje ono na kryterium wytrzymałościowym Coulomba–Mohra rozszerzonym o wpływ podciśnienia w porach

$$\tau_f = (\sigma_n - u_a)\text{tg } \phi' + c' + (u_a - u_w)\text{tg } \phi^b \quad (2.1)$$

gdzie:

- $c'$  – spójność efektywna,
- $\sigma_n$  – naprężenia normalne,
- $u_a$  – ciśnienie porowe powietrza,
- $u_w$  – ciśnienie porowe wody,
- $\phi'$  – efektywny kąt tarcia wewnętrznego,
- $\phi^b$  – kąt nachylenia śladu powierzchni wytrzymałości na płaszczyźnie  $\tau - \Psi$ ,
- $\sigma_n - u_a$  – naprężenia normalne netto,
- $\Psi = u_a - u_w$  – ssanie matrycowe,

rozwinięciem koncepcji opisu spójności rozszerzonej na grunty częściowo nasycone zaproponowane również przez Fredlund w 1996 r. jako

$$\tau_f = c' + (\sigma_n - u_a)\text{tg } \phi' + (u_a - u_w)\Theta_d^{\kappa_f}\text{tg } \phi' \quad (2.2)$$

gdzie:

- $\Theta_d$  – bezwymiarowy parametr opisujący zawartość wody jako  $\frac{\theta}{\theta_s}$ , czyli objętościowa zawartość wody  $\theta$  do zawartości jej w stanie nasycenia  $\theta_s$ ,
- $\kappa_f$  – parametr,

w 1996 r. Vanapalli z zespołem [184] zaproponowali nieliniowe równanie bazujące na SWCC o postaci

$$\tau_f = c' + (\sigma_n - u_a)\text{tg } \phi' + (u_a - u_w)\text{tg } \phi' \frac{S - S_r}{100 - S_r} \quad (2.3)$$

lub

$$\tau_f = c' + (\sigma_n - u_a)\text{tg } \phi' + (u_a - u_w)\text{tg } \phi' \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (2.4)$$

rozwijane w kolejnych pracach na podstawie obszernego zbioru przebadanych gruntów [185]. Badania prowadzone w aparacie bezpośredniego ścinania wyposażonym w pomiar podciśnienia [79] umożliwiły weryfikację zależności między przedstawionymi SWCC a spójnością. Vilar w 2006 r. uzupełnił koncepcję Vana-palli o zachowanie materiału dla reszkowych wartości wilgotności, zaproponował zastosowanie empirycznego wzoru o postaci funkcji hiperbolicznej do opisu danych eksperymentalnych badań bezpośredniego ścinania

$$c_{\text{tot}} = c' + \frac{u_a - u_w}{a_v + b_v(u_a - u_w)} \quad (2.5)$$

gdzie:

- $c_{\text{tot}}$  – spójność z uwzględnieniem wpływu ssania,
- $a_v, b_v$  – parametry dopasowania Vilara,

parametry te można oszacować, gdy iloraz różnicowy zmiany spójności dla ( $\Psi \rightarrow 0^+$ ) względem ssania (dla małych wartości ssania) odpowiadała nachyleniu kąta tarcia wewnętrznego

$$\lim_{\Psi \rightarrow 0^+} \frac{dc_{\text{tot}}}{d\Psi} = \frac{1}{a_v} = \text{tg } \phi' \quad (2.6)$$

oraz nachylenie wykresu spójności dla dużych wartości ssania, asymptotycznie zmierza do zera (równoległe do osi ssania) i osiąga wartość graniczną  $c_{\text{ult}}$

$$c_{\text{ult}} = \lim_{\Psi \rightarrow \infty} c' + \frac{u_a - u_w}{a_v + b_v(u_a - u_w)} = c' + \frac{1}{b_v} \quad (2.7)$$

gdzie  $c_{\text{ult}}$  jest spójnością graniczną dla wysuszonej próbki z rezydualną zawartością wody w porach. Ograniczenie (2.7) to zostało, na podstawie badań laboratoryjnych przeprowadzonych dla znacznych wartości podciśnienia w porach, zastąpione przez

$$b_v = \frac{1}{c_{\text{measured}} - c'} - \frac{a_v}{\Psi_{\text{measured}}} \quad (2.8)$$

gdzie  $a_v$  jak w (2.6), natomiast wartości zmierzone dla ssania rezydualnego to odpowiednio  $c_{\text{measured}}$  oraz  $\Psi_{\text{measured}}$ . Odmienne podejście zaprezentowali Khalili i Khabbaz w 1998 r. [100]

$$\tau_f = c' + (\sigma_n - u_a)\text{tg } \phi' + (u_a - u_w)\text{tg } \phi' \lambda_{kk} \quad (2.9)$$



parametr ma postać  $\lambda_{kk}$ , jest definiowany zaś jako

$$\lambda_{kk} = \begin{cases} 1,0 & \Psi \leq \Psi_{\text{aev}} \\ \frac{\Psi}{\Psi_{\text{aev}}}^{-0,55} & \Psi > \Psi_{\text{aev}} \end{cases} \quad (2.10)$$

gdzie  $\Psi_{\text{aev}}$  jest ssaniem odpowiadającym progowi wejścia powietrza w porach materiału.

W tym samym roku Bao i inni przedstawili nieliniową zależność między ssaniem a wytrzymałością na ścinanie gruntu jako

$$\tau_f = c' + (\sigma_n - u_a)\text{tg } \phi' + (u_a - u_w)\text{tg } \phi' \xi \quad (2.11)$$

parametr  $\xi$  wyrażono

$$\xi = \begin{cases} 1,0 & \Psi \leq \Psi_{\text{aev}} \\ \frac{\ln \Psi_r - \ln \Psi}{\ln \Psi_r - \ln \Psi_{\text{aev}}} & \Psi_{\text{aev}} < \Psi < \Psi_r \\ 0 & \Psi_r \leq \Psi \end{cases} \quad (2.12)$$

gdzie:  $\Psi_r$  jest rezydualną wartością ssania.

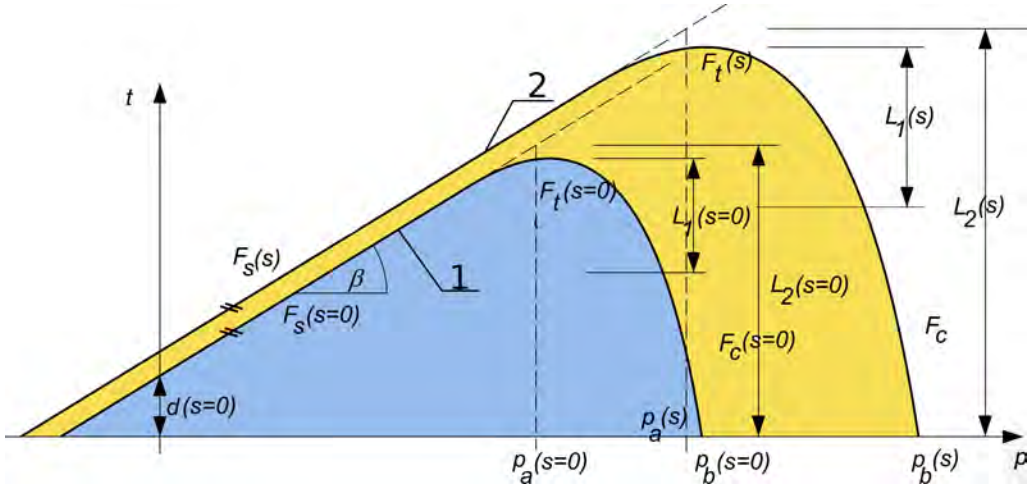
W roku 2006 zaprezentowana została koncepcja Matsushi i Matsukury [130], stosowana później przez [201, 202] jako narzędzie do opisu warunku wytrzymałości na ścinanie dla gruntów nienasyconych

$$\tau_f = c' + (\sigma_n - u_a)\text{tg } \phi' + c_{\text{ult}} e^{-\mu \theta} \quad (2.13)$$

gdzie:  $\theta$  to wilgotność objętościowa,  $\mu$  współczynnik dopasowania, natomiast  $c_{\text{ult}}$  asymptotą dla wartości spójności w funkcji zmian ssania.

## 2.2. Rozszerzone kryterium Druckera–Pragera DP

Przedstawiono koncepcję zmodyfikowanego kryterium Druckera–Pragera, bazującą na kryterium CM ([5, 66, 96, 157, 176, 190]). Proponowany model bazujący na koncepcji DP wraz z zamknięciem, od strony naprężeń hydrostatycznych ściskających za pomocą dwusegmentowej krzywej uzupełniono o wpływ podciśnienia w porach gruntu. Kryterium plastyczności Druckera–Pragera z zamknięciem w gruntach nienasyconych zastosowano do obliczeń numerycznych w programie Abaqus [84]. Wewnątrz powierzchni granicznej materiał ma cechy liniowo-sprężyste, zależne od stanu nasycenia porów. Koncepcje te ilustruje rys. 2.1, gdzie wyróżniono dwa stany:



Rys. 2.1. Ewolucja kształtu kryterium DP wraz ze wzrostem podciśnienia w porach:  
1) grunt nasycony,  $s = 0$ , 2) częściowo nasycony,  $s > 0$

1. pełne nasycenie (kolor niebieski), jest to najmniejsza powierzchnia ograniczająca dla tego materiału,
2. podciśnienie o wartości  $s > 0$  (kolor żółty).

Przejście między segmentami każdej z powierzchni, kryterium rozszerzonego DP, jest gładkie, co umożliwi uniknięcie numerycznych niedogodności i zwiększa stabilność rozwiązania, np. głębokie zakotwienia oraz zjawiska zachodzące w otoczeniu podstawy pała [86]. Dla materiału nienasyconego naprężenia dewiatorowe definiujemy jako

$$t = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2.14)$$

ciśnienie

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) + u_a \quad (2.15)$$

powierzchnia plastyczności jest zdefiniowana jako:

$$F_s = t - p \operatorname{tg} \beta - d = 0 \quad (2.16)$$

gdzie  $\beta$  reprezentuje w kryterium rozszerzonym DP kąt tarcia a  $d$  kohezję. Powierzchnia plastyczności ograniczająca od strony naprężeń hydrostatycznych ma

Tabela 2.1. Porównanie między obwiednią Coulomba–Mohra a Druckera–Pragera za propozycjami Jianga [95]

$\eta$	$\beta$ w modelu DP	$d$ w modelu DP
$\frac{\pi}{6}$	$\beta = \frac{2\sqrt{3} \sin \phi}{3 - \sin \phi}$	$d = \frac{2\sqrt{3}c_{\text{tot}} \cos \phi}{3 - \sin \phi}$
0	$\beta = \sin \phi$	$d = c_{\text{tot}} \cos \phi$
$-\frac{\pi}{6}$	$\beta = \frac{2\sqrt{3} \sin \phi}{3 + \sin \phi}$	$d = \frac{2\sqrt{3}c_{\text{tot}} \cos \phi}{3 + \sin \phi}$

kształt eliptyczny w przekroju (p – t):

$$F_c = \sqrt{(p - p_a)^2 + \frac{Rt}{1 + \alpha' - \frac{\alpha'}{\cos \beta}}^2} - R(d + p_a \text{tg} \beta) = 0 \quad (2.17)$$

gdzie  $R$  jest parametrem materiałowym kontrolującym kształt zamknięcia,  $\alpha$  jest niewielką liczbą z zakresu 0,01–0,05 dobieraną do opisu krzywej przejściowej między  $F_s$  a  $F_c$ . Parametr  $p_b$  rozumiany jako ciśnienie prekonsolidacyjne w materiale opisuje położenie powierzchni  $F_c$  wraz z stałą  $p_a$

$$p_a = \frac{p_b - Rd}{1 + R \text{tg} \beta} \quad (2.18)$$

stąd strefa przejściowa opisana jest powierzchnią

$$F_t = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left(t - \left(1 - \frac{\alpha'}{\cos \beta}\right)(d + p_a \text{tg} \beta)\right)^2} - \alpha'(d + p_a \text{tg} \beta) = 0 \quad (2.19)$$

Związki między kryterium DP a CM w prezentowanym dalej zadaniu osiowo-symetrycznym można wyrazić za [95]. Dopasowanie parametrów CM do kryterium DP przedstawiono w trzech wariantach kąta  $\eta = -\frac{\pi}{6}, 0, \frac{\pi}{6}$  w tabeli 2.1. W pracy stosowano i rozwinięto dla kryterium rozszerzonego DP zależności dla  $\eta = 0$ .

Klasyczna część stożka Druckera–Pragera opisuje warunki ścinania materiału, gdy w prezentowanym przypadku pojawiają się znaczne wpływy zmian objętościowych, mogących mieć źródło w procesach związanych ze ssaniem.

Wpływ podciśnienia za wzmiankowanym wcześniej wzorem Vilada (2.5)

$$c_{\text{tot}V}(s) = c' + \frac{s}{a_v + b_v s} \quad (2.20)$$

gdzie parametrami dopasowania do badań doświadczalnych są odpowiednio:  $\phi^b$ ,  $a_v$  i  $b_v$ , natomiast  $c(s)$  oznacza kohezję dla kryterium CM,  $s$  to podciśnienie,  $c'$  jest wartością kohezji w stanie pełnego nasycenia. Po wstawieniu do równania (2.16) uzyskujemy

$$F_s^{\eta=0}(s) = t - ptg \sin \phi - \cos \phi \left( c' + \frac{s}{a_v + b_v s} \right) = 0 \quad (2.21)$$

Kolejne po klasycznej krzywe ograniczające odkształcenia sprężyste w zależności od ssania są powiązane ze sobą geometrycznie i mają postać

$$F_c^{\eta=0}(s) = \sqrt{(p - p_a)^2 + \frac{Rt}{1 + \alpha' - \frac{\alpha'}{\cos \sin \phi}}^2} - R \left( \cos \phi \left( c' + \frac{s}{a_v + b_v s} \right) + p_a \operatorname{tg} \sin \phi \right) = 0 \quad (2.22)$$

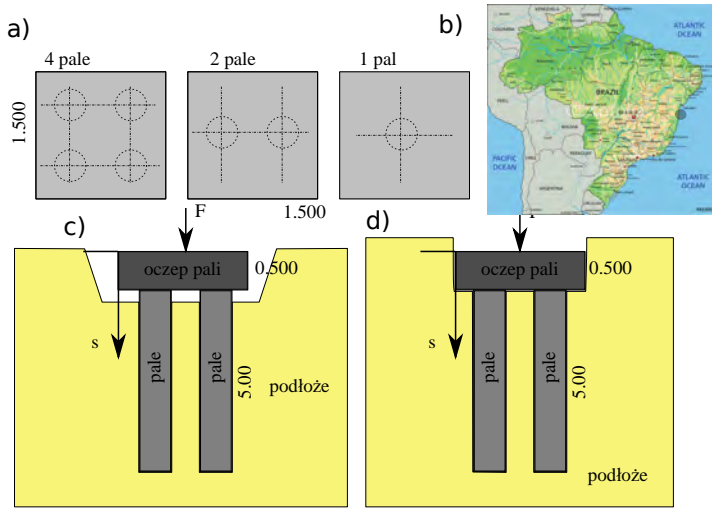
$$cF_t^{\eta=0}(s) =$$

$$\sqrt{(p - p_a)^2 + \left( t - \left( 1 - \frac{\alpha'}{\cos \sin \phi} \right) \left( \cos \phi \left( c' + \frac{s}{a_v + b_v s} \right) + p_a \operatorname{tg} \sin \phi \right) \right)^2} - \alpha' \left( \cos \phi \left( c' + \frac{s}{a_v + b_v s} \right) + p_a \operatorname{tg} \sin \phi \right) = 0 \quad (2.23)$$

Koncepcja ta zostanie zastosowana dalej w przedstawionych zagadnieniach wzmacniania i zabezpieczenia gruntów wrażliwych.

### 2.3. Zastosowanie modeli dla zmodyfikowanej powierzchni CM

Przedstawione podejścia są rozpowszechnione w opisie parametrów wytrzymałościowych dla gruntów nienasyconych. Zmodyfikowane kryterium Coulomba–Mohra ZCM zasługuje na uwagę dzięki znacznej liczbie dostępnych badań, na podstawie których można spodziewać się dobrej predykcji zachowania materiału nienasyconego. Stąd modele oparte na ZCM posłużą autorowi jako punkt wyjścia do dalszych rozważań. Zagadnienia, którym poświęcono uwagę, to nośność i niezawodność fundamentów palowych. Wartości podciśnienia w porach podłoża zostały oszacowane w odrębnej procedurze analitycznej. Założono, że proces odkształceń sprężystych i plastycznych oraz związana z nim zmiana objętości porów nie wpływają na wartości ssania. Wybrano w celu ilustracji wpływu podciśnienia powszechny problem obciążonego pionowo fundamentu palowego współpracującego z oczepem



Rys. 2.2. a) widok na fundament palowy, b) mapka z miejscem badania, c) oczep niewspółpracujący z grupą pali, d) oczep współpracujący z grupą pali

w przenoszeniu obciążeń. Ważne dla fundamentu palowego jest zagadnienie współpracy na powierzchni kontaktu między poboczną palą a materiałem podłoża. Badania laboratoryjne wykonano dla kontaktu metalu i gruntu, w kontrolowanym stanie nasycenia, przez zespół Borana [27]. Posłużono się aparatem bezpośredniego ścinania umieszczonym w niewielkiej komorze o kontrolowanej wilgotności. Dysponując rezultatami dla różnych stanów nasycenia i zadanych naprężeń normalnych do ustalonej powierzchni poślizgu można za pomocą metod aproksymacyjnych opisać dysypację energii na powierzchni kontaktu [108]. W rozważaniach nośności układu pale – oczep w warunkach zmian nasycenia metodami numerycznymi umożliwiono poślizg na kontakcie pobocznic pal z gruntem, modelowano go jako interfejs z możliwością przemieszczenia węzłów.

### 2.3.1. Grupa pali z oczepem obciążona pionowo

Bazując na wynikach doświadczenia w skali naturalnej przeprowadzonego przez Wilsona Suareza w 2015 r. [170], wykonano model oraz obliczenia numeryczne dla fundamentu płytowo-palowego obciążonego siłą pionową celem oszacowania wpływu podciśnienia na jego nośność. Badania polowe przeprowadzono w rejonie João Pessoa. W regionie zalegają znacznej grubości grunty osadowe basenu Pernambuco–Paraíba<sup>1</sup> rys. 2.2b. Obszar przylega bezpośrednio do linii brzegowej w północno-wschodniej części miasta João Pessoa. Grunty tego regionu są nie-

<sup>1</sup> Stany w Brazylii: Rio Grande do Norte, Paraíba i Pernambuco.

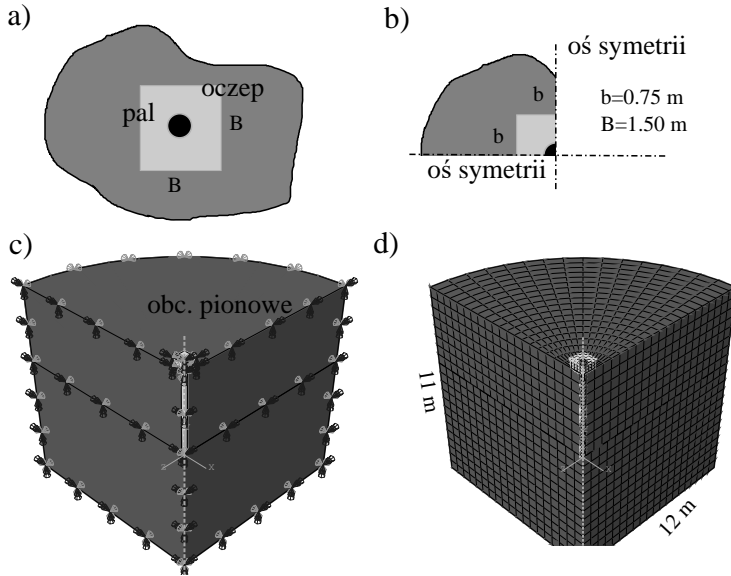
skonsolidowane, jednorodnie geologicznie i dominują tu warstwy czwartorzędowe. W zdecydowanej większości są to materiały pochodzenia aluwialnego z domieszką fluwialnych. Podłoże w bezpośrednim sąsiedztwie pola eksperymentalnego zawiera zarówno drobne, jak i średnie piaski nieskonsolidowane z domieszkami pyłów, o znacznej grubości. Zwierciadło wody przyjmuje zmienne wartości i w czasie jednego roku jego wahania wynosiły od 2,5 m poniżej poziomu terenu do wartości 8,5 m p.p.t. W piaskach tych można znaleźć śladowe ilości zooplanktonu. Doświadczenia poprzedzało badanie sondą SPT. Badanie polowe przeprowadzono z bezpośrednim pomiarem naprężenia w siedmiu etapach zgodnie z normą Brazilian Standard NBR 12.131/1992 jako badanie statyczne. W celu opisu wpływu podciśnienia w porach materiału wykonano model numeryczny w programie Abaqus. Model został skalibrowany za pomocą badań doświadczalnych [84]. Uzyskano dobrą zgodność między wynikami numerycznymi, jak i rezultatami doświadczalnymi, co ułatwiło na rozszerzenie wyników również na sytuacje z wpływem nienasylenia. Obliczenia przeprowadzono dla jednorodnej warstwy zalegającej powyżej zwierciadła wody gruntowej, upraszczając rzeczywiste warunki podłoża.

Doświadczenie przeprowadzono na sztywnym betonowym oczepie o wymiarach  $B = 1,5$  m i  $L = 1,5$  m oraz wysokości 0,5 m, wspartym na betonowych wierconych palach długości 5 m i średnicy 0,4 m. Przestrzeń modelu numerycznego, w której umieszczono pale ma głębokość 11 m, a średnicę 24 m. W celu uzyskania dobrego przybliżenia zjawisk zachodzących w pobliżu pała siatkę elementów skończonych znacznie zagęszczono w otoczeniu poboczniczy.

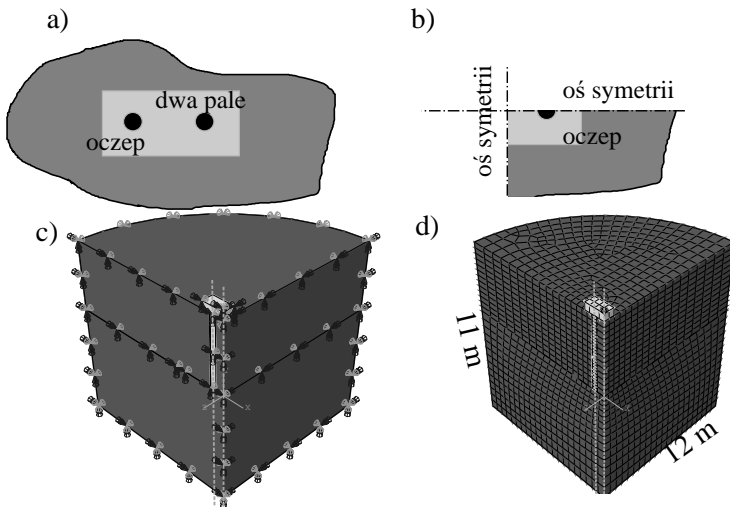
Duża liczba elementów w modelowaniu trójwymiarowym powoduje znaczne wydłużenie czasu obliczeń, stąd zastosowano dla obciążenia i geometrii symetrię modelu numerycznego. Koncepcje modeli obliczeniowych przedstawiono na rysunkach:

- pojedynczy pał współpracujący z oczepem; założono dwie płaszczyzny symetrii, oś pała przechodzi w miejscu ich przecięcia (rys. 2.3),
- dwa pale zwieńczone oczepem; dwie płaszczyzny symetrii zadania, jednak oś pała przesunięta jest względem ich przecięcia o połowę rozstawu pali (rys. 2.4),
- cztery pale zwieńczone oczepem; dwie płaszczyzny symetrii, pał modelowany w całości z osią położoną poza tymi płaszczyznami (rys. 2.5).

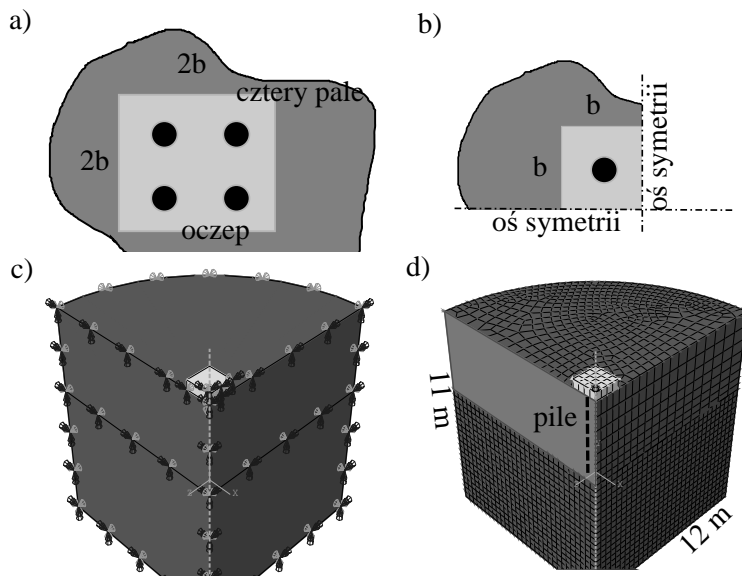
Model numeryczny zbudowano pod względem geometrii jako analogię do eksperymentu polowego, uwzględniono przyspieszenie ziemskie, a ciężary wynosiły dla betonu  $\gamma_b = 24,0$  kN/m<sup>3</sup>, natomiast dla gruntu  $\gamma_g = 18,3$  kN/m<sup>3</sup>. Moduł Younga dla betonu  $E = 30,0$  GPa, współczynnik Poissona przyjęto jako  $\mu = 0,21$ . Obciążenie przykładano z pominięciem efektów dynamicznych na skrzyżowaniu płaszczyzn symetrii przez oczep. W części zadań numerycznych pominięto wpływ oczepu na podłoże, przenosi on obciążenie tylko na głowice pali, jak na rys. 2.2c. Obliczenia modelu trójwymiarowego przeprowadzono w programie Abaqus dzięki



Rys. 2.3. Pal pojedynczy zwieńczony oczepem: a) widok z góry, b) analizowany numerycznie wycinek przestrzeni wraz z wymiarami, c) warunki brzegowe w modelu, d) wymiary i zagęszczenie siatki elementów skończonych



Rys. 2.4. Dwa pale zwieńczone oczepem: a) widok z góry, b) analizowany numerycznie wycinek przestrzeni wraz z wymiarami, c) warunki brzegowe w modelu, d) wymiary i zagęszczenie siatki elementów skończonych



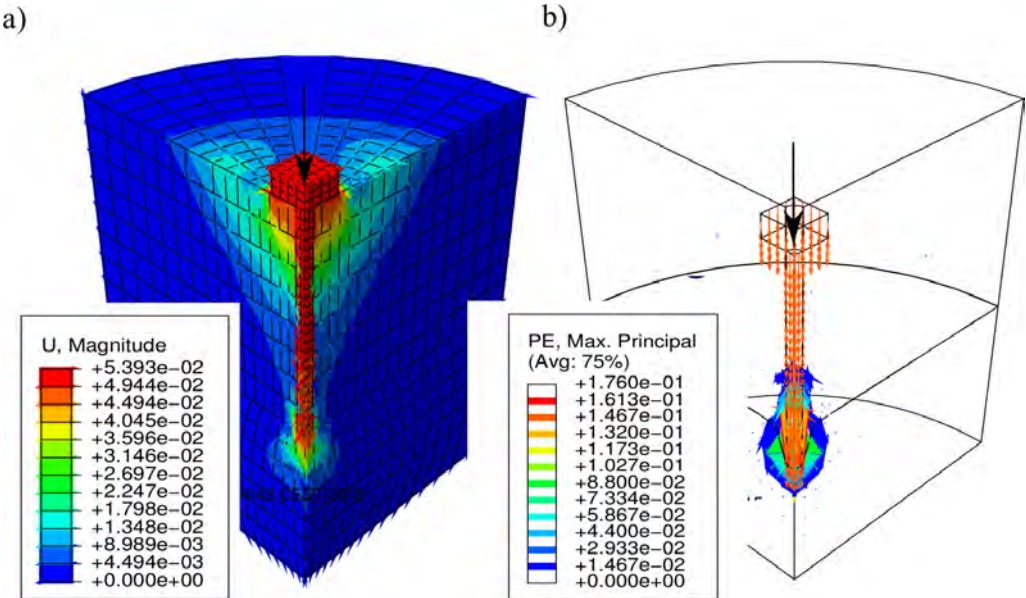
Rys. 2.5. Cztery pale zwieńczone oczepem: a) widok z góry, b) analizowany numerycznie wycinek przestrzeni wraz z wymiarami, c) warunki brzegowe w modelu, d) wymiary i zagęszczenie siatki elementów skończonych

grantowi obliczeniowemu we Wrocławskim Centrum Sieciowo-Superkomputerowym na klastrze BEM. Wnioskiem z przeprowadzonych badań polowych jest znaczny udział oczepu w przenoszeniu obciążeń [170]. W modelu założono:

- możliwy poślizg na kontakcie poboczniczy pala z gruntem, kohezyjny interfejs o wytrzymałości na ścinanie 50 kPa oraz współczynnika tarcia  $\operatorname{tg} \mu = 0,31$ ,
- możliwy poślizg na kontakcie stopy pala z gruntem, kohezyjny interfejs o wytrzymałości na ścinanie 50 kPa oraz współczynnika tarcia  $\operatorname{tg} \mu = 0,31$ ,
- przed wystąpieniem poślizgu na kontakcie elementy sąsiadujące nie przemieszczają się wzajemnie,
- wytrzymałość gruntu opisana jest zmodyfikowanym kryterium Coulomba–Mohra z parametrami kątem tarcia wewnętrznego  $\phi$ , dylatacji  $\phi/4$  i spójnością  $c_{\text{tot}}$  (2.1).

W badaniach polowych i modelu zastosowano pale długości 5,0 m i średnicy 0,40 m. Umieszczono je w jednorodnej warstwie o miąższości 11 m. Płyta oczepu znajdowała się na powierzchni terenu. Model w kierunku poziomym miał promień 12,0 m. Uwzględniając warunki symetrii zadania, numerycznie analizowano czwartą część cylindrycznego wycinka z półprzestrzeni, uzyskując mniejsze zapotrzebowanie na moc obliczeniową i krótszy czas wykonywania obliczeń.

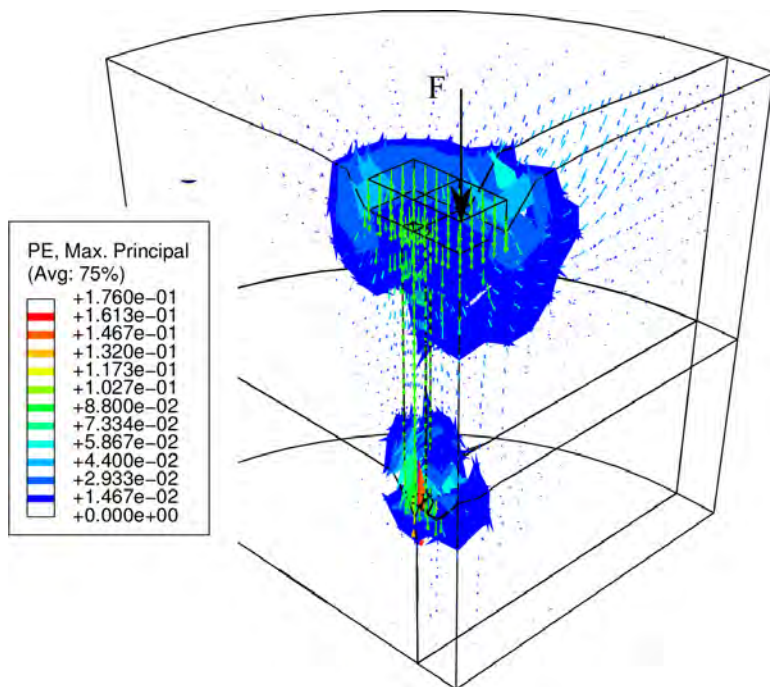




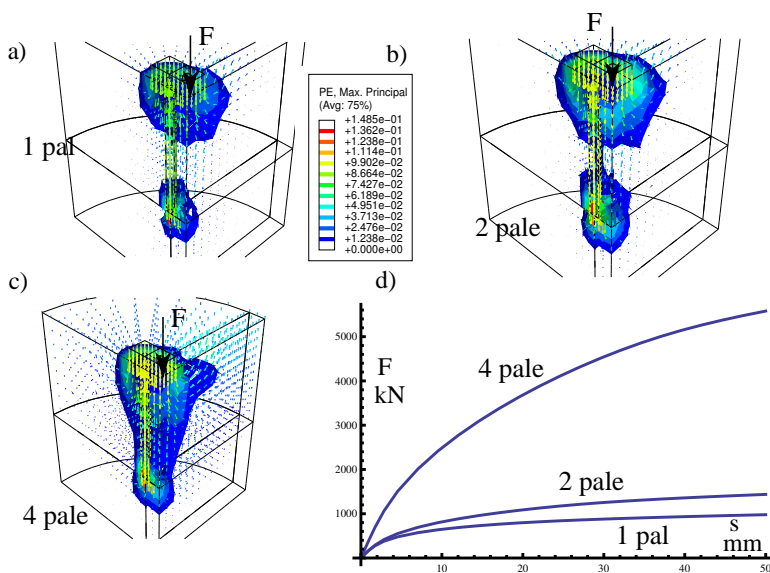
Rys. 2.6. Pal pojedynczy: a) przemieszczenia oddane mapą kolorów, b) przemieszczenie konstrukcji pala i oczepu wraz z rozwijającą się strefą odkształceń plastycznych w okolicach podstawy

Wstępnie podczas konstruowania modelu numerycznego kierowano się minimalizacją liczby elementów skończonych oraz próbą opisanie szerokiego spektrum gruntów. Zbyt mała grubość modelu poniżej poziomu podstaw pali, dla większych wartości kątów tarcia wewnętrznego, skutkowała nierealistycznymi wynikami nośności. Efekt ten w szczególności wyraźnie zaobserwowano dla grupy czterech pali z oczepem współpracującym z podłożem. Źródło problemu ujawniło się podczas analizy kształtu bryły naprężeń i wynikało ze zbyt małej grubości warstwy odkształcalnej, poniżej podstawy pali – przesztynienia układu. W celu usunięcia nieporządanego efektu, przestrzeń modelu numerycznego rozszerzono do głębokości 11 m poniżej poziomu terenu. Cechą charakterystyczną dla pojedynczego pala i dla grupy dwóch pali jest występowanie dwóch rozdzielnych obszarów uplastycznienia, bezpośrednio pod oczepem i zlokalizowanego w okolicy ich stóp (rys. 2.7). Syntetyczną prezentację rezultatów pokazano na rys. 2.8. Wielkość bryły materiału odkształconego plastycznie i jej kształt zależy od wzajemnej współpracy pali w grupie i jest szczególnie widoczny dla przemieszczenia pionowego o wartości 50 mm oraz trzech wariantów podparcia oczepu (rys. 2.9).

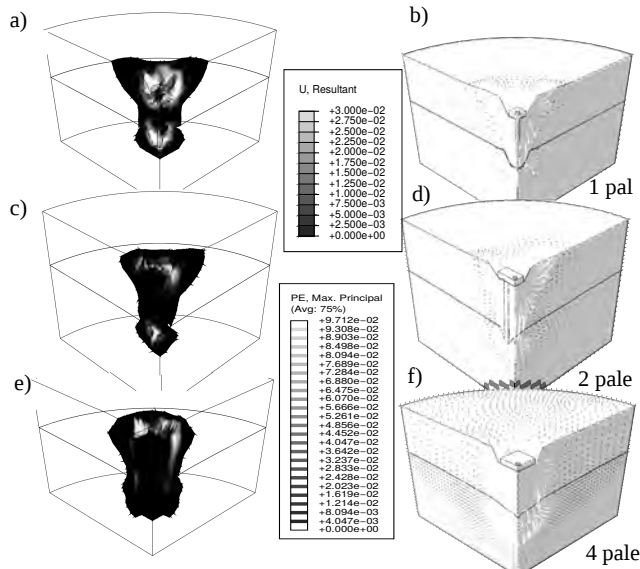
Ma to istotne znaczenie dla zadania niezawodnościowego analizowanego dalej. Po uzyskaniu wyników zarówno dla grupy pali z współpracującym oczepem, jak i bez uwzględnienia jego współpracy porównano je z wynikami z badań polowych



Rys. 2.7. Dwa pale, obszary odkształceń plastycznych

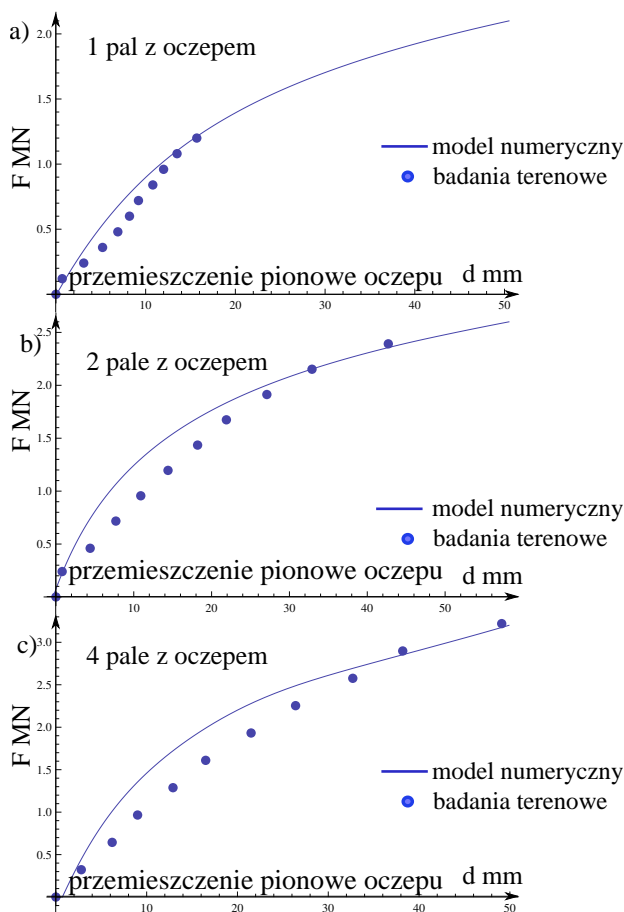


Rys. 2.8. Strefy odkształceń plastycznych: a) pojedynczy, b) dwa pale, c) grupa czterech pali, na wykresie, d) nośności w zależności od przemieszczenia pionowego



Rys. 2.9. Zestawienie wyników obciążania dla przemieszczenia pionowego 50 mm (graniczne): a), b) pał pojedynczy, c), d) dwa pale, e), f) cztery pale; w lewej kolumnie odkształcenia plastyczne oraz w prawej przemieszczenia

(rys. 2.10 oraz 2.11). Pomimo dość dobrej zgodności w strefach początkowego rozwoju obszarów uplastycznionych, można dostrzec pewne rozbieżności, największe odchyłki nie przekraczają jednak 8% wartości. W tym miejscu należy podkreślić, że referencyjne badania przeprowadzone były na jednym poletku doświadczalnym, stąd obarczone błędami pomiarowymi oraz wynikającymi z niejednorodności warstwy. Model numeryczny zastosowano do obliczeń niezawodnościowych. Wykonano obliczenia dla szerokiego zakresu parametrów kryterium wytrzymałościowego. Posłużono się programem Abaqus na 4 węzłach dostępowych klastra BEM, obliczenia prowadzone były za pomocą skryptów automatyzujących proces podstawiania parametrów oraz kontroli i gromadzenia wyników. Założono wartości modułu sprężystości Younga w zakresie  $E_m$  od 50,0 do 90,0 MPa oraz zmienność kąta tarcia wewnętrznego od 30 do 36 stopni, wprowadzono również niewielkie wartości spójności – jak dla gruntu w stanie pełnego nasycenia porów wodą – od 0,1 do 5,0 kPa. Wszystkie bryły w modelu zostały zbudowane na bazie elementów C3D8R (trójwymiarowy, ośmiowęzłowy z jednym punktem całkowania w środku ciężkości) zarówno pał, jak i ośrodek gruntowy. Obciążenie zrealizowano jako przesunięcie pionowe o maksymalnej wartości 50 mm. W związku z problemami zbieżności zastosowano procedurę Pythona do zwiększania z niewielkimi przyrostami obciąż-

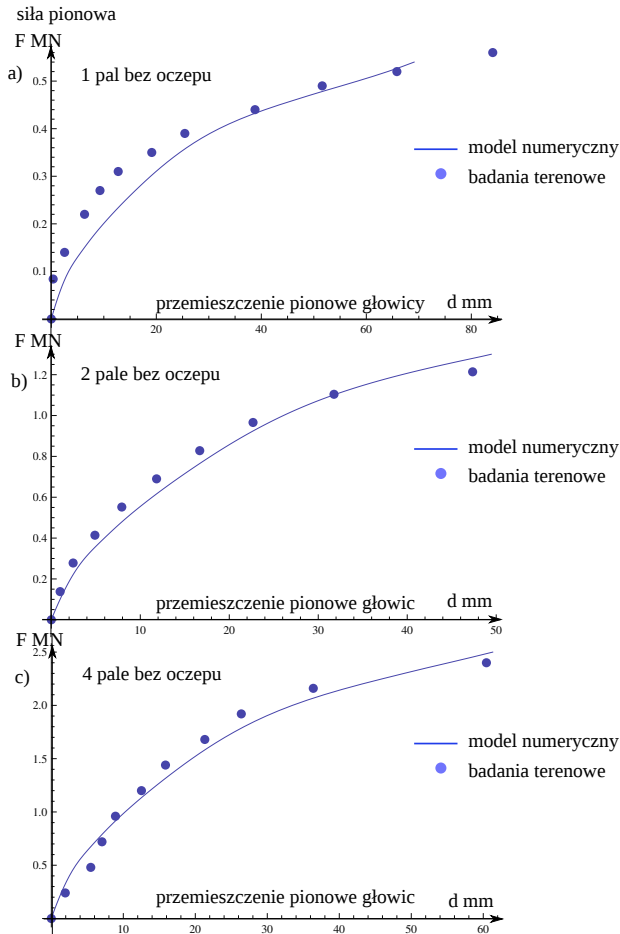


Rys. 2.10. Porównanie wyników obliczeń numerycznych (linia) i próbnego obciążenia statycznego pali (punkty) z oczepem: a) jeden, b) dwa, c) cztery pale

żenia oczepu oraz kontrolującą stabilizację rezultatu. Siła wynikowa była liczona z uwzględnieniem warunków symetrii. Rezultaty zebrano także za pomocą skryptu Pythona i po filtrowaniu oraz obróbce, w programie Mathematica, zaprezentowano na rys. 2.12–2.14.

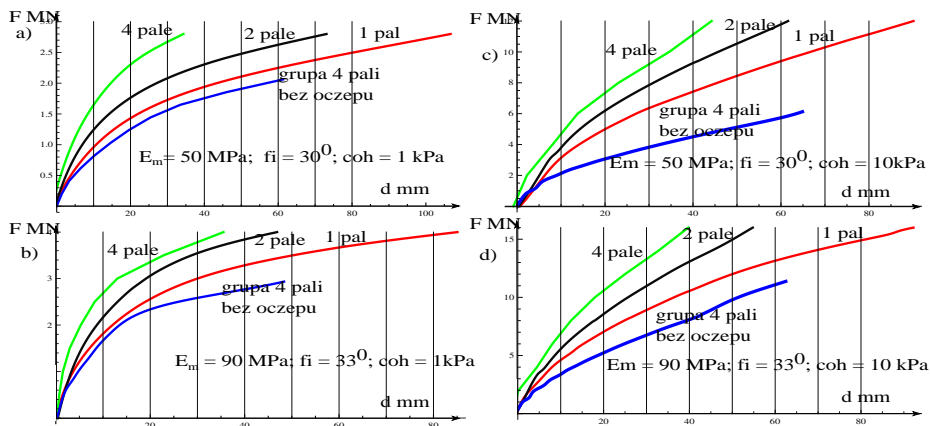
### 2.3.1.1. Rozkład ssania w profilu pionowym

Stosując opisane w rozdziale 1.2.2.1 rozwiązanie zagadnienia filtracji dla materiału jednorodnego, na podstawie współczynnika z równania (1.58), uzyskano rozwiązania jak na rys. 1.7a. Rezultaty dla gruntów na pograniczu piasków i pyłów są odpowiednie dla hipotetycznej sytuacji w analizowanym podłożu. Zbadano zależ-



Rys. 2.11. Porównanie wyników obliczeń numerycznych (linia) i próbnego obciążenia statycznego pali (punkty) bez uwzględnienia oczepek: a) jeden, b) dwa, c) cztery pale

ność między natężeniem przepływu na powierzchni terenu (infiltracji i ewaporacji) rys. 2.15 a nośnością badanej grupy pali. W celu ilustracji zagadnienia założono jednorodny przepływ od powierzchni do zwierciadła wody – brak zaburzenia związanego z nieprzepuszczalnym oczepek. Pierwotnie przyjęty poziom zwierciadła obniżono do głębokości 15 m p.p.t., nie pokrywa się to z obserwowanymi zmianami zwierciadła wody gruntowej w środowisku, gdzie badanie polowe było przeprowadzone, jednak założenia te wykonano, aby zastosować skalibrowany model do wykazania wpływu ssania nawet w przypadku gruntów niespoistych lub małospoistych. Wpływ ssania zdefiniowano w procedurze obliczeniowej jako stałą



Rys. 2.12. Wyniki obliczeń numerycznych dla różnych wartości sztywności podłoża, spójności i kąta tarcia wewnętrzznego, do wykresów dołączono również odpowiedź grupy pali bez uwzględnienia oddziaływania oczepu

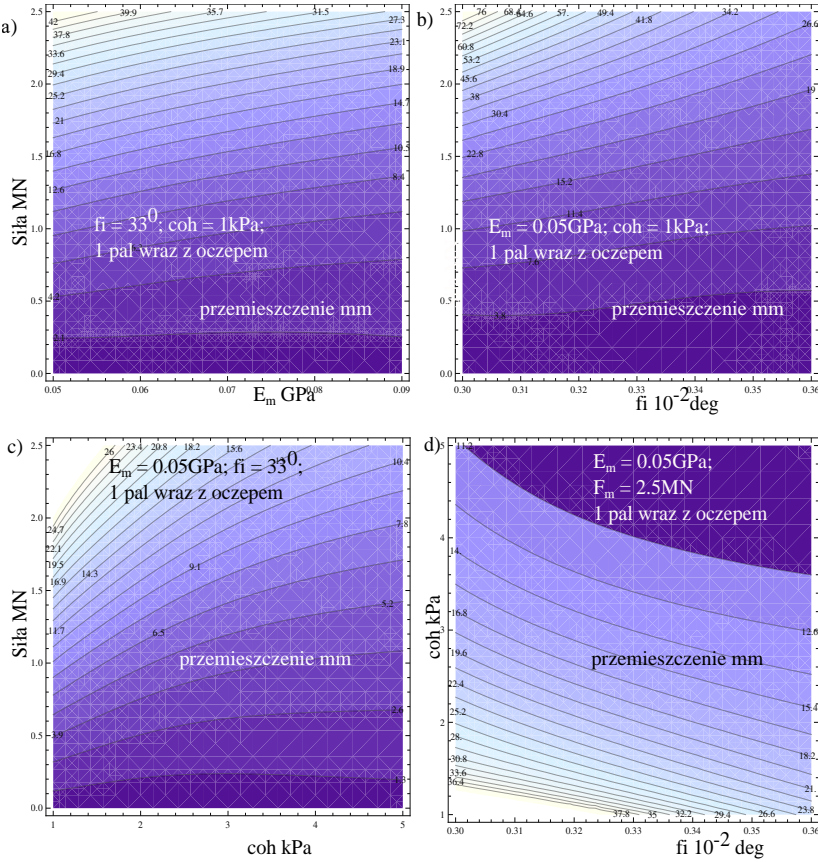
wartość dla całej pobocznicy, gdzie jako wartość odniesienia ustalono podciśnienie w porach gruntu na głębokości podstawy pali (rys. 2.16a).

### 2.3.1.2. Wpływ ssania na parametry wytrzymałościowe podłoża

W celu oszacowania nośności układu zastosowano kryterium ZCM, gdzie całkowita wartość spójności określa się zgodnie z koncepcją Vanapalli i Vilara (2.5), co po podstawieniu wartości ssania z równania (1.58) umożliwiła otrzymanie wartości spójności w funkcji głębokości  $y$

$$c_{\text{tot}}(y) = c' + \ln \left( -\frac{k_s \left( -\frac{q}{k_s} - 1 \right) e^{\alpha(-y)} + q}{k_s} \right) \cdot \left( a_v + b_v \ln \left( -\frac{k_s \left( -\frac{q}{k_s} - 1 \right) e^{\alpha(-y)} + q}{k_s} \right) \right)^{-1} \quad (2.24)$$

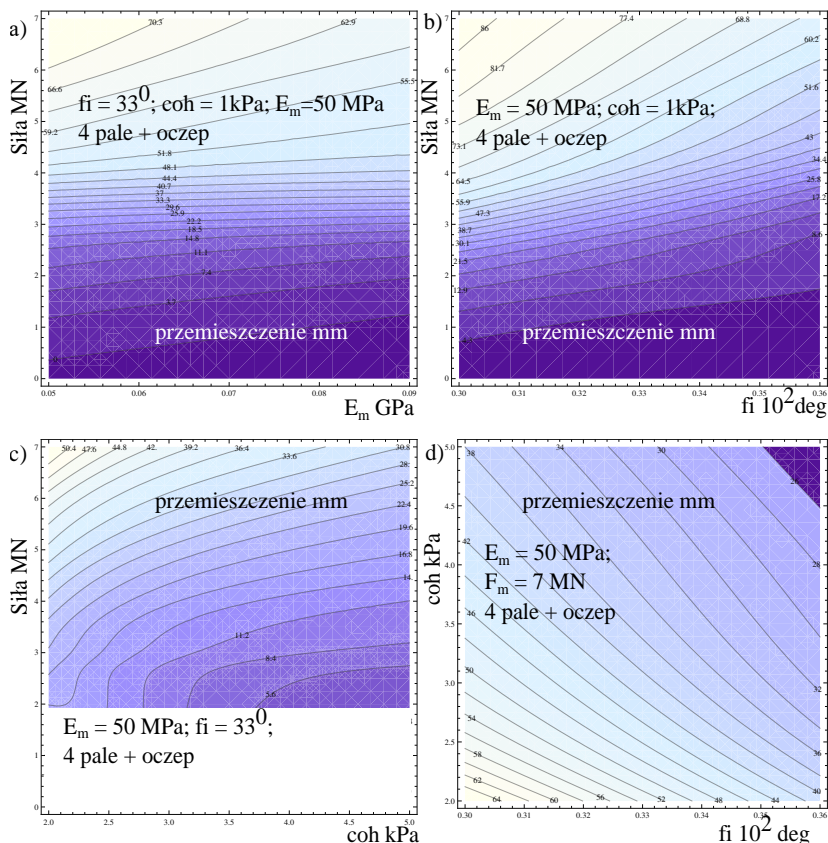
Po takich założeniach, ze względu na małą kohezję materiału podłoża, w zagadnieniu pominięto wpływ spękań w strefie przypowierzchniowej. W prezentowanym modelu wprowadzono dodatkowe dyskretne pole wartości spójności, korzystając z zastosowanego algorytmu lokalnych uśrednień (rys. 2.16b). W rozpatrywanym przypadku wybrano za materiał podłoża piaski pylaste, nawiązując do warunków doświadczenia polowego. W rozwiązywanym przykładzie przyjęto założenie



Rys. 2.13. Wyniki obliczeń numerycznych dla jednego pala z oczepem prezentują zależność przemieszczenia pionowego oczepu: a) w funkcji  $E_m$  – sztywności podłoża oraz siły pionowej  $F$ ,  $\varphi = 33^\circ$ ,  $spójność = 1 \text{ kPa}$ , b) w funkcji kąta tarcia wewnętrznego do siły,  $spójność = 1 \text{ kPa}$ ,  $E_m = 50 \text{ MPa}$ , c) w funkcji kohezji do siły pionowej dla  $\varphi = 33^\circ$ ,  $E_m = 50 \text{ MPa}$ , d) w funkcji kohezji i kąta tarcia wewnętrznego i stałej siły  $F_m = 2,5 \text{ MN}$ ,  $E_m = 50 \text{ MPa}$

o zmianie parametrów wytrzymałościowych o stałą uśrednioną wartość  $\bar{c}_{tot}$  na całym profilu pala (rys. 2.16a).

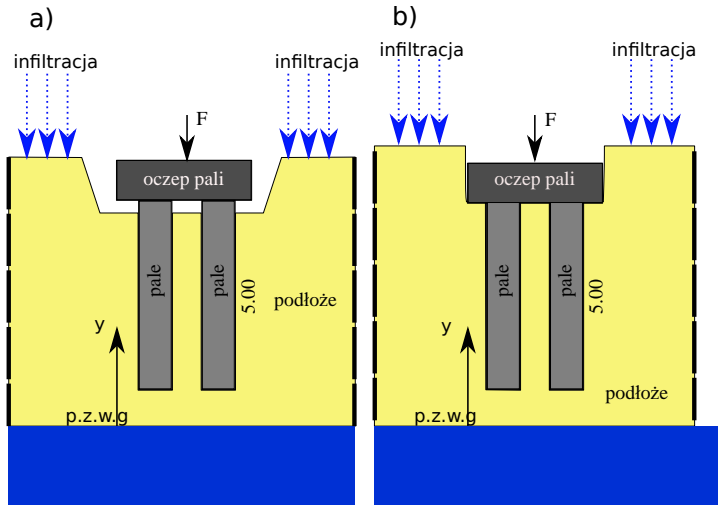
Rozwiązanie bezpośrednie dla jednakowej zmiany  $spójności$  wzdłuż poboczniczy pala otrzymujemy z rys. 2.13 oraz 2.14. Uwzględnienie zmian ssania można przedstawić obrazowo za pomocą ścieżek z rys. 2.17. Stan początkowy materiału w punkcie 1 na rys. 2.17a (jeden pal współpracujący z oczepem) odpowiada stanowi nasycenia w sytuacji braku przepływu na powierzchni terenu. Jeżeli na podstawie tej wartości zostaną oszacowane numerycznie osiadania oczepu dla przyłożonej ustalonej wartości siły (1,5 MN dla 1 pala oraz 5 MN dla 4 pali), to uzyskamy



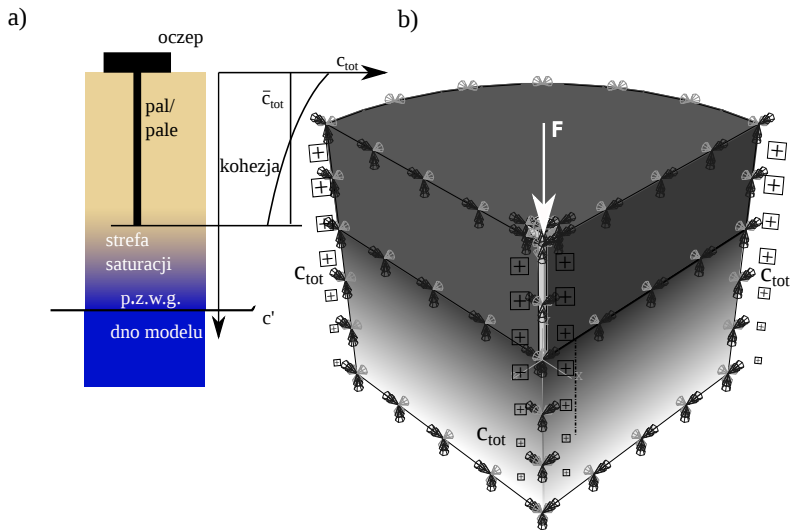
Rys. 2.14. Wyniki obliczeń numerycznych dla czterech pali z oczepek, prezentują zależność przemieszczenia pionowego oczepek: a) w funkcji  $E_m$  – sztywności podłoża oraz siły pionowej  $F$ ,  $\varphi = 33$  deg, spójność = 1 kPa, b) w funkcji kąta tarcia wewnętrznego do siły, spójność = 1 kPa,  $E_m = 50$  MPa, c) w funkcji kohezji do siły pionowej dla  $\varphi = 33$  deg,  $E_m = 50$  MPa, d) jako funkcja kohezji i kąta tarcia wewnętrznego i stałej siły  $F_m = 7,0$  MN,  $E_m = 50$  MPa

wartość 9,1 mm, jednocześnie zmiana poziomu zwierciadła wody gruntowej, mająca doraźny wpływ równoznaczny z nawilżaniem z kierunku powierzchni, powoduje wzrost osiadań do 13,0 mm (wzrost o 43%). W przypadku gdy punktem startowym będzie punkt 3, wtedy efekt jest jeszcze bardziej spektakularny i wzrost wynosi 85%. Równocześnie projektowanie na zadaną wartość przemieszczeń równą 9,1 mm powoduje zmniejszenie siły z 1,43 MN na 1,10 MN podczas przejścia z punktu 1 do ssania o wartości odpowiadającej punktowi 2 (zmniejszenie o 23%). Fundament składający się z 4 pali wraz z oczepek współpracującym zachowuje się podobnie. Dla prezentowanego typu fundamentu głębokiego zwiększenie podciśnienia

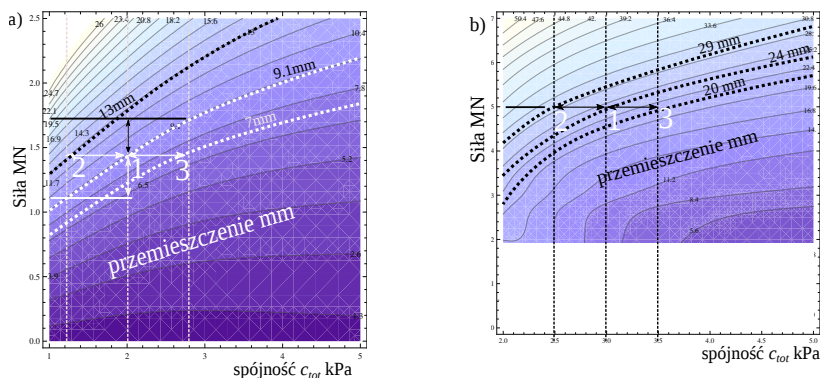




Rys. 2.15. Schemat hydraulicznych warunków brzegowych dla oczepu: a) niewspółpracującego z grupą pali, b) współpracującego z grupą pali



Rys. 2.16. Model pala w ośrodku nienasyconym: a) schemat hydraulicznych warunków brzegowych, b) szkic przestrzenny mechanicznych warunków brzegowych w zadaniu



Rys. 2.17. Ścieżka zmiany ssania: a) układ jednego pala z oczepem, b) układ czterech pali z oczepem

prowadzi do większej sztywności układu ośrodek – fundament, zmniejszenie zaś nasycenia przeciwnie – jego podatność. Znajomość położenia punktu wyjściowego oraz informacje o wielkości sumarycznego przepływu na powierzchni i położenia zwierciadła wody są niezbędne dla właściwej prognozy sztywności podłoża.

### 2.3.1.3. Statystyczny opis materiałów geotechnicznych

Niejednorodność cech materiałów jest szczególnie wyrazista w geotechnice. Powstało wiele prac poświęconych jej opisowi na podstawie badań terenowych i laboratoryjnych [9, 38, 78, 103]. Wyszczególnione dalej źródła niepewności stanowią jedynie sugestie do możliwych przypadków oraz ich wzajemnej kombinacji [14]. Dalej przedstawiono podstawowe pojęcia z zakresu geostatystyki i niezawodności, w zakresie niezbędnym do przeprowadzenia analizy zagadnień nośności podłoża i jego wzmocnienia. Podstawowe informacje o zmienności cech gruntów znajdują się w [120, 143, 144]. Celem poszukiwań badawczych w podejściu niezawodnościowym w geotechnice jest wpływ na mechanikę zadania przestrzennej zmienności cech podłoża.

**Źródła niepewności.** Właściwe wskazanie źródeł przestrzennej zmienności cech jest podstawą do projektowania. Związek między poznawczym a naturalnym źródłem losowości jest z założenia nieznan. Można wyszczególnić pewne ogólne przyczyny niepewności związane z naturą obiektów geotechnicznych:

- spękania,
- nieciągłości,
- uwarstwienie,
- lokalne zmienności cech,
- temperatura,
- opad lub parowanie,

- wiatr,
  - zalegający śnieg,
  - przepływ,
  - podciąganie kapilarne,
- oraz wynikające z metod poznania:
- jakość rozpoznania,
  - wymiary obiektu rozpoznawanego,
  - detekcja warstw,
  - wykonany pomiar (liczba, jakość, zakres),
  - założony opis modelu materiału,
  - domieszki chemiczne,
  - uwzględnienie podciśnienia,
  - zapadowości,
  - cechy reologiczne,
  - homogenizacja materiału.

Nie wszystkie źródła niepewności są uwzględniane w rachunku niezawodnościowym. Jest to istotny element krytyczny tego podejścia, podnoszony przez wielu autorów [18, 41, 52, 60, 124]. Sam opis zmienności cech gruntów jest również nieoczywisty i podejmowany w pracy przez liczne grono badaczy [78, 120, 142, 144, 182].

**Zmienność cech materiału.** Zwięzłe podstawy statystyki wielu zmiennych znajdują się w pracach [7, 9, 63, 64, 186], w dziedzinie geotechnicznej szczególnie istotnymi pozycjami są [14, 64]. Do opisu zmienności cech stosuje się zmienną losową *random variable*, dalej oznaczaną jako  $X$ . Przypisany do niej rozkład prawdopodobieństwa  $f_X$  bazujący na serii pomiarów  $x_1, x_2, x_3, \dots, x_N$ , ma typowo charakter ciągły, w specyficznych przypadkach stosuje się rozkłady dyskretne. Najczęściej opisując  $X$ , przyporządkowuje się jej rozkład gęstości prawdopodobieństwa *probability density function* PDF, warunkowany dopasowaniem do serii pomiarów. Stosowanymi rozkładami prawdopodobieństwa w zagadnieniach geotechniki są:

- normalny  $X \in \mathfrak{R}$ ,
- log-normalny  $X \in \mathfrak{R}_+$ ,
- beta  $X \in [0, 1]$ ,
- gamma  $X \in (0 \leq \mathfrak{R})$ ,
- Weibulla  $X \in (0 \leq \mathfrak{R})$ .

Charakterystykę i opis rozkładów można znaleźć w wielu pozycjach literatury [9, 64, 126]. Rozkładowi gęstości prawdopodobieństwa można przypisać funkcję dystrybuanty  $F_X$  *cumulative distribution function* CDF, definiowaną dla ciągłej zmiennej  $x$  jako

$$F_X(a) = \int_{-\infty}^a f_X dx \quad (2.25)$$

stąd prawdopodobieństwo wystąpienia wszystkich stanów  $X$  wynosi

$$\lim_{x \rightarrow \sup X} F_X(x) = 1 \quad (2.26)$$

brak zaś wystąpienia zdarzenia ze zbioru  $X$  to

$$\lim_{x \rightarrow \inf X} F_X(x) = 0 \quad (2.27)$$

W przypadku zdarzeń zależnych do wielu zmiennych losowych mamy do czynienia z rozkładami wielu zmiennych losowych  $X \in X_1, X_2, X_3, \dots, X_N$  o gęstości rozkładu:  $f_{X_1, X_2, X_3, \dots, X_N}$ , gdzie dla  $\mathbf{a} = a_1, a_2, a_3, \dots, a_N$  odpowiednio dystrybuanta ma postać

$$F_{\mathbf{X}}(\mathbf{a}) = \int_{-\infty}^{a_1} \int_{-\infty}^{a_2} \int_{-\infty}^{a_3} \dots \int_{-\infty}^{a_N} f_{\mathbf{X}} dx_1 dx_2 dx_3 \dots dx_N \quad (2.28)$$

Pojęciami związanymi z opisem zmienności parametrów PDF są średnia

$$\mu_X = E[X] = \int_{-\infty}^{\infty} x f_X(x) dx \quad (2.29)$$

oraz wariancja

$$\sigma_X^2 = \text{VAR}[X] = E[(X - \mu_X)^2] = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu_X)^2 f_X(x) dx \quad (2.30)$$

jej pierwiastek kwadratowy zaś jest określany jako odchylenie standardowe  $\sigma_X$ . Bezwymiarowa wartość ilorazu wartości oczekiwanej i odchylenia standardowego definiujemy jako wskaźnik zmienności

$$V_X = \frac{\sigma_X}{\mu_X} \quad (2.31)$$

Zakres wartości współczynnika zmienności gruntów pomimo wielu badań: [120, 143, 144] jest zagadnieniem otwartym, rozwijana jest metodologia opisu, w szczególności dotycząca jego przestrzennego rozkładu w materiale o cechach losowych [53, 187, 196]. Ze względu na przedstawione wcześniej przyczyny niepewności, służą one jedynie za informację o zakresach wartości współczynnika zmienności. Dalej przedstawiono za [119] wartości zmienności dla materiału o cechach sprężysto-plastycznych opisanego kryterium CM:

- spójność, zmienność  $V_{cu}$ :

mała	średnia	duża
0,1–0,3	0,2–0,5	0,5–0,7

- efektywny kąt tarcia wewnętrznego, zmienność  $V_{\phi'}$ :

Tabela 2.2. Zestawienie współczynników zmienności dla gruntów na podstawie danych literaturowych [35, 149, 167]

Zmienna $\mathbf{X}$	$V_X$	Zakres	Uwagi
Ciężar właściwy	$\gamma$	$\langle 0, 0; 0, 2 \rangle$	
Moduł sprężystości	$E$	$\langle 0, 02; 1, 0 \rangle$	
Współczynnik Poissona	$\mu$	$\langle 0, 1; 0, 4 \rangle$	
Spójność efektywna	$c'$	$\langle 0, 02; 0, 7 \rangle$	CM
Kąt tarcia efektywny	$\phi'$	$\langle 0, 02; 0, 5 \rangle$	CM
Kąt tarcia efektywny	$\text{tg } \phi'$	$\langle 0, 05; 0, 46 \rangle$	CM
Wsp. wodoprzepuszczalności, $S_r = 1,0$	$k_s$	$\langle 0, 27; 7, 67 \rangle$	VGM
Parametr modelu	$\alpha$	$\langle 0, 203; 4, 179 \rangle$	VGM
Parametr modelu	$n$	$\langle 0, 033; 0, 548 \rangle$	VGM
Spoczynkowy współczynnik parcia	$K_0$	$\langle 0, 15; 0, 75 \rangle$	

mała	średnia	duża
0,05–0,1	0,1–0,15	0,15–0,2

- współczynnik parcia spoczynkowego, zmienność  $V_{K_0}$ :

mała	średnia	duża
0,3–0,5	0,5–0,7	0,7–0,9

Na podstawie badań [35, 149, 167] można dla głównych typów gruntów wskazać zmienności:

- piasek  $\mu_\phi = 0,417$ ,  $V_\phi = 0,150$ ,  $\mu_{K_0} = 0,2100$  za [149],
- glina  $\mu_\phi = 0,385$ ,  $V_\phi = 0,231$ ,  $\mu_{K_0} = 0,0006$  za [149],
- pył  $\mu_\phi = 0,434$ ,  $V_\phi = 0,230$ ,  $\mu_{K_0} = 0,0132$  za [149].

Zestawienie sumaryczne zmienności parametrów w gruntach przedstawiono w tabeli 2.2.

Kowariancja między dwoma zmiennymi  $X_i$ ,  $X_j$  definiuje się jako

$$\text{COV}_{X_i, X_j} = E[(X_i - E[X_i])(X_j - E[X_j])] \quad (2.32)$$

natomiast dla zestawu  $X$  zawierającego  $N$  zmiennych losowych można je przedstawić w formie macierzy kwadratowej, dodatkowo określonej o postaci

$$\text{COV}_X = \begin{bmatrix} \{\text{VAR}\}_{X_1 X_1} & \{\text{COV}\}_{X_1 X_2} & \cdots & \{\text{COV}\}_{X_1 X_N} \\ \{\text{COV}\}_{X_2 X_1} & \{\text{VAR}\}_{X_2 X_2} & \cdots & \{\text{COV}\}_{X_2 X_N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \{\text{COV}\}_{X_N X_1} & \{\text{COV}\}_{X_N X_2} & \cdots & \{\text{VAR}\}_{X_N X_N} \end{bmatrix}$$

Można zdefiniować współczynniki korelacji między zmiennymi:

$$\rho_{X_i X_j} = \frac{E[X_i, X_j] - E[X_i]E[X_j]}{\sigma_{X_i} \sigma_{X_j}} = \frac{\{\text{COV}\}_{X_i X_j}}{\sqrt{\{\text{VAR}\}_{X_i X_i} \{\text{VAR}\}_{X_j X_j}}} \quad (2.33)$$

wartości tych współczynników znajdują się między  $\langle -1, 1 \rangle$ , oznaczając odpowiednio pozytywną lub negatywną korelację liniową między zmiennymi. W przypadku wartości 0 można określić je jako nieskorelowane, jednak nie jest to tożsame z ich niezależnością.

W przypadku gruntów przez dostępne informacje statystyczne można przyjmować zakresy korelacji za [9, 38, 58, 169, 192] pomiędzy zmiennymi:

- ciężarem właściwym a modulem sprężystości  $\rho_{\gamma, E} \in \langle 0, 1 \rangle$ ,
- ciężarem właściwym a współczynnikiem Poissona  $\rho_{\gamma, \mu} \in \langle -1, 0 \rangle$ ,
- ciężarem właściwym a efektywną spójnością w modelu CM  $\rho_{\gamma, c'} \in \langle 0, 1 \rangle$ ,
- ciężarem właściwym a efektywnym kątem tarcia wewnętrznego w modelu CM  $\rho_{\gamma, \phi'} \in \langle 0, 1 \rangle$ ,
- modulem sprężystości a współczynnikiem Poissona  $\rho_{E, \mu} \in \langle -1, 0 \rangle$ ,
- modulem sprężystości a efektywną spójnością w modelu CM  $\rho_{E, c'} \in \langle 0, 1 \rangle$ ,
- modulem sprężystości a efektywnym kątem tarcia wewnętrznego w modelu CM  $\rho_{E, \phi'} \in \langle 0, 1 \rangle$ ,
- współczynnikiem Poissona a efektywną spójnością w modelu CM  $\rho_{\mu, c'} \in \langle -1, 0 \rangle$ ,
- współczynnikiem Poissona a efektywnym kątem tarcia wewnętrznego w modelu CM  $\rho_{\mu, \phi'} \in \langle -1, 0 \rangle$ ,
- efektywnym kątem tarcia wewnętrznego a efektywną spójnością w modelu CM  $\rho_{\phi', c'} = -0,75$ .

**Prawdopodobieństwo awarii.** Procesy losowe są rodziną zdarzeń losowych określonych w przestrzeni probabilistycznej. Gdy zbiór ten składa się z realizacji  $X$  w punktach  $t$  czasu, wtedy jest to proces stochastyczny. Proces losowy może być opisany funkcją  $F(X)$ , gdzie jej wartości określa się jako zbiór stanów. Należy je rozumieć według definicji

$$F(X) = \begin{cases} < 0 & \text{awaria} \\ 0 & \text{stan graniczny} \\ > 0 & \text{stan funkcjonowania} \end{cases} \quad (2.34)$$

Obiekt jest traktowany jako pojęcie pierwotne w rozumieniu procesu probabilistycznego, można przyporządkować go do kategorii:

- prostych – elementów konstrukcji (np.: pal, kolumna gruntowa, ściana oporowa, elementy kotwiące),

- złożonych – jako zbiór obiektów prostych powiązanych cechami mechanicznymi lub geometrycznymi.

Należy również do przeprowadzenia rozważań niezawodnościowych zdefiniować cechy takie, jak potencjalna odnawialność lub naprawialność obiektu. W pracy zajmowano się wyłącznie obiektami nieodnawialnymi i nienaprawialnymi, awaria zawsze oznacza dla nich trwałą utratę właściwości użytkowych lub mechanicznych. Procesy analizowane dalej traktowano także jako ściśle stacjonarne, co oznacza, że wartości procesów dla obiektów nie były zależne od położenia punktu odniesienia na osi czasu.

Prawdopodobieństwem zniszczenia elementu  $p_f$  określamy dla obiektu prostego:

$$p_f = P(F(X) \leq 0) \quad (2.35)$$

Niezawodność *reliability* jest to właściwość obiektu mówiąca o tym, czy pracuje on poprawnie (spełnia wszystkie powierzone mu funkcje i czynności) w określonych warunkach eksploatacji. Zawodnością zaś jest przejście stanu granicznego od stanu pożądanego do stanu niepożądanego. Zawodności przypisuje się prawdopodobieństwo zniszczenia, dla elementu przyjmie wartość (2.35). Niezawodności przypisuje się wartość prawdopodobieństwa będącą dopełnieniem do jedności wartości zawodności. Obiekty złożone mają strukturę określoną jednoznacznie jedynie wtedy gdy możliwe jest określenie niezawodności elementów oraz ich zależności. Wyróżnić można dwa podstawowe rodzaje struktury: szeregową i równoległą. Struktura szeregową oznacza, że każda z awarii elementów systemu (np.: obiektów prostych lub ich zbiorów) jest przyczyną jego zniszczenia. W przypadku  $N$  zdarzeń niezależnych  $X_i$  wartość niezawodności systemu  $R_s$  równa jest:

$$R_s = \prod_{i=1}^N R(X_i)$$

gdzie  $R(X_i)$  oznacza niezawodność zdarzenia  $i$ .

Dla równoległej struktury niezawodności system jest zdatny w przypadku, gdy choć jeden z jego elementów nie znajduje się w stanie awarii.

$$R_s = 1 - \prod_{i=1}^N R(X_i)$$

Wariant progowy systemu równoległego oznacza istnienie minimalnej liczby elementów niezbędnych do funkcjonowania systemu, które muszą być sprawne. Za pomocą podstawowych wariantów można opisać struktury mieszane. Nie wszystkie

Tabela 2.3. Zależność między prawdopodobieństwem awarii a wartością wskaźnika niezawodności (EN 1990, 2002)

$p_f$	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$
$I_\beta$	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

Tabela 2.4. Wskaźniki niezawodności w zależności od kosztów zapewnienia bezpieczeństwa i skutków awarii (JCSS 2001, EN 1990, ISO 9324)

Norma	Skutki awarii			
EN 1990	nieistotne	małe	średnie	wysokie
ISO 9324	nieistotne	dostrzegalne	przeciętne	wielkie
JCSS	nieistotne	małe	przeciętne	ogromne
EN 1990 (50 lat)	–	3,3	3,8	4,2
ISO 9324 (lifetime)	1,3	2,3	3,1	3,8
JCSS (50 lat)	–	2,5	3,2	3,5
EN 1990 (1 rok)	–	4,2	4,7	5,2
ISO 9324 (1 rok)	2,9	3,5	4,1	4,7
JCSS (1 rok)	–	3,2	4,2	4,4

złożone systemy niezawodnościowe dają się przedstawić za pomocą wymienionych schematów.

Prawdopodobieństwo, które opisuje wzór (2.35), jest rozumiane jako prawdopodobieństwo awarii. Wygodnym sposobem jego prezentowania jest wskaźnik niezawodności  $I_\beta$ , związany z prawdopodobieństwem  $p_f$  za pomocą następującej zależności (EN 1990, 2002)

$$p_f = \Phi_0(-I_\beta) \quad (2.36)$$

w którym  $\Phi_0$  jest dystrybuantą dla standardowego rozkładu normalnego prawdopodobieństwa ( $\mu = 0, \sigma = 1$ ). Zależność między wskaźnikiem niezawodności a wartością prawdopodobieństwa awarii można aproksymować:  $p_f \simeq 10^{-I_\beta}$  lub  $I_\beta \simeq -\log(p_f)$ . Tabelaaryczne zestawienie relacji między tymi wartościami znajduje się w tabeli 2.3.

**Progowe wartości prawdopodobieństwa awarii.** Opierając projektowanie na wskaźniku niezawodności, niezbędne są sugestie dotyczące jego progowej wartości – minimalnej akceptowalnej. Wskazano je w dokumencie ISO 2394 [90], przedstawiającym podstawowe zasady niezawodności konstrukcji. Wprowadzenie do modelowania probabilistycznego za pomocą zmiennych losowych, w budownictwie, opracowane jest w dokumencie JCSS. Wartości wskaźnika niezawodności  $I_\beta$  podane w normach i zaleceniach przedstawiono w tabelach 2.4 i 2.5.



Tabela 2.5. Docelowa wartość wskaźników niezawodności dla stanów granicznych (JCSS, 2001)

Koszt oszacowania bezpieczeństwa	Konsekwencje awarii			
	małe	niewielkie	średnie	duże
Duży	–	3,1	3,3	3,7
Normalny	–	3,7	4,2	4,4
Mały	–	4,2	4,4	4,7

**Metoda wyznaczania prawdopodobieństwa awarii.** Klasyfikacje przedstawione przez autorów [64] opisują metody funkcjonujące już w projektowaniu jak i propozycje przyszłych uregulowań. Można pogrupować metody w czterech poziomach:

- poziom 0, deterministyczny,
  - poziom 1, częściowo probabilistyczny przez wyznaczenie współczynników bezpieczeństwa w formie ilorazowej jako współczynników modyfikujących wartości obciążeń i nośności, odpowiada opisowi statystycznemu obiektu,
  - poziom 2, przybliżonego szacowania prawdopodobieństwa awarii za pomocą wskaźnika bezpieczeństwa,
  - poziom 3, w całości probabilistyczny bazujący na symulacjach numerycznych.
- W zależności od dostępnej informacji statystycznej o badanym procesie, jest wiele metod wyznaczania prawdopodobieństwa awarii. W pracy skupiono się na zastosowaniu poziomu 2 i 3. Niezwykle rzadko udaje się w zagadnieniach geotechnicznych uzyskać bezpośrednią zależność analityczną między obciążeniami, parametrami materiałowymi a nośnością. Do wyznaczenia prawdopodobieństwa awarii powstało wiele metod mających zastosowanie w ramach poziomu 2 i 3:
- bezpośrednia, dla znanej funkcji gęstości prawdopodobieństwa wystąpienia awarii,
  - powierzchni odpowiedzi [18, 31, 60, 111, 178, 188],
  - FORM, SORM [8, 109],
  - Monte Carlo wraz z pokrewnymi [39, 116].

#### 2.3.1.4. Obliczenia wskaźnika niezawodności

Wytypowano zmienne losowe kluczowe dla zadania niezawodnościowego i zestawiono je w tabeli 2.6. Zmiennymi decydującymi o wpływie środowiska na mechanikę zadania jest poziom zwierciadła wody gruntowej i  $c_{ult}$ . Można domniemać, że na poziom z.w.g ma wpływ wiele czynników zewnętrznych: opad, parowanie, jak i związanych z wpływem gospodarki wodnej (piętrzenie, drenaż, nawadnianie). Obliczenia wykonano dla wybranych wartości  $CoV = \frac{\sigma}{\mu}$ , jednakowych dla wszystkich wytypowanych zmiennych losowych. Zakres CoV wyszczególniono

Tabela 2.6. Parametry przyjęte do analizy wrażliwości w zadaniu (E3)

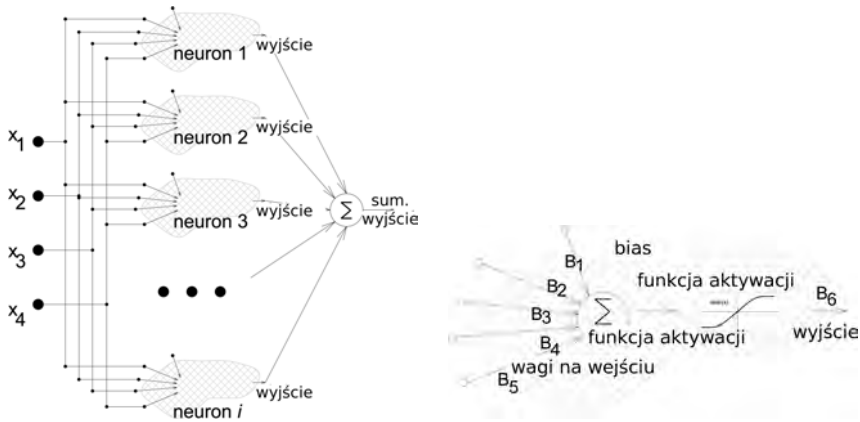
Zmienna $X$	Min( $X$ )	Max( $X$ )	$E(X)$	CoV( $X$ )	Jed.
Kąt tarcia wew.	30	33	31,5		st.
Moduł $E_m$	50	60	55	0,10	kPa
Spójność $c'$	5,0	7,5	6,0	0,15	kPa
Spójność $c_{ult}$	4,00	8,00	6,00	0,20	kPa
Siła pionowa $F$	1,00	3,00	1,50	0,25	MN
p.z.w.g.	6,0	20,0	13,0		m

w tabeli 2.6. Ze względu na niewielką liczbę rezultatów numerycznych zastosowano powierzchnię odpowiedzi – metodę pośrednią – szacowania współczynnika niezawodności. Zastosowano sprawdzoną w zastosowaniach geotechnicznych procedurę [18, 188]. Ustalono jako warunek graniczny maksymalne przemieszczenie pionowe układu. Stan awarii następował, gdy przemieszczenie przekroczyło 50 mm. Powierzchnię odpowiedzi skonstruowano za pomocą wielowarstwowej sieci neuronowej *Neural Network* NN. Aby aproksymować domniemanie ciągłą funkcję odpowiedzi mechanicznej układu, wybrano trójwarstwową sieć NN z jedną warstwą ukrytą neuronów. Użyto hiperboliczną funkcji aktywacji dla tej warstwy. Liczba neuronów w warstwie ukrytej była dobierana eksperymentalnie, na zasadzie minimalizowania błędu sieci w punktach dopasowania. Architekturę sieci pokazano na rys. 2.18, a funkcję aktywacji przedstawia wzór

$$u(\mathbf{x}, \mathbf{B}, K') = \sum_{j=0}^{K'} B_{nj} \operatorname{tgh} \left( \sum_{i=1}^{n-2} B_{i+nj} x_i + B_{n-1+nj} \right) \quad (2.37)$$

gdzie:  $K'$  liczba neuronów w warstwie ukrytej,  $\mathbf{B}$  – wektor parametrów dopasowania,  $i, j$  – indeksy pomocnicze. Sieć trenowano metodami bezpośrednimi minimalizowania błędu dopasowania [19, 127, 128], co istotnie odróżnia metodę od powszechnie stosowanych iteracyjnych procedur uczących, minimalizujących wstecznie propagację błędu. Obliczenia niezawodnościowe, bazujące na RS, wykonywano za pomocą metody bezpośredniej Monte Carlo MC [60, 148] z ilością losowań wynoszącą  $10^7$ .

Obliczenia wykonano w wielu niezależnych realizacjach dla zmiennych losowych wyszczególnionych w tabeli 2.6, zestaw nazwano jako E3. Rezultaty obliczeń przedstawiono na rys. 2.19, gdzie na osi poziomej oznaczono wielkość maksymalnej wartości dopuszczalnego przemieszczenia oczepu pali, na pionowej wartości wskaźnika niezawodności. Obliczenia wykonano dla {1, 2, 4} pali współpracujących z oczepem oraz dla głębokości {6, 13, 20} m zwierciadła wody gruntowej. Dostrzec można istotny wpływ wartości kowariancji na wielkość wskaźnika niezawodności, a także korzystne efekty współpracy grupy pali z oczepem. W przypadku ustabilizo-

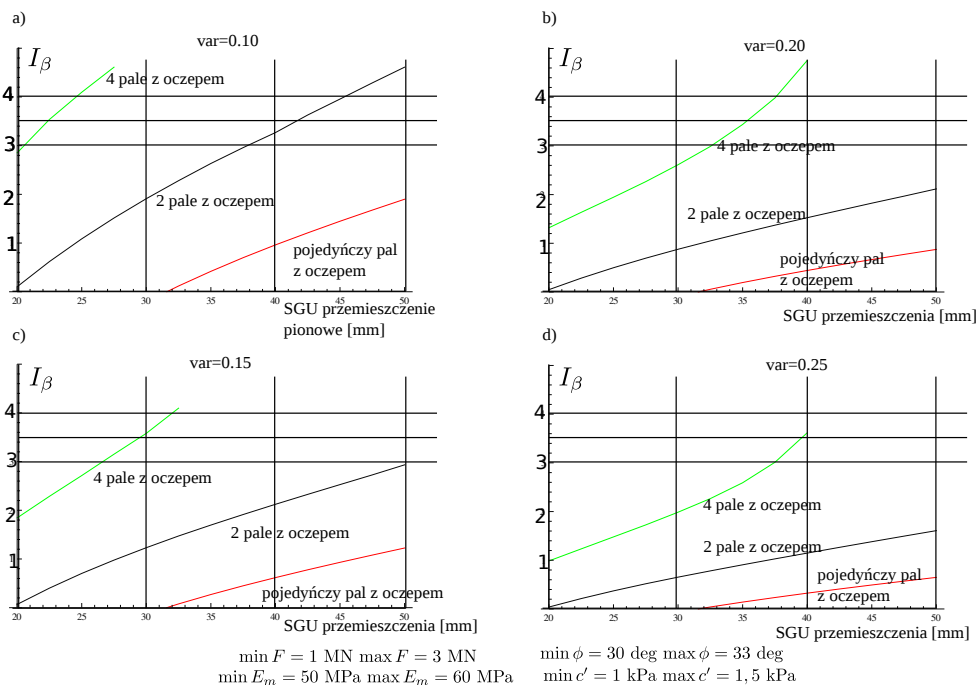


Rys. 2.18. a) Schemat sieci neuronowej, b) pojedynczy neuron

wanego położenia poziomu zwierciadła wody gruntowej, odpowiednio na poziomie minimalnym lub maksymalnym, uzyskano rozwiązania zestawione zbiorczo wraz z odpowiadającymi im zmiennościami wskaźnika niezawodności na rys. 2.19 i 2.20. Na rysunku 2.19 zilustrowano wrażliwość badanej grupy pali na zmianę ssania, wywołaną zmianą poziomu zwierciadła wody gruntowej. Przedstawione wykresy dla skrajnych i średniego położenia poziomu wody gruntowej wskazują na silną zależność, im niżej znajduje się poziom tym większych wartości wskaźnika niezawodności. Zjawisko to występuje dla wszystkich schematów badanych konstrukcji fundamentu palowego. Jednak szczególnie istotny wpływ ma to zjawisko dla pojedynczego pala, dla grupy czterech pali proporcjonalnie traci ono na znaczeniu.

W analizowanych przypadkach założono stałą wartość ssania wzdłuż profilu pala, jest to uproszczonym podejściem modelowym. Dla mało spoiстых materiałów gruntowych metoda daje wygodne narzędzie na uzupełnienie istniejących rozwiązań numerycznych o wpływ podciśnienia. Opierając się na dobrze skalibrowanym modelu numerycznym, umożliwi poprawną odpowiedź na wpływ zakresu parametrów stosowanych do wykonania projektu.

Wykazano wpływ zmian podciśnienia w porach na niezawodność układu, za pomocą wskaźnika niezawodności (rys. 2.20). Największą wrażliwość na zmiany środowiskowe wykazuje układ składający się tylko z jednego pala, dający małe wartości wskaźnika niezawodności w całym zbadanym zakresie ewaporacji i infiltracji. Najmniej wrażliwy na zmianę nasycenia okazał się oczep oparty na czterech palach, co jest zgodne z intuicją.

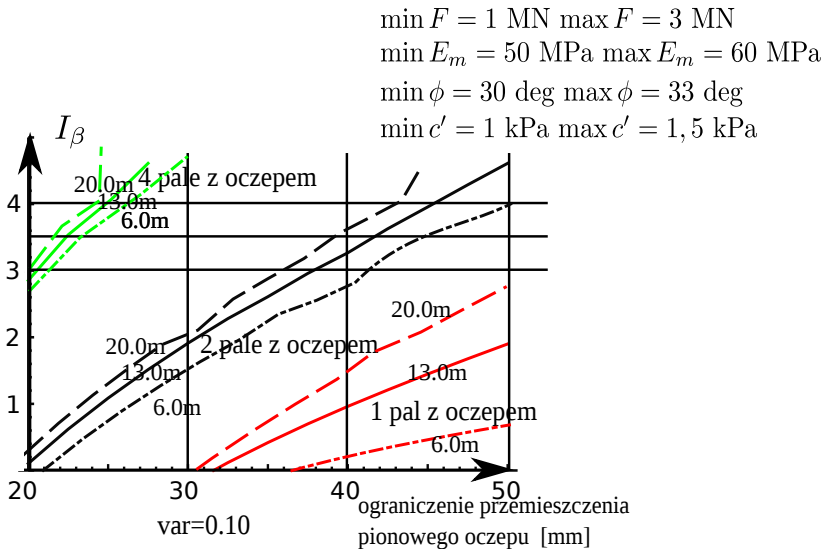


Rys. 2.19. Wyniki obliczeń wskaźnika niezawodności wykonane dla zestawu zmiennych (E3) z tabeli 2.6

### 2.3.2. Pal obciążony siłą poziomą

Obciążenie poziome pali jest powszechne w wielu konstrukcjach inżynierskich. Zagadnienie dla pali obciążonych poziomo a pracujących w grupie i pojedynczo zostało podniesione w pracach wielu autorów, między innymi [59, 150]. Dostępny jest wybór wielu metod obliczeniowych, szczególnie popularne są metody półanalityczne typu  $p - y$  oparte na związku hiperbolicznym pomiędzy przemieszczeniem i odkształceniem. Są one ciągle udoskonalane oraz wdrożone w wielu programach obliczeniowych. Metody te dają dobre dopasowania do wyników doświadczalnych, pomimo znacznych uproszczeń równań równowagi oraz konieczności ich kalibrowania dla materiału miejscowego.

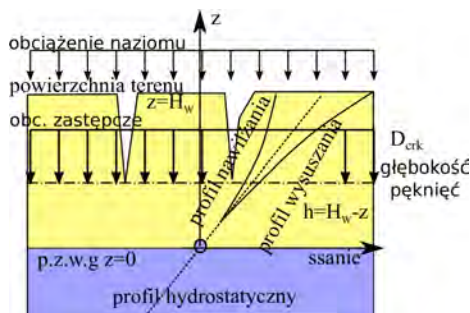
Ograniczenia metody  $p - y$ , oraz brak modeli dla gruntów nienasyconych skłoniły autora do zastosowania metod numerycznych. Wcześniejsze badania autora [18, 109–112, 116] wskazują na znaczną wrażliwość przemieszczeń głowicy pala w zależności od parametrów podłoża oraz warunków kontaktu i sztywności pala. Ważnym obszarem jest warstwa przypowierzchniowa podłoża. W celu rozwinięcia i uzupełnienia przedstawionej w poprzednim paragrafie koncepcji nośności



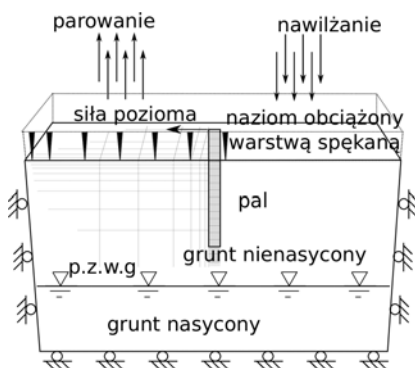
Rys. 2.20. Wyniki obliczeń wskaźnika niezawodności wykonane dla zestawu zmiennych (E3) wraz z zablokowanymi skrajnymi położeniami zwierciadła wody gruntowej

pionowej pala pod wpływem zmian równowagi hydrologicznej zmodyfikowano model przez wprowadzenie nieliniowej zmienności ssania w profilu geotechnicznym. Umieszczenie pala w gruntach nienasyconych powyżej zwierciadła wody gruntowej pociąga pewne konsekwencje związane z uzależnieniem cech fizycznych i mechanicznych podłoża od sytuacji hydrologicznej. Analizowano pojedynczy pal, co wiąże się z czasochłonnością zadania. Modelowano środowisko nienasycone w programie metody różnic skończonych MRS firmy Itasca – FLAC3D. Zmienność wytrzymałości materiału opisano w rozdziale 2.3.1.2, podciśnienie w porach ilustruje rys. 1.7.

W pracy uwzględniono pęknięcia przypowierzchniowe podłoża (rys. 2.21). Pęknięcia są obserwowane i w przypadku gruntów średnio i bardzo spoistych. W gruntach mało spoistych i sypkich ich wpływ jest pomijalny. Pionowe spękania mają istotny wpływ na mechanikę zadania. W prezentowanym problemie, pęknięcia traktowano jako proces deterministyczny [68]. Powstawanie szczelin jest związane z ewaporacją wody, zmianą objętości materiału oraz ostatecznie przekroczeniem powierzchni stanu granicznego dla naprężeń rozciągających. Powierzchnia ta opisana jest za pomocą kryterium ZCM. Kluczowe dla zadania jest założenie wystąpienia pęknięcia w bezpośredniej bliskości poboczniczy pala, jest to najbardziej niekorzystna sytuacja, jednak pozwala zobrazować wpływ przesuszenia materiału podłoża po stronie bezpiecznej. Spękany grunt został zastąpiony obciążeniem



Rys. 2.21. Ilustracja oznaczeń spękanej warstwy przypowierzchniowej w trakcie wysuszania



Rys. 2.22. Wycinek przestrzeni wraz z palem – warunki brzegowe i siatka – przekrój w izometrii

pionowym rozłożonym równomiernie na głębokości dna pęknięcia  $D_{crk}$  (2.39). Głębokość pęknięcia wyznaczono przez założenie w jego dnie zerowej wartości głównych naprężeń poziomych. Odształcenia poziome główne wynoszą

$$\epsilon_h = \frac{\sigma'_h}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma'_h + \sigma'_v) + \frac{\Psi}{H} \quad (2.38)$$

gdzie  $\sigma'_h$  oraz  $\sigma'_v$  oznaczają naprężenia główne efektywne odpowiednio pionowe i poziome,  $\nu$  współczynnik Poissona,  $\Psi$  wartość podciśnienia w porach,  $E$  – to moduł Younga dla gruntu,  $H$  jest modułem opisującym zachowanie sprężyste w zależności od wielkości podciśnienia w porach. Naprężenia główne efektywne pionowe na poziomie dna pęknięcia wynoszą

$$\sigma'_v = \gamma D_{crk} + q_v \quad (2.39)$$

gdzie  $q_v$  jest obciążeniem naziomu. Graficznie model pokazano na rys. 2.22. Pał modelowano jako idealnie sprężysty wykonany z materiału o module Younga 25 GPa i współczynnika Poissona 0,20.

### 2.3.2.1. Poszukiwanie rozwiązań niedeterministycznych

Rozważono niezawodność konstrukcji pracującej w tak zdefiniowanym podłożu. Warunkiem decydującym o awarii jest tutaj przekroczenie przemieszczenia głowicy pała o 10 mm. Wszystkie zmienne losowe generowano za pomocą symetrycznego rozkładu beta (z parametrami  $\alpha = \beta$ ) oraz z identycznymi wielokrotnościami odchylenia standardowego ze zbioru: {4, 6, 8, 10}. Zmienne losowe wraz z zakresami i wartościami średnimi zestawiono w tabeli 2.7. Wartości początkowej kohezji oraz kąta tarcia wewnętrznego założono jako stałe, odpowiednio 10,0 kPa oraz 15°, moduł sprężystości nasyczonego gruntu 60 MPa oraz jego współczynnik Poissona równy 0,20.

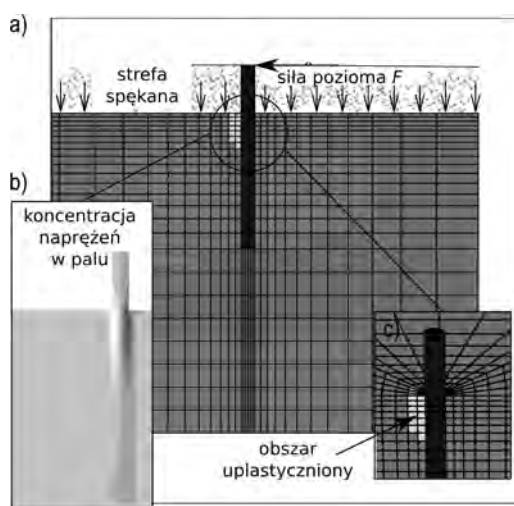
W zadaniu posłużono się metodą powierzchni odpowiedzi RS *Response Surface*, szczególnie opisywanej w [18, 19, 111, 147], gdzie wartości przemieszczeń głowicy pała uzyskuje się tylko dla skończonego zbioru realizacji z zakresu zmiennych losowych. Obliczenia niezawodnościowe prowadzone są na rozpiętej na wyznaczonych punktach wynikowych wielowymiarowej przestrzeni funkcji aproksymacyjnej. Wytypowano do obliczeń punkty z zakresu zmiennych losowych zakładając równomierny ich podział na  $n$  elementów. Wybrany ciąg wartości wektora  $j$ -ej zmiennej ma postać  $X_{ij} = \min(X_j) + i\Delta_X$ , gdzie  $\Delta_X = \frac{\max(X_j) - \min(X_j)}{n}$  oraz  $i \in \{1, \dots, n\}$ , gdzie  $n$  jest liczbą podziałów. Obliczenia numeryczne zaprojektowano dla sześciu zmiennych  $j \in 1, \dots, 6$ . Uzyskano zestaw odpowiadających im wektorów  $X_j$ . Wykonano obliczenia dla wszystkich kombinacji składowych  $X_j$  bez powtórzeń. Nawet przy niewielkiej wartości  $n = 4$ , konieczne było wykonanie procedur zarządzających procesem na poziomie systemu operacyjnego *Windows Bash* oraz bezpośrednio wykonujących obliczenia i zapisujących rezultaty w języku Fish. Całość obliczeń przeprowadzono w dwunastu równoległych potokach obliczeniowych na lokalnym serwerze. W zadaniu przykładano siłę w głowicy pała dwuetapowo. Wpierw jako połowę docelowej, po stabilizacji zaś zwiększano ją do pełnej wartości. Przez kryterium stabilizacji w zadaniu rozumie się spełnienie zależności

$$\left| \frac{s_{k0} - s_{k1}}{s_{k1}} \right| < 0,005 \quad (2.40)$$

gdzie  $s_{k0}$  odpowiada przemieszczeniu poziomemu głowicy na początku badanego etapu obliczeniowego,  $s_{k1}$  przemieszczenie tegoż punktu po 5000 krokach procedury metody różnic skończonych MRS (w programie Flac3D 3.0). Czas wykonywania

Tabela 2.7. Zmienne losowe, zakresy i ich rozkłady

Zmienna		Min	Maks	Średnia
Ciśnienie wejścia powietrza	$a, \text{kPa}^{-1}$	0,01	0,11	0,06
Proporcja modułów	$\frac{E}{H}$	0,10	0,14	0,12
Ewaporacja	$q \frac{\text{m}}{\text{s}}$	$-3 \cdot 10^{-8}$	0	$-1,57 \cdot 10^{-8}$
Wodoprzepuszczalność	$k_s, \frac{\text{m}}{\text{s}}$	$10^{-8}$	$10^{-6}$	$5 \cdot 10^{-7}$
Poziom wody gruntowej	$h_w, \text{m}$	9	11	10
Siła pozioma w głowicy	$F, \text{kN}$	60	100	80



Rys. 2.23. Pojawienie się stref plastycznych w rozwiązaniu:

- a) przekrój przez model, b) powiększenie pała wraz z strefą uplastycznionego materiału, c) izometria strefą uplastycznionego materiału

jednego zadania wahał się w zależności od parametrów, od 20 minut do godziny. Większa objętość stref plastycznych w okolicach kontaktu głowicy pała z gruntem (rys. 2.23) miała decydujący wpływ na wydłużenie czasu stabilizacji.

Za pomocą RS zdefiniowanej metodami aproksymacyjnych w przestrzeni zmiennych losowych zdefiniowano ciągłą funkcję stanu. Ponownie posłużono się siecią neuronową NN (2.37) przedstawiająca zagadnienia jako

$$\widetilde{RF}_p = f_p(X', \mathbf{B}_p) + \epsilon_p \quad (2.41)$$

indeks  $p \in \mathbb{N}$  oznacza postać stanu granicznego oraz numer sieć NN. Kolejno oznaczono  $X'$  jako wszystkie zestawy kombinacji ciągów  $X_{ij}$  bez powtórzeń,  $\epsilon_p$  – to błąd



Tabela 2.8. Rezultaty obliczeń niezawodnościowych dla zadania

Metoda	Wskaźnik niezawodności			
	$n = 4$	$n = 6$	$n = 8$	$n = 10$
SORM	3,303	4,984	6,804	8,556
MC $10^3$	3,227	–	–	–
MC $10^6$	3,353	–	–	–

Tabela 2.9. Analiza wrażliwości dla zadania

Zmienna	Wsp. wrażliwości
$a$	0,02
$E/H$	0,53
$q$	0,11
$h_w$	0,51
$F$	0,68
$k_s$	0,00

dopasowania sieci  $p$ ,  $f_p$  – funkcja oparta na schemacie trójwarstwowej sieci neuro-  
nowej,  $B_p$  – parametry sieci  $p$  (wektor wag dopasowania). Uzyskana powierzchnia  
o postaci  $RF$  została zoptymalizowana algorytmem Levenberga–Marquardta  
[127, 128]. Za pomocą procedury SORM wyznaczono wartości wskaźników nieza-  
wodności dla założonych przemieszczeń głowicy traktowanych jako maksymalne.

### 2.3.2.2. Rezultaty i podsumowanie

W obliczeniach porównano wskaźniki niezawodności otrzymane za pomocą  
metody bezpośredniej Monte Carlo (dla  $10^3$  i  $10^6$  realizacji) z metodą SORM.  
Wyniki pokazano w tabeli 2.8. W zadaniu ważnym elementem jest analiza wrażli-  
wości przedstawiona w tabeli 2.9, gdzie wyraźnie zaznacza się wpływ czynników  
środowiskowych:  $q$  – przepływ [m/s],  $h_w$  – położenie zwierciadła wody poniżej po-  
wierzchni terenu [m] oraz z parametrami materiałowymi. Analizę niezawodnościową  
poprzedzono badaniem przypadków deterministycznych. Rozwiązania dla gruntu  
w pełni nasyconego, bez pęknięć pionowych, nie umożliwiły na osiągnięcia stanu  
granicznego zarówno dla przemieszczenia głowicy, jak i naprężeń rozciągających  
w jego trzonie. Duży wpływ położenia zwierciadła wody gruntowej oraz procesów  
ewaporacji na kształt powierzchni odpowiedzi w okolicach punktu obliczeniowego  
oraz pojawienie się znacznego prawdopodobieństwa awarii zdają się pozornie  
przeczyć oczekiwaniom. W trakcie procesu ewaporacji i powstawania pęknięć  
pionowych materiał nienasycony uzyskuje wyższe wartości spójności. Spękania  
związane ze skurczem wywołują osłabienie strukturalne i ono jest odpowiedzialne  
za niekorzystny wpływ na nośność fundamentu.



## Rozdział 3

# Metody wzmocniania podłoża zapadowego

### 3.1. Charakterystyka gruntów zapadowych

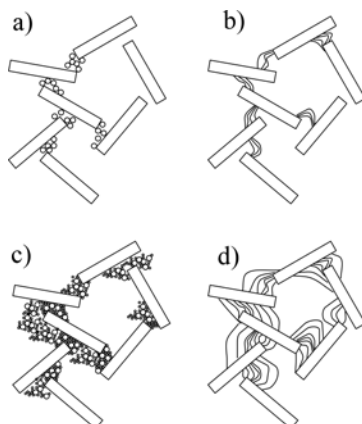
Grunt zapadowy definiowany jest przez wielu autorów w zbliżony sposób:

- „Grunt ulegający znacznej zmianie objętości po zwilżeniu, przyłożeniu obciążenia lub kombinacji obu tych czynników równocześnie” [174].
- „Grunt nienasycony, który przechodzi radykalne przegrupowanie cząstek i doznaje dużej redukcji objętości podczas zwilżania z lub bez dodatkowego obciążenia” [54].
- „Grunt, w którym obserwowane są dodatkowe osiadania spowodowane zwilżaniem częściowo nasyconego gruntu, zwykle bez żadnego wzrostu obciążenia” [94].
- „Grunt osiadający w stanie częściowo nasyconym ze względu na wzrost stopnia konsolidacji” [26].
- „Stan prekonsolidacji obserwowany w gruncie zapadowym związany jest z pozorną jego spójnością” [81].
- „Grunt, który może wytrzymać stosunkowo duże naprężenia przy małych osiadaniach i niskiej wilgotności *in situ*, równocześnie wykazujący znaczne zmniejszenie objętości i związane z nią osiadanie bez wzrostu naprężenia podczas zwilżania” [163].

Od tak ogólnej definicji materiału zapadowego odchodzi Rogers [152], przedstawiając zestaw cech identyfikujących grunt zapadowy:

- duża porowatość,
- mały ciężar objętościowy ( $9\text{--}16\text{ kN/m}^3$ ) [164],
- materiał młody geologicznie,
- niska wartość sił spajających ziarna szkieletu,
- znaczna wrażliwość.

Brak którejs z przedstawionych cech nie wyklucza możliwości wystąpienia zapadości w materiale.



Rys. 3.1. Typowe wiązania w strukturze lessu: a) mała domieszka ilu, b) mała domieszka węglanów ( $\text{CO}_3^{2-}$  lub  $\text{HCO}_3^-$ ), c) znaczna ilość domieszek ilu, d) znaczna ilość domieszek węglanów (na podstawie koncepcji [153])

Do inicjacji procesu zapadania materiał musi pierwotnie znajdować się w stanie częściowego nasycenia. Niezbędny jest też wzrost wilgotności naturalnej oraz przyłożone obciążenie powinno przekroczyć wartości prekonsolidacyjne. Proces zapadania (rys. 3.1) przebiega w następujących fazach:

Faza I: Początkowy etap niszczenia pierwotnej mikrostruktury z powodu wzrostu wilgoci i przyłożonego naprężenia. Połączenia ilaste, mostki i przypory z gliny zaczynają pękać, agregaty ziaren i mikroagregaty rozpadają się, a intensywność rozpuszczania się węglanów wzrasta.

Faza II: Dezintegracja mikrostruktury trwa, zawartość węglanów maleje, inne elementy struktury ulegają kompresji, a całkowita objętość gruntu maleje.

Faza III: Rozwija się nowa mikrostruktura po zapadnięciu pierwotnej, zniszczone podstawowe jednostki strukturalne stabilizują się w nowej konfiguracji przestrzennej, powłoki ilastych ziaren zostają zniszczone, następuje proces agregacji najdrobniejszych frakcji.

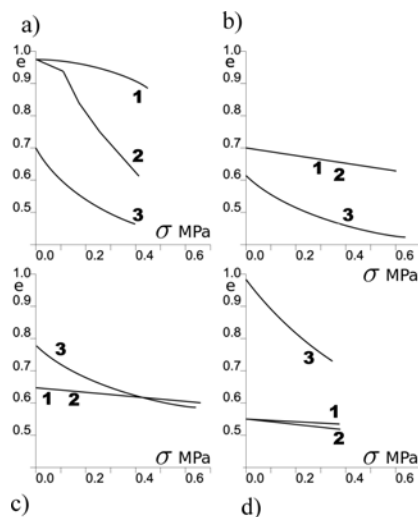
Przyjęto w dalszej części definicję gruntów o cechach zapadowych, jako materiału częściowo nienasyconego, gdzie podciśnienie w porach gruntu pełni rolę stabilizującą, brak wody umożliwia istnienie spójności uwzględniającej wpływ ssania (2.5). Nawodnienie, powodując redukcję sił utrzymujących ziarna, prowadzi do osiadania zapadowego [17].

Problem budowy na gruntach nienasyconych zapadowych, takich jak lessy, jest szczególnie istotny z perspektywy inżynierii lądowej w obszarach, gdzie zalegają one w jednorodnych warstwach o dużej miąższości jako dominujący typ podłoża i są istotne dla gospodarek [48], zwłaszcza w Chinach, Ameryce Północnej, Iraku [61],

Rosji [3, 49, 72], Arabii Saudyjskiej [6] i Republice Południowej Afryki [159]. Właśnie na szeroko rozpowszechnionych w przypowierzchniowych warstwach lessów zostanie skoncentrowana uwaga autora.

Powstanie lessu jest procesem występującym w złożonej koniunkcji czynników środowiskowych. Nie jest to tylko sam depozyt pyłu przeniesionego przez wiatr, co zostało sformułowane przez Pesci w 1990 r. [140]. Pył przekształca się w less dopiero po upływie określonego czasu w sprzyjającej strefie klimatycznej: półsuchej, suchej lub okresowo suchej. Proces ten zachodzi tylko przez diagenезę w ściśle określonym środowisku ekologicznym – biosferze. Warunki takie występują dla półsuchych stepów lub zalesionych stepów. Proces tworzenia się lessu zachodzi przede wszystkim tam, gdzie szybkość gromadzenia się pyłu przekracza tę, z którą postępują procesy glebotwórcze. Jeśli szybkość ta jest mniejsza niż w przypadku erozji powierzchniowej lub procesów biogenetycznych, wówczas pył przekształca się w glebę lub glinę – w wyniku intensywnego wietrzenia i zwiększonego opadu. Lessy są dobrze znane i opisane w wielu pracach pod względem budowy geologicznej, historii depozycji i morfologii [28, 151]. Problemy geotechniczne są związane ze znacznymi obszarami Eurazji, gdzie występują dominujące pokrywy lessowe. Ich zapadowe właściwości zostały opisane w [48, 65, 137, 139]. Grunty pochodzenia eolicznego o strukturalnej niestabilności powiązanej ze wzrostem nasycenia porów wodą i zmianą charakteru wiązań w szkielecie można podzielić za Rogerem [153, 154] na cztery grupy (rys. 3.1). Czynnikiem identyfikującym jest skład chemiczny oraz ilość materiału stanowiącego połączenia strukturalne. Badania przeprowadzone za pomocą wysokorozdzielczego obrazowania SEM struktury gruntów zapadowych znaleźć można w pracy [76]. Wskazują one na złożoność budowy połączeń za pomocą podpór, mostków i łańcuszków ilastych w stanie nienasycenia. Materiał o bardzo drobnej strukturze otaczający większe ziarna tworzy mikrostrukturę szkieletową lessu. W zależności od stopnia konsolidacji i wilgotności efekt obciążenia materiału może przybierać formy zilustrowane na rys. 3.2, gdzie  $\sigma$  oznacza naprężenie pionowe, w edometrze zaś  $e$  to wskaźnik porowatości.

Ze względu na duże znaczenie gospodarcze równin rozciągających się na przedkaukaskich terenach Federacji Rosyjskiej pokrytych lessami oraz doświadczenia wyniesione ze współpracy nad wykonanymi wzmocnieniami podłoża w tym rejonie, przedstawiono bliżej skalę problemu i koncepcje rozwiązań. W celu wskazania obszarów dotkniętych zagrożeniami osiadania zapadowego wykonano na podstawie pracy [72], mapkę północnego przedgórze kaukaskiego z wyszczególnieniem terenów wrażliwych na zmianę wilgotności lessów przedstawiono na rys. 3.3. Większą część pod względem morfologii terenu pokrywa step, równiny częściowo przechodzą w półpustynie, na większych wysokościach tereny zmieniają charakter na górski pokryty łąkami, lasem i śniegiem. Na Przedkaukaziu wyróżniono cztery regiony



Rys. 3.2. Wyniki typowych badań edometrycznych lessu, gdzie:

$\sigma$  – naprężenie pionowe,  $e$  – wskaźnik porowatości:

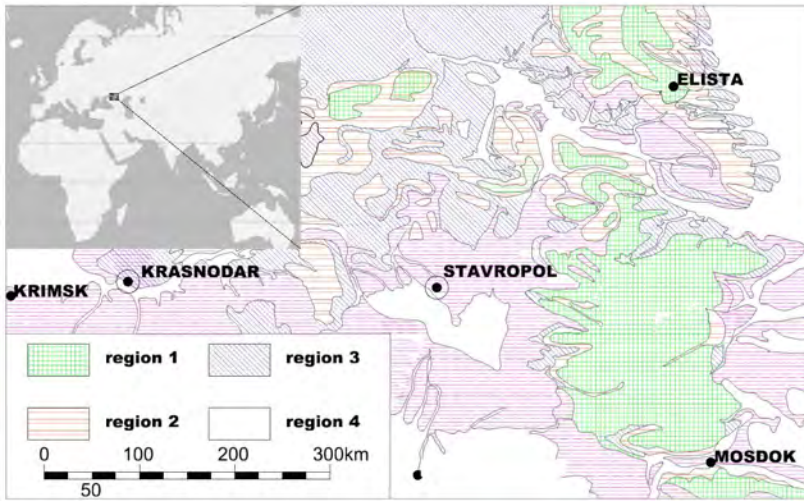
- a) nieskonsolidowany o cechach zapadowych,  
 b) nieskonsolidowany bez cech zapadowych, c) normalnie skonsolidowany,  
 d) przekonsolidowany, gdzie odpowiednio: 1 – próbka sucha,  
 2 – próbka nawilżona, 3 – pasta gruntowa na podstawie badań [72]

związane zarówno z grubością pokrywy lessu, jak i wielkością przewidywanych osiadań (rys. 3.3).

Typowy less, scharakteryzowany przez [117, 168], można przedstawić jako grunt:

- z jednorodną strukturą porowatą,
- bez wykształconego strukturalnego szkieletu,
- z krzywą uziarnienia o kształcie sigmoidalnym, z prostą w części środkowej, co wskazuje na obfitość materiału o średnicach 20–50  $\mu\text{m}$ ,
- z medianą wielkości cząstek między 25 i 35  $\mu\text{m}$ ,
- o zawartości 1–2% frakcji piaskowej,
- o zawartości 15–18% gliny (<2  $\mu\text{m}$ ),
- o zawartości poniżej 15–18% węglanów,
- o zawartości poniżej 70% kwarcu,
- o zawartości 1,5–2% związków żelaza,
- o zawartości poniżej 0,2% węgla organicznego.

Badania SEM, skanowanie laserowe oraz analizy chemiczne umożliwiły usystematyzowanie procesów tworzenia wiązań w materiale zapadowym. Proces wietrzenia pierwotnych ziaren kalcytu i dolomitu doprowadza do wytrącenia się cementów



Rys. 3.3. Osady morskie i aluwialne w rejonie północnego Kaukazu:  
 1) region 1 warstw osadowych >20 m z lessami także grubości >20 m, spodziewana wielkość osiadań może przekroczyć 50 cm,  
 2) region 2 dla osadowych >20 m, lessu >10 m, osiadania 15–50 cm,  
 3) region 3 osadowe >20 m, less 10–20 m, osiadania 5–15 cm,  
 4) region 4 z osadowymi <20 m, less <10 m, osiadania <5 cm.  
 Wykonano na podstawie [114]

wapiennych [51]. Pył kwarcowy na początkowym etapie procesu powstawania lessu ma ziarna kanciaste. W wyniku erozji zostają one pozbawione ostrych krawędzi. Odspojone fragmenty ziaren stanowią budulec szkieletu przyszłych mostków między nimi. Cechami materiału ulegającego stopniowej cementacji są:

- losowa orientacja ziaren,
- ilaste mostki między cząstkami pyłu i piasku,
- węglany pokrywające ziarna.

Większe ziarna piasku nie są idealnie obłe, mają powierzchnie po odłamach znacznie zwiększające ich powierzchnię właściwą. Często są one otoczone powłoką z bezpostaciowej krzemionki. Wskaźnik osiadania zapadowego definiowany jest za [43] jako

$$C_p = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_0} \quad (3.1)$$

gdzie oznaczono wskaźnik porowatości:

- $e_0$ , w stanie naturalnym,
- $e_1$ , po przyłożeniu obciążenia konsolidacyjnego 200 kPa,
- $e_2$  w stanie nawodnienia i z obciążeniem konsolidacyjnym 200 kPa.

Tabela 3.1. Umowna skala zagrożenia wystąpienia osiadań zapadowych w gruntach

$C_p$ %	Zagrożenia
0–1	brak
1–5	niewielkie
5–10	znaczne
10–20	duże
>20	bardzo duże

Badanie umożliwiające wyznaczenie wymienionych wskaźników wykonywane jest w edometrze. Skala sporządzona przez Jenningsa w 1957 r. [93] opisująca zagrożenie zapadowością, zaprezentowana jest w tabeli 3.1. Do opisu osiadania zapadowego można posłużyć się również wskaźnikiem osiadania zapadowego  $i_{mp}$  definiowanym za PN-88/B-04481 jako

$$i_{mp} = \frac{h' - h''}{h_0} \quad (3.2)$$

gdzie  $h'$  – wysokość próbki nienaruszonej po stabilizacji odkształceń o naprężeniu całkowitym odpowiadającym naprężeniom pionowym pierwotnym wraz z dodatkowymi (od konstrukcji) przed nasyceniem wodą,  $h''$  – wysokość identycznej próbki z obciążeniem jak poprzednio, jednak po całkowitym nasyceniu wodą,  $h_0$  – wysokość próbki dla ustabilizowanego stanu po obciążeniu pierwotnym. Wartość  $i_{mp}$  klasyfikuje grunty jako niezapadowe, gdy  $i_{mp} \leq 0,02$  oraz zapadowe  $>0,02$ .

W literaturze można napotkać wiele niebezpośrednich kryteriów rozpoznawania gruntów o cechach zapadowych, większość zbudowana jest na podstawie naturalnego wskaźnika porowatości  $e_0$ ; koncepcje te powstały w latach 60.–70. zeszłego wieku (Das [47]):

- Prekursorem poszukiwań związku między cechami fizycznymi gruntu a zapadowością jest Abelev [1, 2]. Kryterium zaproponowane przez niego bazuje na zmianie wskaźnika porowatości w procesie nasycenia oraz na wskaźniku porowatości przed nasyceniem.
- Denisov [50] wprowadza dwie kategorie gruntów ze względu na zapadowość: mocno zapadowe oraz niezapadowe gliny i niezapadowe. Kryterium bazuje na wskaźniku porowatości dla granicy plastyczności oraz na wskaźniku porowatości naturalnej.
- Kryterium Clevengera [44] związane jest odmiennie od pozostałych z ciężarem właściwym gruntu w stanie naturalnym, gdy jest on mniejszy niż  $12,6 \text{ kN/m}^3$  oznacza to możliwe znaczne osiadanie zapadowe, gdy zaś znajduje się w zakresie



12,6 do 14,1 kN/m<sup>3</sup>, można spodziewać się niewielkich osiadań związanych z utratą stateczności szkieletu.

- Gibbs w 1962 r. [75] wprowadził wskaźnik osiadania zapadowego zależny od stosunku między stopniem nasycenia i wilgotnością dla granicy plastyczności Attenberga.
- Kryterium trudne do zastosowania *in situ* [11]), zaproponowane przez Fedę w 1976 r. [62], opierające się na wilgotności naturalnej, stopniu nasycenia *in situ*, oraz wskaźniku plastyczności i granicy plastyczności.
- Dla gruntów Ameryki Północnej (lessy z stanu Iowa) Handy [81] przedstawił zależność procesu zapadowości w formie niedeterministycznej od ilości cząstek mniejszych niż 0,002 mm, ich zawartość mniejsza niż 16% wskazuje na duże prawdopodobieństwo zapadowości materiału, 16–24% pewne prawdopodobieństwo zaś 24–32% mniej niż 50% prawdopodobieństwo zapadowości, lessy zawierające powyżej 32% są niezapadowe.
- Audric [11] zbudował kryterium porównawcze na podstawie naturalnego wskaźnika porowatości i odpowiednio wskaźników porowatości dla granicy plastyczności i płynięcia, nawiązujące do krytycznej wartości wskaźnika porowatości za Denisovem lub Fedą.

Miejsca, gdzie występuje możliwość nawodnienia warstw podłoża wrażliwego i podatnego na zjawiska zapadowe stanowią obszary zastosowania prezentowanej dalej technologii. Wrażliwość na zmiany zawartości wody wydaje się szczególnie istotne w przypadku budynków produkcyjnych, kolei, dróg w szczególności zaś obwałowań. Ogólny problem, od strony geotechnicznej, polega na zredukowaniu ryzyka wystąpienia zjawiska zapadowości przez poprawę właściwości mechanicznych gruntu oraz ograniczenie możliwości dostępu wody do pokładu lessu. Typowe potencjalne źródła wody, które mogą powodować katastrofalne skutki dla obiektu, są opisane w pracy Houstona [88] jako:

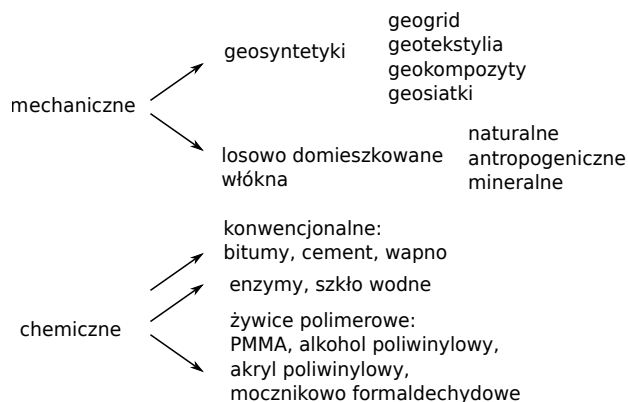
- przerwane wodociągi,
- uszkodzona kanalizacja,
- odwodnienia powierzchniowe (rowy melioracyjne, przepusty itp.),
- woda niewłaściwie odprowadzana z odwodnień powierzchniowych,
- brak lub niewłaściwie utrzymane drenaże,
- awaria w procesach technologicznych,
- akcje gaśnicze lub schładzające,
- zmiany poziomu zwierciadła wody w zbiornikach podziemnych i otwartych,
- wpływ zjawisk pogodowych,
- powódzie.

### 3.2. Wielowarstwowe kolumny gruntowe WKG

Gwałtowny zanik sił spajających strukturę w wiązaniach między ziarnami szkieletu jest przyczyną dużej zmiany objętości, stanowi to zagrożenie dla konstrukcji. Szczególnie w przypadku posadowienia obiektów wysokich, nasypów drogowych i kolejowych, filarów i przyczółków mostowych oraz składowisk. Badaniem zjawiska, w skali modelowej, dla nieodkształcalnych pali obciążonych pionowo w materiale o cechach zapadowych z jego równoczesnym nawadnianiem podjęli się Mashhour i Hanna w 2015 r. [129]. W ich eksperymencie zaobserwowano, zgodnie z oczekiwaniami, gwałtowny wzrost zarówno osiadań jak i tarcia negatywnego na poboczniczy pala. Oba zaobserwowane zjawiska co do wielkości pomierzonych w eksperymencie przekroczyły znacznie wcześniejsze szacowania analityczne.

Posadowienie obiektu na pokrywie lessowej wymaga ulepszenia podłoża. Możliwe jest to przez zmianę jego cech fizycznych i mechanicznych, realizowane przez: zmianę stanu, składu lub zbrojenie gruntu [83, 134, 181]. Schematycznie metody wzmocnienia mechanicznego i chemicznego pokazano na rys. 3.4.

Granulometria, skład chemiczny, rodzaj i rozkład porów oraz stopień ich wypełnienia wodą decydują o doborze techniki ulepszania [125]. Dla materiałów niespoistych możliwe metody fizyczne [83] zmiany stanu, to: zagęszczanie impulsowe, wibracyjne czy udarowe oraz mikrowybuchy, w przypadku gruntów spoistych i organicznych [20] stosowane są konsolidacja przez przeciążenie (z lub bez drenażu pionowego) oraz metody elektroosmotyczne. W grupie metod uniwersalnych, co do rodzaju gruntu, wskazać zaś można pale piaskowe, modyfikacje termiczne (zamrażanie lub spiekanie), wałowanie. Do metod tych należą te, w których zmienia się skład materiału: wymiana gruntu, iniekcje (wypełniające, penetracyjne, rozpierające i ciśnieniowe) oraz mieszanie wgłębne (na sucho lub na mokro). W zbiorze metod



Rys. 3.4. Metody mechaniczne i fizyczne wzmocnienia gruntu [83]

zbrojenia gruntu znajdują się pionowe kolumny kamienne (w osłonie geotekstylnej lub bez niej), mikropale, gwoździe gruntowe czy kolumny betonowe CMC oraz pale betonowe formowane metodą przemieszczeniową [136]. Celem modyfikacji podłoża [162] jest: zwiększenie jego wytrzymałości, sztywności, nośności oraz gęstości. W przypadku lessów szczególnie ważna jest również przewidywalność osiadań materiału oraz zmiany jego cech w czasie. Metodami stabilizacji podłoża lessowego popularnymi na obszarach Północnego Kaukazu są: metody iniekcji niskociśnieniowej z dodatkiem silikatów [122], cementu portlandzkiego lub gipsu [179]. Jednak niskie wskaźniki wodoprzepuszczalności materiału stanowią istotną przeszkodę i utrudniają penetrację injektu. Odmiernym sposobem zmiany cech materiału jest zagęszczanie dynamiczne lub konsolidacja dynamiczna, możliwa do stosowania w materiale o wodoprzepuszczalności większej niż  $10^{-4}$  m/s oraz wskaźniku plastyczności od 0–8. Materiał zalegający powszechnie na terenach objętych badaniami znajduje się na granicy możliwego zastosowania wysokoenergetycznego zagęszczania udarowego. Wadą metody jest znaczna energia rozpraszana w formie drgań na zabudowania i obiekty inżynierskie. Pewną odmianą techniki z użyciem wibratora jest wibrowymiana, gdzie zagęszczone pale piaskowe formowane są *in situ*. Po umieszczeniu wibratora na projektowanej głębokości materiał jest zagęszczany i przemieszczany wewnątrz rury wibracyjnej za pomocą sprężonego powietrza. Grupa metod, w której materiał podłoża jest zbrojony za pomocą kolumn, składa się z wielu technik, takich jak: kolumny DSM, mikropale i wbijane kolumny kamienne. Zapobieganie lub minimalizowanie szkód spowodowanych osiadaniem zapadowym można podzielić na następujące kategorie:

- Nawilżenie materiału wodą przed rozpoczęciem wznoszenia obiektu (nazywane hydrozagęszczeniem) [155]. Zaletami są niewielkie nakłady, prostota stosowania. Ograniczeniami zaś: niekontrolowany zakres, uszkodzenia warstw przypowierzchniowych, brak równomiernego efektu, osiadania mogą być niepełne przez brak dodatkowego obciążenia.
- Nasycenie materiału szkłem wodnym przed rozpoczęciem wznoszenia obiektu. Zalety to prawie całkowita redukcja osiadania zapadowego, redukcja wodoprzepuszczalności materiału, stąd warstwa wzmocniona szkłem wodnym jest barierą przed nawodnianiem głębiej położonych pokładów gruntu zapadowego, znaczna redukcja efektów reologicznych w gruncie. Metoda ta związana jest ze sporym kosztem jednostkowym, niewielką bazą doświadczalną oraz ograniczeniem głębokości stosowania do 2 m.
- Zmniejszenie obciążenia fundamentem poniżej wartości ciśnienia prekonsolidacyjnego.
- Zastosowanie domieszek zmniejszających wrażliwość podłoża na zmiany nasycenia.
- Usunięcie (wymiana) problematycznego materiału.

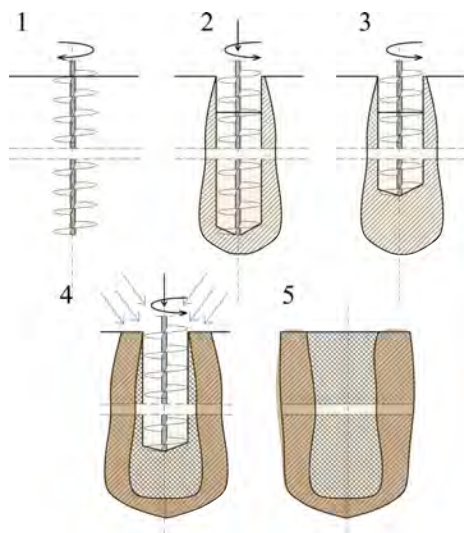
- Zagęszczenie metodami dynamicznymi po wcześniejszym nawodnieniu.
- Inne metody, w tym pale, kesony, głębokie wybuchy z nawodnieniem, kolumny gruntowe, kolumny kamienne i żwirowe.

Zaproponowano jedno z możliwych rozwiązań, kolumny gruntowe wykonywane *in situ*, jako element zwiększający sztywność warstw pod nasypem i zabezpieczający go przed wpływem zmian nasycenia (w szczególności lokalnie). Są one dość powszechnie stosowane, gdyż z czasem potwierdziły swoją skuteczność. Prace autora nad rozwojem koncepcji kolumn formowanych *in situ* trwają od wielu lat i zostały opisane w licznych publikacjach: [113–115]. Przedstawiona dalej koncepcja obliczeniowa dla kolumn jest uniwersalna i po pewnych modyfikacjach nadaje się również do stosowania w innych przypadkach posadowienia w ramach przyjętych założeń. Ze względu na interesującą technologię wykonania, prezentowane wielowarstwowe kolumny gruntowe są atrakcyjną alternatywą dla innych metod, choćby z powodu niskiej materiałochłonności, podstawowego jedynie przeszkolenia ekipy wykonawczej oraz wykonawstwa z zastosowaniem ogólnie dostępnego popularnego na omawianym terenie sprzętu. Przedstawione rozwiązanie dobrze wpisuje się więc do zastosowania w rejonach o niskim potencjale technologicznym, dając jednocześnie obiekty o wysokiej niezawodności oraz łatwe w kontroli podczas powstawania. Jest tutaj możliwy również nieskomplikowany proces modyfikacji i poprawy parametrów w przypadku stwierdzenia nieosiągnięcia zamierzonego efektu. Sposób wzmacniania wielowarstwowymi kolumnami gruntowymi WKG został wstępnie opracowany przez Galaya [72]. Początki metody sięgają roku 2005, kiedy podjęto pierwsze próby doświadczalne, szybko po praktycznym zweryfikowaniu założeń przeniesione do większej skali i wielu realizacji. Przedstawione dalej obliczenia wykonano metodą homogenizacji słabego obszaru podłoża wzmocnionego wielowarstwowymi kolumnami gruntowymi, obciążonego na powierzchni nasypem, wariantowo również przemieszczeniem pionowym realizowanym przez płytę fundamentową, w warunkach stanu osiowo-symetrycznego. Wprowadzone warunki brzegowe i założenia opisane dalej według klasycznej koncepcji Lamego [121]. Rozwiązanie uzupełniono o model współpracy między głowicami kolumn a nasypem ze zjawiskiem przesklepienia w materiale nasypu odgrywającym kluczową rolę w sztywności układu. Przesklepienie ma zdecydowany wpływ na zwiększenie efektywności proponowanego wzmocnienia. Literatura przedmiotu obfituje w wiele opracowań, takich jak [200], jednak są to rozwiązania płaskie wykonane dla sztywnej kolumny. Kolumny wykonane z zagęszczonego materiału miejscowego pod względem zarówno cech wytrzymałościowych, jak i rzędu podatności różnią się zdecydowanie od pali betonowych – podstawy wcześniej wspomnianych badań i oszacowań. Pełniejszy model można znaleźć w pracy Kousika i Mohapatry [107], w ramach której przeanalizowano wpływ membrany na rozkład naprężeń w kolumnie kamiennej w płaskim stanie odkształcenia z uwzględnieniem tarcia między

gruntem a kolumną. Podejście jednowymiarowe utrudnia oszacowanie nośności pala (kolumny), szczególnie w zagadnieniach związanych z obciążeniem głowicy przez sklepienie gruntowe mające charakter przestrzenny i nie wpływa na prawidłowe określenie naprężeń wewnątrz rdzenia kolumny i warstw jej płaszcza, są to bowiem elementy wielowarstwowe. Wpływ sklepienia na betonowe pale badane w wielu eksperymentach numerycznych takich, jak: Hana i Gabry [80], Tana [177], Jencka [92] oraz modelowych przez Chena [37]. W swojej pracy Kahyaoglu [97] przedstawił strategię pomiaru efektu przesklepienia i wyznaczył współczynniki przenoszenia obciążeń w badaniach laboratoryjnych. Wspomniane zjawisko analizował jednak jako pierwszy Terzaghi [180], a następnie zostało rozwinięte w wielu różnych wariantach, włączając w to koncepcje z uwzględnieniem wielu sklepień oddziałujących wzajemnie według Hewletta i Randolpha [85], metodę zalecaną we Francji [10], a udoskonaloną przez Kempferta [99]. Podobne rozważania dla nasypu wzmocnionego membraną przeprowadzili i rozwiązali Han i Gabr [80] oraz dla grupy dwuwymiarowych modeli na bazie sklepienia łukowego z membraną dla równowagi sił [132]. Powstały również formuły rozwiązania trójwymiarowego Russela [158]. Dla pali sztywnych Eekelen [56, 57] zaproponowała zamknięte rozwiązanie analityczne, gdzie obciążenia z nasypu przez wiele koncentrycznych hemisfer przeniesione zostają na pośrednie elementy – dwuwymiarowe łuki, te zaś dopiero są rozpięte na głowicach pali. W pracy przedstawiono zmodyfikowaną metodę stosowaną przez Carlssona [34] dla regularnych rozstawów siatki kolumn w przestrzeni trójwymiarowej, dającą bezpieczne oszacowania sił w kolumnach gruntowych. W metodzie tej koncentrycznie ustawione na kolumnach gruntowych powierzchnie stożkowe przejmują naprężenia z nasypu. Proponowany model sprężystych trójwarstwowych kolumn z ograniczeniem kryterium wytrzymałości jest opisany dla oszacowania wpływu nasypu, bez zbrojenia z geosyntetyków. Model jest atrakcyjny ze względu na prostą strukturę niewymagającą zaawansowanych narzędzi informatycznych ani programów MES i umożliwia wyznaczenie poziomu bezpieczeństwa rozwiązania o szeregowej strukturze niezawodnościowej. Zaprezentowano też oszacowania niezawodności wykonane bezpośrednią metodą Monte Carlo (MC) – Ching [39].

### 3.3. Wielowarstwowe kolumny gruntowe WKG, technologia

Technologia wykonania kolumn gruntowych WKG pokazana jest w etapach na rys. 3.5, numer opisu dalej odpowiada oznaczeniu na rysunku. Całość jest wykonywana po ustawieniu wiertnicy nad wyznaczonym geodezyjnie punktem oraz ustabilizowaniu półciężarówki za pomocą kotew. Potem kolejno wykonywane są:



Rys. 3.5. Etapy wykonania kolumn gruntowych w strukturalnie niestabilnym materiale lessowym (szczegółowo rozwinięte w tekście): 1) wiercenie, 2) pierwszy etap zagęszczania, 3) drugi etap zagęszczania z częściowym uzupełnieniem gruntem miejscowym, 4) podniesienie głowicy wiercącej, 5) dwurdzeniowa kolumna gruntowa

1. wprowadzenie głowicy wiertła w podłoże na głębokość projektową,
2. blokada ruchu pionowego na wiertnicy przy naprzemiennych obrotach,
3. pracownicy uzupełniają sukcesywnie materiałem miejscowym ewentualne ubytki przez podawanie go bezpośrednio do otworu,
4. podniesienie głowicy o 0,30–0,40 m, kroki 2)–4) są kolejno powtarzane aż poziom głowicy wiertniczej osiągnie powierzchnię terenu,
5. w wyniku przedstawionego sposobu uzyskana jest dwuwarstwowa kolumna z jednolitego granulometrycznie materiału o całkowicie odmiennych cechach mechanicznych i fizycznych – odmiennej strukturze.

Przyczyną popularności technologii opisanej w pracy jest zastosowanie dostępnej hydraulicznej platformy wiertniczej, na dowolnej uniwersalnej kołowej bazie transportowej o masie 4–8 T, pokazanej na rys. 3.6. Ze względu na prostotę przemieszczania zestawu na obszarach bardzo rozległych, stepowych i praktycznie płaskich oraz dobrze dostępnym terenie w dotychczas prowadzonych pracach nie stosuje się platform z napędem gąsienicowym. Platforma połączona jest z generatorem ciśnienia do mechanizmów hydraulicznych i wyposażona w wiertła o standardowej średnicy 125 mm. Z doświadczeń wykonawczych wiadomo, że zbyt ciężkie nośniki nie nadają się do prac terenowych na pokrywie lessowej, mogą



Rys. 3.6. Wiertnice na podwoziu półciężarówki w trakcie wykonywania WKG – FR obwodry Rostowski i Stawropolski w latach 2012–2014



Rys. 3.7. Odkopana głowica WKG FR 2014 Stawropol, różne ujęcia

samodzielnie powodować niekontrolowane zagęszczenie wrażliwego materiału, szczególnie gdy powierzchnia nie jest przygotowana.

Wykonane wielowarstwowe kolumny gruntowe zdokumentowano po odkopaniu „głowicy” (rys. 3.7), obiekt zlokalizowany jest w rejonie Stawropola.

### 3.4. Opis modelu i rozwiązania analityczne

Zbudowano i zaprezentowano w pracy koncepcję analitycznego obliczania wielowarstwowych kolumn gruntowych. Rozważano kolumny gruntowe obciążone zarówno podatnym obciążeniem, jak i sztywnym. Zagadnienie zilustrowano na rys. 3.8a, c. Wybrano regularny rozkład kolumn w planie. W izometrii przedstawiono je poglądowo na rys. 3.8b. Ze względu na największą gęstość w przeliczeniu na powierzchnię przekroju poziomego zastosowano rozkład mijankowy – siatka trójkątna. Siatki typu plaster miodu lub prostokątne dają mniejszą gęstość i, co jest z tym związane, również słabszy efekt wzmocnienia. Na rysunku 3.9 przedstawiono konstrukcję pojedynczej kolumny – przekrój poprzeczny wzdłuż jej osi pionowej. Zaznaczono na nim charakterystyczne wymiary:

- rdzeń  $a$  to cylinder z najbardziej zagęszczonej strefy zawierającej możliwe dodatki chemiczne, tłuścioń, żwir lub inne materiały poprawiające cechy mechaniczne gruntu,
- płaszcz  $b$  – z mniej zagęszczonego materiału lokalnego, związane jest to z ograniczonym zasięgiem zmiany struktury przez pograżaną głowicę wierzącą,
- warstwa reprezentująca słabe nieobjęte wzmocnieniem podłoże  $c$ .

Ostatnie dwie warstwy były traktowane w obliczeniach jako grubościennne rury. Podane wymiary w przekroju będą odpowiadać wymiarom we wzorach:

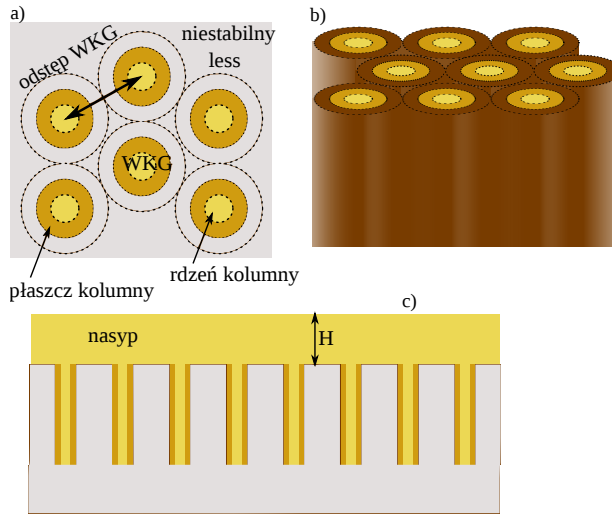
- $r_{12}$ , promień rdzenia  $a$  – wewnętrzna warstwa ulepszone o ewentualne dodatki,
- $r_{23}$  promień płaszcz  $b$  – zagęszczona warstwa płaszcz,
- $r_{\text{mod}}$  promień  $c$  – odpowiadający połowie odległości między kolumnami (less w stanie pierwotnym).

Rozpatrzono warianty podatnego i sztywnego obciążenia na warstwę wzmocnioną. Pierwszym warunkiem brzegowym na powierzchni gruntu wzmacnianego jest obciążenie równomiernie rozłożone – rys. 3.8a, które reprezentuje nasyp. W drugim przypadku (rys. 3.8b) jest przemieszczeniem pionowym na powierzchni wzmacnianej – płyta fundamentowa. Prezentowane dalej rozwiązania możliwe są do zastosowań inżynierskich i wygodne dla obliczeń niezawodnościowych. Układ trójwarstwowych kolumn pokazano na rys. 3.8a. Zastosowano metodę homogenizacji niezbędną do opisanie zachowania struktury kompozytowej w myśl propozycji Bakhvalova, Panasenki [15] i Sanchez-Palencia [160].

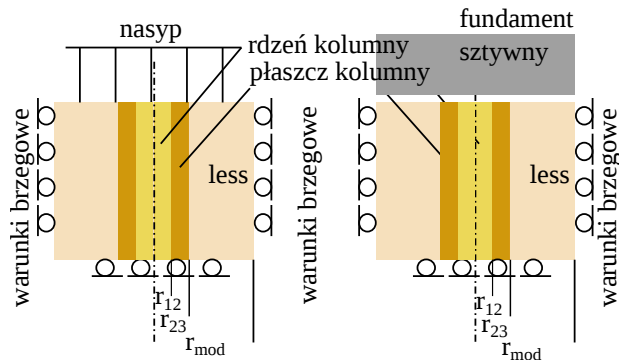
Na rysunku 3.9 przyjęto następujące oznaczenia:

- $q_1, q_2$  – obciążenie cylindra i rury  $a, b$  (na poziomie stopy nasypu),
- $q_3$  – obciążenie między wzmocnieniami – rury  $c$  (na poziomie stopy nasypu),
- $\sigma_r, \sigma_{r_{12}}, \sigma_{r_{23}}$  – naprężenia radialne, gdzie indeks oznacza granicę między elementami kolumny (1, 2, 3 odpowiadają rdzeniowi, płaszczowi i kolumnie zewnętrznej odpowiednio),





Rys. 3.8. Kolumny gruntowe wzmacniające nasyp:  
 a) poziomy przekrój w płaszczyźnie główce kolumn,  
 b) plan homogenizacji – kompozyt gruntowy, c) profil wzmocnienia



Rys. 3.9. Przekroje przez kolumny gruntowe wraz z warunkami brzegowymi:  
 a) obciążenie podatne – nasyp, b) obciążenie idealnie sztywne

- $u, u_{12}, u_{23}$  – odkształcenia radialne, cyfry w indeksie również odpowiadają kolumnom,
- $L$  – analizowana długość wzmocnienia w kierunku  $z$  – długość kolumn,
- $E_a, E_b, E_c$  – moduły Younga odpowiednio dla warstw kolumn  $a, b, c$ , gdzie  $c$  jest naturalnym modułem z rozpoznania geotechnicznego materiału niewzmocnionego,

- $\mu_a, \mu_b, m_c$  – współczynniki Poissona odpowiadające kolumnie, płaszczowi i materiałowi niewzmocnionemu, odpowiednio:  $a, b, c$ .

Równanie równowagi zapisano (za Lamé [121] oraz Kisiel [102]) w warunkach osiowej symetrii dla małych odkształceń w ścianie grubego cylindra jako

$$\sigma_r + r \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} - \sigma_\phi = 0 \quad (3.3)$$

gdzie:

- $\sigma_r$  naprężenia radialne na granicy analizowanych segmentów,
- $\sigma_\phi$  naprężenia normalne na granicy analizowanych segmentów

Prawo Hookea w tym przypadku ma postać

$$\sigma_r = \frac{E}{1 + \mu} \left( du + \frac{\mu}{1 - 2\mu} \left( du + \frac{u}{r} + \dot{w} \right) \right) \quad (3.4)$$

$$\sigma_z = \frac{E}{1 + \mu} \left( \dot{w} + \frac{\mu}{1 - 2\mu} \left( du + \frac{u}{r} + \dot{w} \right) \right) \quad (3.5)$$

$$\sigma_\phi = \frac{E}{1 + \mu} \left( \frac{u}{r} + \frac{\mu}{1 - 2\mu} \left( du + \frac{u}{r} + \dot{w} \right) \right) \quad (3.6)$$

gdzie oznaczono:

- $\dot{w}$  – osiadanie na jednostkę długości kolumny,
- $E$  – moduł Younga dla rozważanego cylindra (rury),
- $\mu$  – współczynnik Poissona,
- $u$  – odkształcenia w kierunku osiowym,

wartość  $\sigma_z = q$  jak oznaczono na rys. 3.9, stąd Równanie (3.6) przyjmuje postać

$$\dot{w} = \frac{Edu\mu - q(1 - \mu - 2\mu^2) + \frac{E\mu}{r}}{E(\mu - 1)} \quad (3.7)$$

po podstawieniu (3.7) do (3.4) i (3.5) uzyskujemy rozwiązanie w postaci dwóch związków

$$\sigma_r = \frac{E}{1 + \mu} \left( du + \frac{\mu}{1 - 2\mu} \left( du + \frac{u}{r} + \frac{Edu\mu - q(1 - \mu - 2\mu^2) + \frac{E\mu}{r}}{E(\mu - 1)} \right) \right) \quad (3.8)$$

$$\sigma_\phi = \frac{E}{1 + \mu} \left( \frac{u}{r} + \frac{\mu}{1 - 2\mu} \left( du + \frac{u}{r} + \frac{Edu\mu - q(1 - \mu - 2\mu^2) + \frac{E\mu}{r}}{E(\mu - 1)} \right) \right) \quad (3.9)$$

ostatecznie rozwiązujemy równanie liniowe różniczkowe zwyczajne drugiego rzędu

$$u'' + \frac{u'}{r} + \frac{u}{r^2} = 0 \quad (3.10)$$



Rys. 3.10. Przekrój przez sekcje kolumny gruntowej wzdłuż osi symetrii z oznaczeniami, wymuszenie obciążeniem podatnym (napężenie na powierzchni kontaktu)

z dwoma warunkami brzegowymi pierwszego rodzaju  $u(r_1) = u_1$  i  $u(r_2) = u_2$ , równanie to ma analityczne rozwiązanie warunku brzegowego w postaci

$$u(r) = \frac{r_1 r_2 (r_1 u_2 - r_2 u_1) + r^2 (r_1 u_1 - r_2 u_2)}{r (r_1^2 - r_2^2)} \quad (3.11)$$

$$du(r) = \frac{r_1 r_2 (r_2 u_1 - r_1 u_2) + r^2 (r_1 u_1 - r_2 u_2)}{r^2 (r_1^2 - r_2^2)} \quad (3.12)$$

$u$  z dolnymi indeksami 1, 2 są połączone odpowiednio z lewą, prawą stroną cylindra za pomocą warunków brzegowych (rys. 3.10). Stąd wartość funkcji  $u(r)$  i  $u'(r)$  zgodnie ze związkami materiałowymi dają wynik dla jednowarstwowego cylindra, natomiast jako złożenie układu trzech współśrodkowych cylindrów (rys. 3.9 i 3.10) rozwiązanie spełniać musi warunki brzegowe między każdą z trzech warstw, szczegółowo podano je dalej:

- $a$  – rdzeń (rys. 3.10):
  - $E = E_a$  – moduł Younga,
  - $\mu = \mu_a$  – współczynnik Poissona,
  - $r_1 = 0$  – promień dla lewej krawędzi (oś symetrii),
  - $r_2 = r_{12}$  – dla prawej krawędzi,

- warunek brzegowy (1)  $u_1 = 0$ ,
- warunek brzegowy (2)  $u_2 = u_{12}$ ,
- naprężenia z obu stron kontaktu  $\sigma_{r_{12}}$  są równe co do wartości.
- $b$  – płaszcz (rys. 3.10):
  - $E = E_b$  – moduł Younga,
  - $\mu = \mu_b$  – współczynnik Poissona,
  - $r_1 = r_{12}$  – promień dla lewej krawędzi (oś symetrii),
  - $r_2 = r_{23}$  – dla prawej krawędzi,
  - warunek brzegowy (1)  $u_1 = u_{12}$ ,
  - warunek brzegowy (2)  $u_2 = u_{23}$ ,
  - naprężenia z obu stron kontaktu  $\sigma_{r_{23}}$  są równe co do wartości.
- $c$  – less nieulepszony (rys. 3.10):
  - $E = E_c$  – moduł Younga,
  - $\mu = \mu_c$  – współczynnik Poissona,
  - $r_1 = r_{23}$  – promień dla lewej krawędzi (oś symetrii),
  - $r_2 = r_{33}$  – dla prawej krawędzi,
  - warunek brzegowy (1)  $u_1 = u_{23}$ ,
  - warunek brzegowy (2)  $u_2 = 0$ .

Po założeniach upraszczających, mających niewielki wpływ na jakość wyników, zrównano współczynniki Poissona wszystkich warstw:  $\mu = \mu_a = \mu_b = \mu_c$  oraz dla jeszcze bardziej klarownego przedstawienia rozbudowanych formuł wprowadzono bliskie rzeczywistemu założenie, że  $r_{23} = 2r_{12}$ . Rozwiązanie dla naprężeń  $\sigma_{r_{12}}$ :

$$\sigma_{r_{12}} = \frac{4\mu(\mu+1)r_{12}^2(E_b(E_a(-3\mu q_2+3q_2-8q_3)+E_c(5-3\mu)q_1)+3E_aE_c(\mu+1)q_2+3E_b^2(\mu-1)q_1)+}{4(\mu^2-1)r_{12}^2(3\mu(E_a-E_b)(E_b-E_c)+5E_aE_b-3E_aE_c+3E_b^2-5E_bE_c)-}$$

$$\dots + \frac{\mu r_{33}^2(3E_a(\mu^2-1)q_2(E_b-E_c)+8E_aE_b(\mu+1)q_3-E_b(\mu-1)q_1(3E_b(\mu+1)+E_c(5-3\mu)))}{-(\mu-1)r_{33}^2(E_a(\mu+1)(E_b(3\mu+5)-3E_c(\mu-1))-E_b(\mu-1)(3E_b(\mu+1)+E_c(5-3\mu)))}$$

dla przemieszczeń  $u_{12}$ :

$$u_{12} = \frac{\mu(\mu+1)r_{12}}{1} \frac{E_b(4r_{12}^2-r_{33}^2)((3\mu+5)q_1-3\mu q_2+3q_2-8q_3)-}{r_{33}^2(E_a(\mu+1)(E_b(3\mu+5)-3E_c(\mu-1))-E_b(\mu-1)(3E_b(\mu+1)+$$

$$\dots \frac{-3E_c(q_1-q_2)(4(\mu+1)r_{12}^2-(\mu-1)r_{33}^2)}{+E_c(5-3\mu)))-4(\mu+1)r_{12}^2(3\mu(E_a-E_b)(E_b-E_c)+5E_aE_b-3E_aE_c+3E_b^2-5E_bE_c)}$$

dla naprężeń  $\sigma_{r_{23}}$ :

$$\sigma_{r_{23}} = \frac{\mu}{\mu-1} \frac{4(\mu+1)r_{12}^2(E_c(3q_2(E_a\mu+E_a-E_b\mu+E_b)+2E_bq_1)+E_bq_3(3E_b(\mu-1)-E_a(3\mu+5)))+}{4(\mu+1)r_{12}^2(3\mu(E_a-E_b)(E_b-E_c)+5E_aE_b-3E_aE_c+3E_b^2-5E_bE_c)-}$$

$$\dots \frac{+r_{33}^2(E_b(\mu+1)q_3(E_a(3\mu+5)-3E_b(\mu-1))-E_c(\mu-1)(3q_2(E_a\mu+E_a-E_b\mu+E_b)+2E_bq_1))}{-r_{33}^2(E_a(\mu+1)(E_b(3\mu+5)-3E_c(\mu-1))-E_b(\mu-1)(3E_b(\mu+1)+E_c(5-3\mu)))}$$

dla przemieszczeń  $u_{23}$ :

$$u_{23} = \frac{2\mu(\mu+1)r_{12}(4r_{12}^2 - r_{33}^2)}{4(\mu+1)r_{12}^2(3\mu(E_a - E_b)(E_b - E_c) + 5E_a E_b - 3E_a E_c + 3E_b^2 - 5E_b E_c) - \dots} \cdot \frac{\cdot 3E_a(\mu+1)(q_3 - q_2) + E_b(3(\mu-1)q_2 - 3\mu q_3 - 2q_1 + 5q_3)}{-r_{33}^2(E_a(\mu+1)(E_b(3\mu+5) - 3E_c(\mu-1)) - E_b(\mu-1)(3E_b(\mu+1) + E_c(5-3\mu)))}$$

dla  $w_a$  przemieszczeń pionowych wewnętrznego cylindra – rdzenia:

$$w_a = -\frac{L}{E_a(\mu-1)} \frac{2E_a\mu^2(\mu+1)(E_b(4r_{12}^2 - r_{33}^2))((3\mu+5)q_1 - 3\mu q_2 + 3q_2 - 8q_3) - 3E_c(q_1 - q_2)(4(\mu+1)r_{12}^2 - (\mu-1)r_{33}^2)}{4(\mu+1)r_{12}^2(3\mu(E_a - E_b)(E_b - E_c) + 5E_a E_b - 3E_a E_c + 3E_b^2 - 5E_b E_c) - \dots} \cdot \frac{2E_a\mu^2(\mu+1)(E_b(4r_{12}^2 - r_{33}^2))((3\mu+5)q_1 - 3\mu q_2 + 3q_2 - 8q_3) - 3E_c(q_1 - q_2)(4(\mu+1)r_{12}^2 - (\mu-1)r_{33}^2)}{-r_{33}^2(E_a(\mu+1)(E_b(3\mu+5) - 3E_c(\mu-1)) - E_b(\mu-1)(3E_b(\mu+1) + E_c(5-3\mu)))}$$

dla  $w_b$  przemieszczeń pionowych płaszczka o częściowo ulepszonej strukturze:

$$w_b = -\frac{L(\mu+1)}{E_b(\mu-1)} \frac{-E_b(E_a(\mu+1)(4r_{12}^2 - r_{33}^2))((\mu-1)(2\mu-5)q_2 - 8\mu^2 q_3) + E_c(2\mu^2(q_1 - 4q_2) + 13\mu q_2 - 5q_2)}{r_{33}^2(E_a(\mu+1)(E_b(3\mu+5) - 3E_c(\mu-1)) - E_b(\mu-1)(3E_b(\mu+1) + E_c(5-3\mu))) - \dots} \cdot \frac{-3E_a E_c(2\mu^2 + \mu - 1)q_2(4(\mu+1)r_{12}^2 - (\mu-1)r_{33}^2) + E_b^2(\mu-1)(4r_{12}^2 - r_{33}^2)(2\mu^2(q_1 - 4q_3) - 3\mu q_2 + 3q_2)}{-4(\mu+1)r_{12}^2(3\mu(E_a - E_b)(E_b - E_c) + 5E_a E_b - 3E_a E_c + 3E_b^2 - 5E_b E_c)}$$

dla  $w_c$  przemieszczeń zewnętrznego cylindra niewzmocnionego lessu:

$$w_c = -\frac{L(\mu+1)}{E_b(\mu-1)} \frac{-E_b(E_a(\mu+1)(4r_{12}^2 - r_{33}^2))((\mu-1)(2\mu-5)q_2 - 8\mu^2 q_3) + E_c(2\mu^2(q_1 - 4q_2) + 13\mu q_2 - 5q_2)}{r_{33}^2(E_a(\mu+1)(E_b(3\mu+5) - 3E_c(\mu-1)) - E_b(\mu-1)(3E_b(\mu+1) + E_c(5-3\mu))) - \dots} \cdot \frac{-3E_a E_c(2\mu^2 + \mu - 1)q_2(4(\mu+1)r_{12}^2 - (\mu-1)r_{33}^2) + E_b^2(\mu-1)(4r_{12}^2 - r_{33}^2)(2\mu^2(q_1 - 4q_3) - 3\mu q_2 + 3q_2)}{-4(\mu+1)r_{12}^2(3\mu(E_a - E_b)(E_b - E_c) + 5E_a E_b - 3E_a E_c + 3E_b^2 - 5E_b E_c)}$$

W równaniach równowagi pominięto tarcie między sprężystymi cylindrami. W celu oszacowania nośności wzmocnionego podłoża wprowadzono przedstawiony dalej model sprężysto-plastyczny pracujący iteracyjnie na polu naprężeń z rozwiązania sprężystego. Oszacowanie zbliżone jest do oceny dolnej za pomocą statycznie dopuszczalnego pola naprężeń w kolumnie i płaszczu gruntowym. W sytuacji nawodnienia materiału rodzimego między kolumnami możliwe jest wystąpienie tarcia ujemnego między materiałem tracącym strukturę a powierzchnią niejednorodną warstwą płaszczka kolumny. W prezentowanym rozwiązaniu zjawisko to nie jest uwzględnione, a zagadnienie kontaktu między warstwami znajduje się

wśród celów badawczych. Mały wpływ współczynników Poissona na ostateczne rozwiązanie skutkuje dalszym konsekwentnym stosowaniem jednego uśrednionego współczynnika dla wszystkich badanych warstw. Oznaczono jako pola przekroju należące do kolejnych cylindrów:  $P_a$ ,  $P_b$ ,  $P_c$ , natomiast  $P_{\text{tot}}$  jest powierzchnią poziomego przekroju poprzecznego – dla jednej kolumny, pole słabego ośrodka szacowano na podstawie  $P_c = P_{\text{tot}} - P_a - P_b$ . Dalej zastosowano metodę homogenizacji dla złożonego z trzech cylindrów elementu

$$w_h = \frac{w_a P_a + w_b P_b + w_c P_c}{P_{\text{tot}}} \quad (3.13)$$

stąd odpowiednio moduł Younga po uśrednieniu na głębokości wzmocnionej kolumnami

$$E_h = \frac{\gamma H_n L_n}{w_h} \quad (3.14)$$

gdzie:  $\gamma$  ciężar objętościowy materiału, z jakiego został wykonany nasyp,  $H_n$  – wysokość (pomija się wpływ przesklepienia). Założono proporcjonalny do powierzchni przekroju poprzecznego cylindrów rozkład naprężeń od nasypu przez uwzględnienie wpływu przesklepienia, opierając się na propozycji Carlssona [34]. Oszacowanie zaproponowane przez niego zostało zmodyfikowane o dodatkową warstwę (ścięty stożek obrotowy) i zilustrowane na rys. 3.14. Nachylenie stożków jest stałe i wynosi 15 stopni od pionu, są one współosiowe względem osi  $z$ . Maksymalny promień stożka oznaczono jako  $r_{\text{mod}}$ . Przyjęto, że masa materiału nieobjętego stożkami obciąża słabą warstwę nieulepszzonego lessu  $c$ . Pełne przesklepienie następuje wtedy, gdy podstawy sąsiadujących stożków zetkną się z sobą. Zmieniając proporcje obciążeń, zgodnie z wymiarami stożków, mamy nowe wartości poziomych poprzecznych pól przekroju sekcji, na wysokości stykających się podstaw stożków:  $P'_a, P'_b$ , są to pola powierzchni odpowiadające promieniom stożków na górnej powierzchni nasypu oraz  $P'_{\text{tot}} = P'_{\text{tot}} - P'_a - P'_b$ . Umożliwia to przejście do parametrów zhomogenizowanych nasypu

$$w'_h = \frac{w'_a P'_a + w'_b P'_b + w'_c P'_c}{P'_{\text{tot}}} \quad (3.15)$$

$$E'_h = \frac{\gamma H_n L_n}{w'_h} \quad (3.16)$$

Miarę wpływu przesklepienia zdefiniowali Han i Gabr [80]

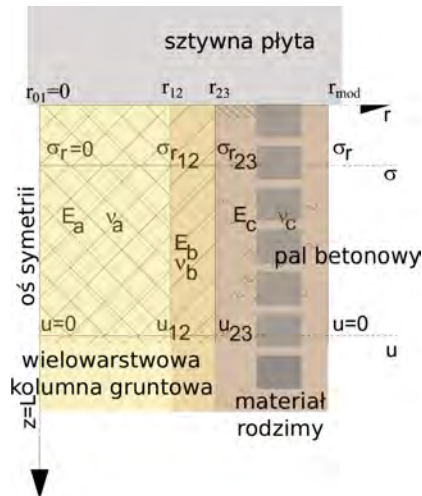
$$\eta = \frac{\sigma_s}{\sigma_p} \quad (3.17)$$

gdzie  $\sigma_p$  jest naprężeniem pionowym w słabej warstwie, natomiast  $\sigma_s$  w kolumnie wzmacniającej. Jeśli wartość przedstawionego współczynnika jest większa niż jeden, oznacza to funkcjonowanie efektu przesklepienia, natomiast wartość równa jeden oznacza jego brak. Efekt opisywany powyżej nie zachodzi w sytuacji gdy WKG stosujemy pod sztywną płytą (rys. 3.9). Mamy wtedy do czynienia z inaczej zdefiniowanymi warunkami brzegowymi, zaprezentowanymi na rys. 3.11. Wychoząc z równań (3.4), (3.6), (3.5) oraz równania (3.10) z warunkami brzegowymi:  $u(r_1) = u_1$  oraz  $u(r_2) = u_2$ , rozwiązanie ma postać

$$u(r) = \frac{r_1 r_2 (r_1 u_2 - r_2 u_1) + r^2 (r_1 u_1 - r_2 u_2)}{r(r_1^2 - r_2^2)} \quad (3.18)$$

rozwiązanie spełniać musi warunki brzegowe między każdą z trzech warstw

- $a$  – rdzeń (rys. 3.10):
  - $E = E_a$  – moduł Younga,
  - $\mu = \mu_a$  – współczynnik Poissona,
  - $r_1 = 0$  – promień dla lewej krawędzi (oś symetrii),
  - $r_2 = r_{12}$  – dla prawej krawędzi,
  - warunek brzegowy (1)  $u_1 = 0$ ,
  - warunek brzegowy (2)  $u_2 = u_{12}$ ,
  - naprężenia z obu stron kontaktu  $\sigma_{r_{12}}$  są równe co do wartości.
- $b$  – płaszcz (rys. 3.10):
  - $E = E_b$  – moduł Younga,



Rys. 3.11. Przekrój przez sekcje kolumny gruntowej wzdłuż osi symetrii z oznaczeniami, wymuszenie przemieszczenia pionowego

- $\mu = \mu_b$  – współczynnik Poissona,
- $r_1 = r_{12}$  – promień dla lewej krawędzi (oś symetrii),
- $r_2 = r_{23}$  – dla prawej krawędzi,
- warunek brzegowy (1)  $u_1 = u_{12}$ ,
- warunek brzegowy (2)  $u_2 = u_{23}$ ,
- naprężenia z obu stron kontaktu  $\sigma_{r_{23}}$  są równe co do wartości.
- $c$  – less nieulepszony (rys. 3.10):
  - $E = E_c$  – moduł Younga,
  - $\mu = \mu_c$  – współczynnik Poissona,
  - $r_1 = r_{23}$  – promień dla lewej krawędzi (oś symetrii),
  - $r_2 = r_{33}$  – dla prawej krawędzi,
  - warunek brzegowy (1)  $u_1 = u_{23}$ ,
  - warunek brzegowy (2)  $u_2 = 0$ .

Dla założeń uproszczających, mających niewielki wpływ na jakość wyników, zrównano współczynniki Poissona wszystkich warstw:  $\mu = \mu_a = \mu_b = \mu_c$ , otrzymujemy zestaw rozwiązań:

$$u_{12} = \frac{-\dot{\omega}(3\mu + 1)r_{12}(E_a(E_b(r_{\text{mod}}^2 - r_{23}^2) + E_c(r_{23}^2 - r_{12}^2)) + E_b E_c(r_{12}^2 - r_{\text{mod}}^2))}{2\mu(E_a(E_b(r_{\text{mod}}^2 - r_{23}^2) + E_c(r_{23}^2 - r_{12}^2)) + E_b E_c r_{12}^2)} \quad (3.19)$$

$$u_{23} = \frac{(\dot{\omega}(3\mu + 1)(r_{23}^2 - r_{\text{mod}}^2)(E_a(E_b r_{23}^2 + E_c(r_{12}^2 - r_{23}^2)) - E_b E_c r_{12}^2)}{2\mu r_{23}(E_a(E_b(r_{\text{mod}}^2 - r_{23}^2) + E_c(r_{23}^2 - r_{12}^2)) + E_b E_c r_{12}^2)} \quad (3.20)$$

$$\sigma_z(r_0) = \frac{E_a(-\dot{\omega}((1 + 3\mu)r_{12}^2 - 2\mu r_{12}^2 u_{12}))}{-(1 + \mu)(1 + 2\mu)r_{12}^2} \quad (3.21)$$

$$\sigma_z(r_{12}) = \sigma_z(r_{23}) =$$

$$= \frac{\dot{\omega} E_a E_b E_c (3\mu + 1) r_{\text{mod}}^2}{(\mu + 1)(2\mu + 1)(E_a(E_b(r_{\text{mod}}^2 - r_{23}^2) + E_c(r_{23}^2 - r_{12}^2)) + E_b E_c r_{12}^2)} \quad (3.22)$$

$$\sigma_z(r_{\text{mod}}) = \frac{E_c(\dot{\omega}(1 + 3\mu)(r_{23}^2 - r_{\text{mod}}^2) + 2\mu r_{23} u_{23})}{(1 + \mu)(1 + 2\mu)(r_{23}^2 - r_{\text{mod}}^2)} \quad (3.23)$$

W przypadku braku efektu przesklepienia siła przenoszona przez przekroje poprzeczne, odpowiednio,  $P_a$  cylindra  $a$ ,  $P_b$  – płaszcza i  $P_c$ , odpowiadająca przestrzeniom wypełnionym nieulepszonym materiałem, stąd efekt sumaryczny wzmocnienia to  $P_{\text{cal}} = P_a + P_b + P_c$ .



### 3.5. Przykład obliczeniowy WKG

#### 3.5.1. Rozwiązanie sprężyste

W pierwszym kroku przedstawiono rozwiązanie wzmocnienia podłoża za pomocą WKG w warunkach typowych dla obszaru występowania pokrywy lessowej. Przykład wsparty jest badaniami i długookresową obserwacją obiektów po ich wykonaniu, która potwierdza przyjęte założenia. Projektanci badanych obiektów zastosowali bardzo asekuracyjne podejście do WKG od strony obliczeniowej, projektując je przez uśrednienie cech sprężystych materiału bez uwzględnienia efektu przesklepienia wspomnianego uprzednio. W roku 2006 wykonano badania WKG jako elementu stabilizacyjnego w przemysłowej części miasteczka Szachty<sup>1</sup>. Przewidywany nasyp o minimalnej wysokości 2,0 m został wykonany jako makroniwelacja pod projektowane laboratoria i budynki administracji. Powierzchnia wzmocnianego obszaru o planie kwadratu wyniosła 1250 m<sup>2</sup>. Obliczenia za pomocą proponowanej metody zostały zrealizowane na podstawie danych zawartych w projekcie (niepublikowanym) z roku 2006, zawierającym dane z badań geotechnicznych zarówno przed wykonaniem jak też z raportów monitoringu terenu po wykonaniu prac ulepszających. Badania obejmowały sondowania statyczne metodą CPT. Nie stwierdzono zwierciadła wody gruntowej w obszarze rozpoznania. Wykonano odwierty badawcze w celu pobrania materiału badawczego. Próbkę zostały poddane badaniom zarówno w stanie nienasyconym (analogicznie do *in situ*), jak i w pełnym nasyceniu (stan awarii). Rezultaty rozpoznania podano dalej, warstwy mają zbliżoną miąższość na obszarze rozpoznania:

- IGE1 – od 5,5 m do 6,0 m, nienasycone lessy, moduł Younga  $E_1 = 24,0$  MPa; w warunkach nasycenia wartość modułu Younga drastycznie maleje do  $E_{s1} = 4,0$  MPa,
- IGE2 – 2,0 m, glina,  $E_2 = 10,0$  MPa,
- IGE3 – 10,0 m, piasek,  $E_3 = 36,0$  MPa,
- IGE4 – nieprzewiercona warstwa, piaskowiec.

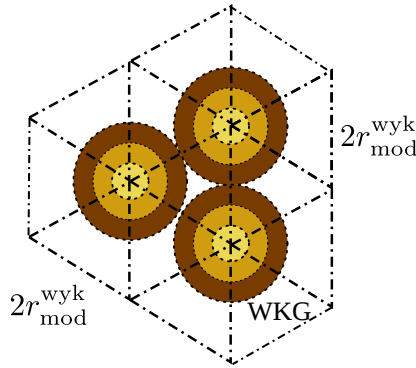
Ciężar objętościowy projektowanego nasypu jest równy 18,2 kN/m<sup>3</sup>.

Do obliczeń użyto następujących parametrów:

- rdzeń  $a$ :
  - $r_{12} = 0,20$  m,
  - $E_a = 28,0$  MPa;
- płaszcz  $b$ , jako:
  - $r_{23} = 0,60$  m,
  - $E_b = 24,0$  MPa.

---

<sup>1</sup> Federacja Rosyjska, około 20 km od Rostowa nad Donem.

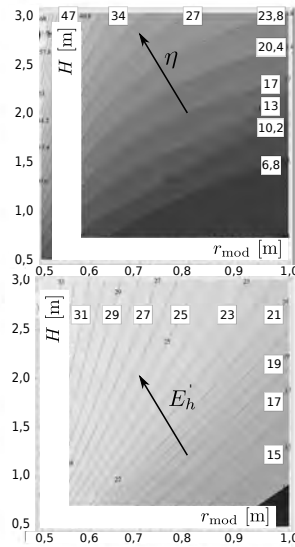


Rys. 3.12. Schemat rozmieszczenia kolumn w siatce trójkątnej

- przewidywana najmniejsza wartość modułu sprężystości dla materiału wzmacnianego  $c$  wynosi  $E_c = 4,0$  MPa w warunkach pełnego nasycenia. Podobnie jak w oryginalnym projekcie za warunek odbioru przyjęto uzyskanie dla zhomogenizowanego ośrodka średniej wartości modułu Younga, równego 18,0 MPa, w warunkach pełnego nasycenia lessu. Stąd w przedstawionych obliczeniach prezentowaną wcześniej metodą potraktowano tę wartość jako poziom referencyjny. Kolumny zostały wykonane w siatce o  $r_{\text{mod}}^{\text{wyk}} = 0,70$  m jak na rysunku 3.12. W rezultacie uzyskano moduły  $E'_h$  dla różnych gęstości siatki kolumn (rys. 3.14):
- $r_{\text{mod}} = 0,60$  m  $E'_h$  wynosi 43,5 MPa,
- $r_{\text{mod}} = 0,70$  m,  $E'_h$  wynosi 31,9 MPa,
- $r_{\text{mod}} = 0,80$  m,  $E'_h$  wynosi 25,2 MPa,
- $r_{\text{mod}} = 0,90$  m,  $E'_h$  wynosi 19,7 MPa,
- $r_{\text{mod}} = 1,00$  m,  $E'_h$  wynosi 15,9 MPa.

Po zastosowaniu wyprowadzonego analitycznego podejścia deterministycznego zachodzi możliwość zwiększenia odległości między kolumnami o 0,20 m do rozstawu 0,90 m z zachowaniem pożądanej wartości modułu  $E'_h = 19,7 > 18,0$  MPa. Wymiar ekonomiczny zmiany gęstości siatki widać, porównując liczbę niezbędnych kolumn, oryginalnie wykonano ich 800 szt., zastosowanie przedstawionych koncepcji umożliwia zredukowanie o 35% ich całkowitej liczby. W kolejnym podejściu uwzględniono rozstaw kolumn i parametry typowe dla regionu północnego Kaukazu<sup>2</sup>, przedstawione w pracy Galaya i Steshenki [72]. Ciężar objętościowy nasypu wykonanego z gruntu antropogenicznego (piaski średnie zmieszane ze żwirem i niewielkim procentem gruzu budowlanego) jest równy 20,0 kN/m<sup>3</sup>, parametry wytrzymałościowe zagęszczonego materiału nasypu opisuje kąt tarcia wewnętrznego  $\phi = 34^\circ$  oraz spójność 0,0 kPa. Do obliczeń użyto:

<sup>2</sup> Obszary w ramach Federacji Rosyjskiej.

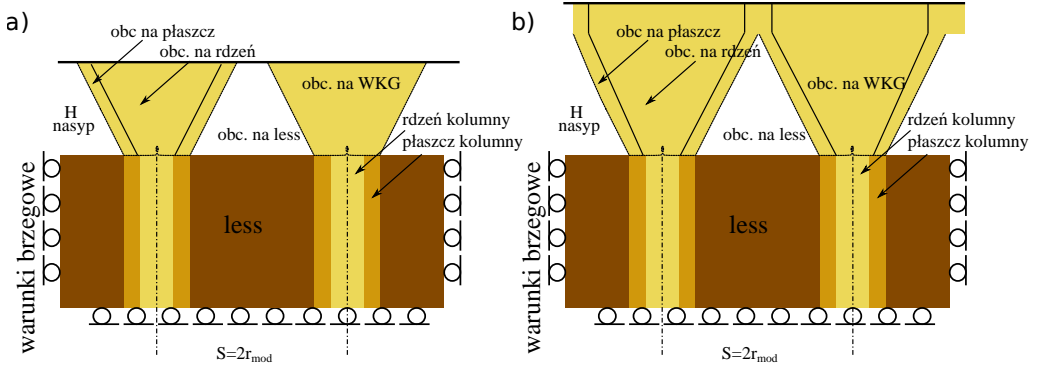


Rys. 3.13. Wyniki dla  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  i  $E_c = 10,0 \text{ MPa}$ :

- a) koncentracja naprężeń opisana przez  $\eta$  (3.17),  
 b) uśredniony moduł Younga  $E'_h$  [MPa] warstwy wzmocnionej (3.16)

- rdzeń *a*:
  - $r_{12} = 0,20 \text{ m}$ ,
  - $E_a = 30,0 \text{ MPa}$ ;
- płaszcz *b*:
  - $r_{23} = 0,50 \text{ m}$ ,
  - $E_b = 20,0 \text{ MPa}$ .

Zostanie przeanalizowana zmienność właściwości słabej – wzmocnianej warstwy. Na rysunku 3.13a przedstawiono wyniki obliczeń dla współczynnika wykorzystania efektu przesklepienia  $\eta$  opisanego wzorem (3.17), w którym skala szarości oddaje jego wartości, ciemniejsze obszary oznaczają mniejszy wpływ przesklepienia, a jaśniejsze odpowiednio większy. Wykresy wartości tego współczynnika sporządzono w zależności od rozstawu kolumn  $r_{\text{mod}}$ . Na rysunku 3.13b nakreślono uśrednioną sztywność  $E'_h$  w zależności od wysokości nasypu  $H_n$  i rozstawu kolumn gruntowych  $r_{\text{mod}}$ . Dla wybranego zakresu rozstawów osi i wysokości wzmocnienia moduł zastępczy zdecydowanie przewyższał wartości wynikające z uśrednienia ważonego względem powierzchni przekrojów cylindrów, z pominięciem efektu przesklepienia. Można zauważyć, że zarówno zmniejszenie rozstawu kolumn, jak i zwiększenie wysokości nasypu powodują wzrost  $E'_h$ .



Rys. 3.14. Sklepienie „podwójne” jako rozwinięcie koncepcji Carlssona [34], gdzie  $\delta$  jest nachyleniem tworzącej „sklepienia” od osi pionowej:  
 a) częściowo utworzone sklepienie, b) w pełni uformowane sklepienie w dostatecznie grubej warstwie transmisyjnej

### 3.5.2. Kryterium plastyczności Coulomba–Mohra

Na uzyskane rozwiązanie w zakresie sprężystym nałożono ograniczenie w postaci kryterium Coulomba–Mohra. Uplastycznienie materiału występuje, gdy w strefie kolumn  $a, b$  nastąpi osiągnięcie stanu granicznego. Ciśnienie  $p$  i wartość dewiatora naprężenia  $q$  to, odpowiednio:

$$p = \frac{\sigma_3 + \sigma_1}{2} \quad (3.24)$$

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (3.25)$$

$$\sigma_3 < \sigma_1 \quad (3.26)$$

$$F(p, q) = c_{\text{tot}} \cos \phi + p \sin \phi - q \quad (3.27)$$

gdzie  $c_{\text{tot}}$  jest spójnością z uwzględnieniem podciśnienia w porach,  $\phi$  zaś to kąt tarcia wewnętrzznego gruntu. Analizowano położenie względem powierzchni plastyczności tylko w strefach wzmocnionego materiału. Założenie to uzasadnione jest tym, że podczas osiadania zapadowego kolumna  $c$  praktycznie zostaje wyłączona ze współpracy. Odpowiednio minimalne i maksymalne naprężenia główne są w kolumnie  $a$

$$\sigma_1 = \max\{q_1, \sigma_{r_{12}}, \sigma_{\phi_{12}}\} \quad (3.28)$$

$$\sigma_3 = \min\{q_1, \sigma_{r_{12}}, \sigma_{\phi_{12}}\} \quad (3.29)$$

Tabela 3.2. Wartości parametrów wytrzymałościowych lessu.

Materiał podłoża: 1) w stanie naturalnym,  
2) 2–3 dni po wykonaniu procesu wzmocnienia technologią WKG,  
3) rok po wykonaniu wzmocnienia

Głębokość [m]	$w$ [%]			$S_r$ [-]			$c$ [kPa]		
	wilgotność			stopień nasycenia			spójność		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
1	10,0	21,9	18,3	0,30	0,90	0,81	14	14	15
5	9,2	21,8	18,0	0,31	0,93	0,71	14	14	15
8	9,3	25,7	17,0	0,28	0,99	0,85	14	14	15
14	12,3	22,7	25,8	0,44	0,95	0,86	14	15	15
20	16,5	21,3	22,5	0,58	0,91	0,93	14	15	15

natomiast, odpowiednio, dla płaszcza  $b$  mamy

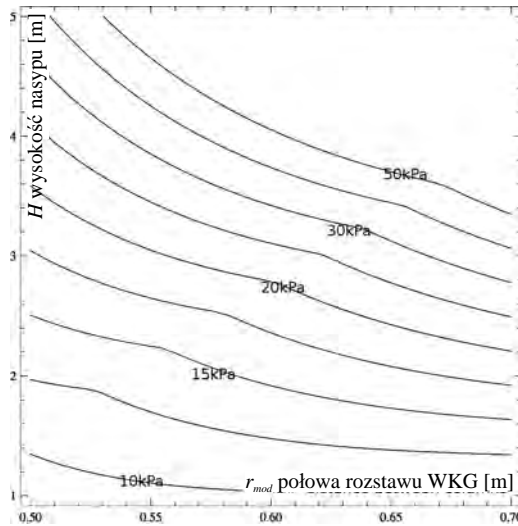
$$\sigma_1 = \max\{q_2, \sigma_{r_{23}}, \sigma_{\phi_{23}}\} \quad (3.30)$$

$$\sigma_3 = \min\{q_2, \sigma_{r_{23}}, \sigma_{\phi_{23}}\} \quad (3.31)$$

Zarówno w stanie nienasyconym, jak i pełnego nasycenia, wartość parametrów wytrzymałościowych lessu w obrębie wykonanych kolumn  $a$ ,  $b$  nie zmienia się znacząco, co potwierdzają wyniki badań laboratoryjnych na próbkach pobranych z wykonanych obiektów. Rezultaty badań po wykonaniu wzmocnienia przedstawiono w tabeli 3.2, we wszystkich przypadkach wartość kąta tarcia wewnętrznego przed i po wzmocnieniu pozostawała stała  $\phi = 22^\circ$ .

Wykresy na rysunku 3.15 przedstawiają największe możliwe wysokości nasypu, dla których nie występuje w nim uplastycznienie. Dopuszczalny obszar jest pod liniami ciągłymi na wykresie, powyżej i na tych liniach naprężenia, zgodnie z obwiednią (3.27) znajduje się strefa przekroczonych stanów nośności. Obliczenia wykonano dla:

- $\varphi_a = \varphi_b = 20^\circ$ ,
- $c_a = c_b = 10, 15, \dots, 45, 50$  kPa,
- $r_{12} = 0,20$  m,
- $E_a = 30$  MPa,
- $r_{23} = 0,50$  m,
- $E_b = 20$  MPa,
- $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>.



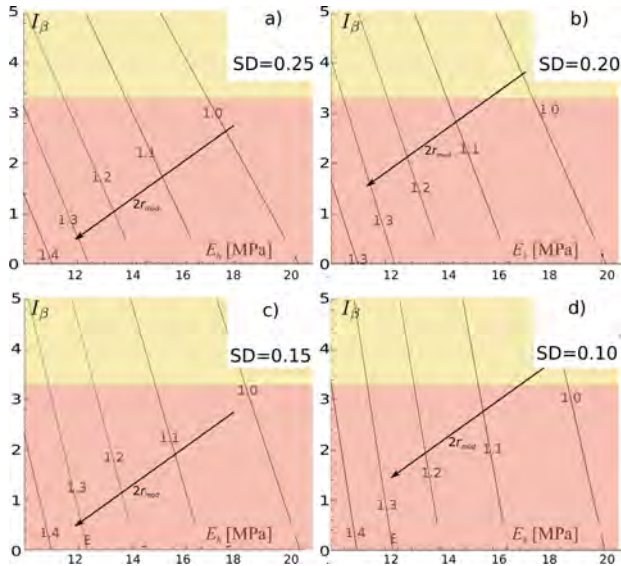
Rys. 3.15. Maksymalna dopuszczalna wysokość nasypu  $H$  dla kolumn o  $E_c = 10,0$  MPa w funkcji ich spójności  $\{10, 15, \dots, 45, 50\}$  kPa

### 3.5.3. Oszacowanie niezawodności nasypu wzmocnionego kolumnami

Opis technologii WKG uzupełniono o obliczenia niezawodnościowe. Zaprezentowano niezawodność [8] dla warunków użytkowania i nośności. Posłużono się metodą bezpośrednią Monte Carlo. Zastosowano koncepcję uśrednionych wartości wybranych cech materiałów mechanicznych i geometrycznych zadania, traktowanych jako zmienne losowe typu ciągłego. Analizowano odpowiednio prawdopodobieństwo wystąpienia awarii  $p_f$  (2.35), w którym stany bezpieczne ogranicza dopuszczalna wartość przemieszczenia pionowego głowicy kolumn  $w_m$ . Wartość  $w_m$  zależy od wielu czynników, między innymi przeznaczenia nasypu; jest definiowana w instrukcjach bądź normach krajowych. W celu przeprowadzenia obliczeń niezawodnościowych wybrano zestaw zmiennych losowych, tj.:

- moduły Younga dla kolumn  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,
- wysokość nasypu,
- spójność i kąt tarcia wewnętrzznego dla rdzenia  $a$ ,
- spójność i kąt tarcia wewnętrzznego dla płaszczka  $b$ .

Charakterystykę zmiennych losowych przedstawiono w tabeli 3.3. Zdecydowano się zastosować dla wszystkich zmiennych rozkład beta w wariancie symetrycznym (parametry rozkładu  $\alpha = \beta$ ), ze względu na fizyczne ograniczenia wartości. Odchylenia standardowe (SD) dobrano w celu analizy parametrycznej. Dla każdej zmiennej losowej wybrano cztery wartości zmienności ( $\sigma/\mu$ , gdzie  $\mu$  oznacza średnią wartość):  $\{0,10, 0,15, 0,20, 0,25\}$ . Kompletnie zestawienie pokazano w tabeli 3.3.



Rys. 3.16. Wskaźnik niezawodności  $I_\beta$  dla serii różnych rozstawów między kolumnami wzmocnienia  $2r_{\text{mod}} = \{1,0, 1,1, 1,2, 1,3, 1,4, 1,5\}$  m; stany sprężyste dla: a) SD = 25%, b) SD = 20%, c) SD = 15%, d) SD = 10%

Tabela 3.3. Wartości przyjęte do wykonania obliczeń niezawodnościowych

Zmienna	[min., maks.]	Wartość średnia	Odchylenie standardowe
$E_c$	[9,0, 11,0] MPa	10,0	{0,25, 0,20, 0,15, 0,10}
$H$	[2,0, 4,0] m	3,0	{0,25, 0,20, 0,15, 0,10}
$E_a$	[27,0, 33,0] MPa	30,0	{0,25, 0,20, 0,15, 0,10}
$E_b$	[18,0, 22,0] MPa	20,0	{0,25, 0,20, 0,15, 0,10}
$\phi_a, \phi_b$	[18,0, 22,0] deg	20,0	{0,25, 0,20, 0,15, 0,10}
$c_a, c_b$	[0,010, 0,050] MPa	0,030	{0,25, 0,20, 0,15, 0,10}

Wyniki niezawodności WKG dla stanu granicznego użytkowania definiowanego jako ograniczenia przemieszczeń w modelu sprężystym zaprezentowano na rys. 3.16, obszary dopuszczalne od niedopuszczalnych (oznaczających awarię) oddzielone są różnym nasyceniem tła, granica umieszczona jest zaś dla  $I_\beta = 3,2$ . Przedstawione rozwiązanie numeryczne sugeruje rozstaw WKG w zależności od potrzebnego wskaźnika niezawodności. Zaprezentowane rozwiązanie analityczne umożliwia określanie parametrów uśrednionego materiału zastępczego. Dla stanu granicznego nośności rezultaty przedstawiono w tabeli 3.4, wartości wskaźnika niezawodności odpowiadają jednej wartości odchylenia standardowego dla wszystkich zmiennych losowych SD = 0,20. Uzyskano istotne zależności między rozstawem kolumn

Tabela 3.4. Rezultaty wartości  $I_\beta$   
dla rozstawu kolumn gruntowych  $2r_{\text{mod}}$

$2r_{\text{mod}}$	$I_\beta$
1,00	4,54
1,10	3,84
1,20	2,46
1,30	1,28
1,40	0,33

gruntowych a wartością wskaźnika niezawodności dla obu stanów granicznych. Podobnie wraz ze wzrostem uśrednionego modułu podłoża rośnie niezawodność. Odmienny wpływ ma zwiększanie odchylenia standardowego, jego wzrost zmniejsza wartości  $I_\beta$ .

### 3.6. Włókna jako materiał wzmacniający

Jako kierunek rozwoju metody WKG postuluje się wprowadzenie zbrojenia rdzenia kolumn za pomocą włókien. Koncepcja materiału wzmocnionego włóknami naśladuje niemal wprost przyrodę. Rośliny za pomocą systemu korzeniowego tworzą często strukturę gruntowo-włóknową zapewniającą stateczność nadziemnej ich części. Badania nad gruntami zbrojonymi włóknami rozpoczęły się w latach osiemdziesiątych XX wieku [4, 87]. Poszukiwano optymalnych pod względem ekonomiki dodatków zarówno z włókien naturalnych [24], jak i związanych z powtórnyim zastosowaniem materiałów takich jak np. opon samochodowych [55], popioło-żużli, popiołów lotnych czy też pyłów poprodukcyjnych [98]. Jednakże prowadzone badania modelowe [13, 82] nie zostały wykonane jeszcze dla pełnego spektrum materiałów domieszek, szczególnie w bardziej złożonych zastosowaniach takich, jak prezentowane wielowarstwowe kolumny wzmacniające. Wstępnie założono dodatek włókien szklanych lub tworzyw sztucznych, o znacznej wartości modułu sprężystości i wytrzymałości na rozciąganie. Włókna szklane oferują mechanicznie znacznie mniejsze wartości wytrzymałości i modułu sprężystości od włókien węglowych, a także w kompozytach i bezpośrednim porównaniu parametrów pojedynczego włókna. Znaczna, blisko 10-krotna różnica w cenie na korzyść włókien szklanych zdecydowała właśnie o ich wyborze do dalszych prac modelowych i doświadczalnych. Pod uwagę brano włókna polimerowe: PP, PET, PE, PVA, Nylon i organiczne: bambusowe, jutę oraz sizal; zestawione w tabeli 3.5. Ich gorsze parametry wytrzymałościowe oraz nie zawsze wystarczająca odporność na czynniki środowiskowe podyktowała wybór włókien szklanych typu E. Wybór ten wynika również z relatywnie niskiej ceny włókien szklanych. Ich właściwości zaprezentowano w tabeli 3.6. W zastosowaniach technicznych należy pamiętać



Tabela 3.5. Właściwości fizyczne i mechaniczne różnych typów włókien polimerowych i naturalnych ( $R_m$  wytrzymałość na rozciąganie,  $E$  moduł sprężystości), wartości zestawiono na podstawie prac: [45, 98, 101, 123, 172]

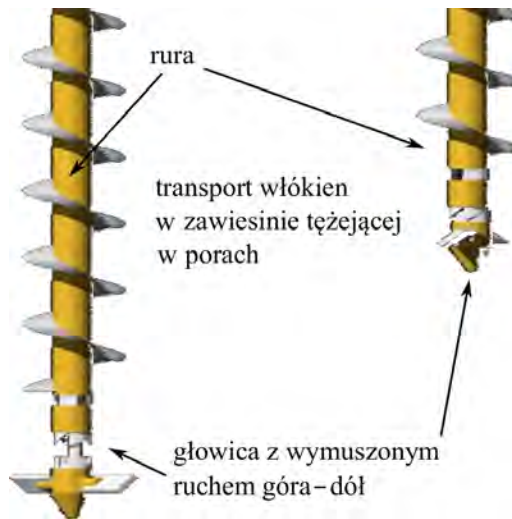
Rodzaj włókna	Średnica, $\mu\text{m}$	$\rho$ , $\text{g/cm}^3$	Długość, mm	$R_m$ , MPa	$E$ , GPa
PET	75	1,3	20	80-170	1,45–2,5
PP	23	0,91	24	120	3
PE	35	0,99	12	600	
PVA	100	1,3	12	1078	
Nylon	3–10	1,15	6–18	300	
PC	15	1,5	3	500	50
Kokosowe	250	1,07	15	102	2
Juta	5–25	1,47	7–9	331–414	
Palmowe	420	0,92	295	123	2,47

o niekorzystnej wrażliwości tych włókien na działanie wody, w przypadku braku odpowiedniej impregnacji. Możliwe jest bowiem wypłukiwanie soli metali alkalicznych, prowadzące do powstania szczelin w warstwach wierzchnich włókna. Związkami chemicznymi stosowanymi do preparacji są ksyłany lub chlorometakrylan chromu. Przed ich zastosowaniem należy przeprowadzić badania odcieku z materiału wzmacnianego, w kierunku wykluczenia jego szkodliwego wpływu na impregnat. Od średnicy pojedynczego włókna zależy jego wytrzymałość na rozciąganie. Prawdopodobieństwo wystąpienia wad materiałowych w pojedynczym włóknie, tj. mikrocarbów i mikropęknięć zwiększa się wraz ze średnicą nieliniowo. Notuje się drastyczny spadek wytrzymałości włókien o dużych średnicach.

Podjęte wstępne badania terenowe ujawniły, poważnym problemem z dozowaniem i mieszaniem włókien w ośrodku gruntowym za pomocą klasycznych głowic do wykonywania WKG. Autor zaprojektował prototyp głowicy dozującej włókna a jednocześnie usprawniającej proces wykonywania kolumn. Głowica w wariancie testowym, oznaczona jako model PB-2016, zaprezentowana jest na rys. 3.17. Aktualnie prace skupiają się nad jej niezawodnością, zwiększeniem efektywności dozowania w szerokim spektrum materiałów wzmacnianych. Ilość materiału domieszkowego w celu uzyskania założonego efektu wzmocnienia jest przedmiotem prezentowanych rozważań. Zbudowano model numeryczny zadania jako trójwymiarowy. Schemat ideowy testowanego rdzenia kolumny pokazano na rys. 3.18. Na przekroju widać rdzeń z domieszkami włókien (element 4-2 na rys. 3.18a) oraz fragment płaszcza gruntowego, obciążony równomiernie na obwodzie, odpowiednik ciśnienia komorowego. Włókna traktowano jako ciągną umieszczane niezależnie od położenia węzłów przypisanych do elementów gruntu. Dla założonego udziału objętościowego włókien we wzmacnianej próbce gruntu generowana była ich liczebność. Pozycja i długość włókien została ustalana za

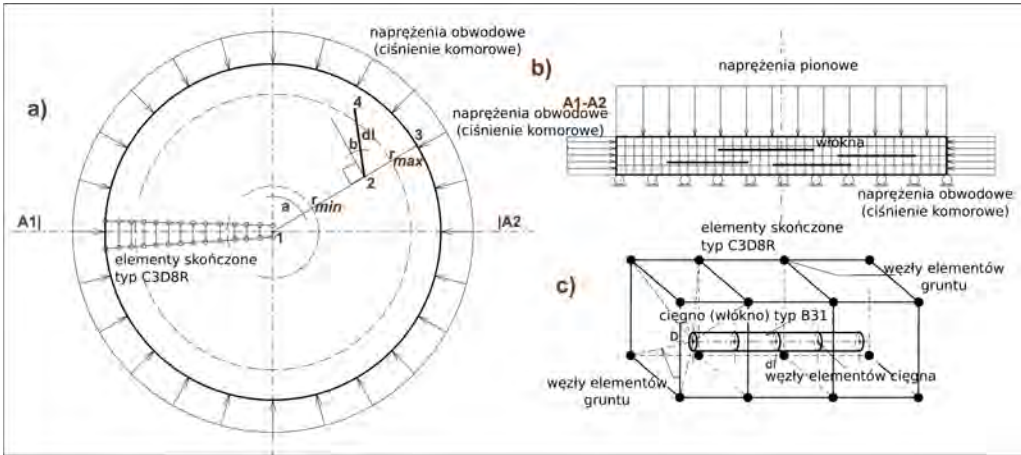
Tabela 3.6. Właściwości fizyczne i mechaniczne różnych typów włókien szklanych ( $R_m$  wytrzymałość na rozciąganie,  $E$  moduł sprężystości)

Rodzaj	Średnica, $\mu\text{m}$	$\rho$ , $\text{g/cm}^3$	$R_m$ , GPa	$E$ , GPa
E	5–9	2,54	1,35–3,50	60–90
M	8–10	2,89		124
R	10	2,50	4,75	83
S	16	2,49	4,90	87



Rys. 3.17. Widok w dwóch położeniach głowicy dozująco-zagęszczającej (PB-2016) dla koncepcji modelowej (etap prototypowania)

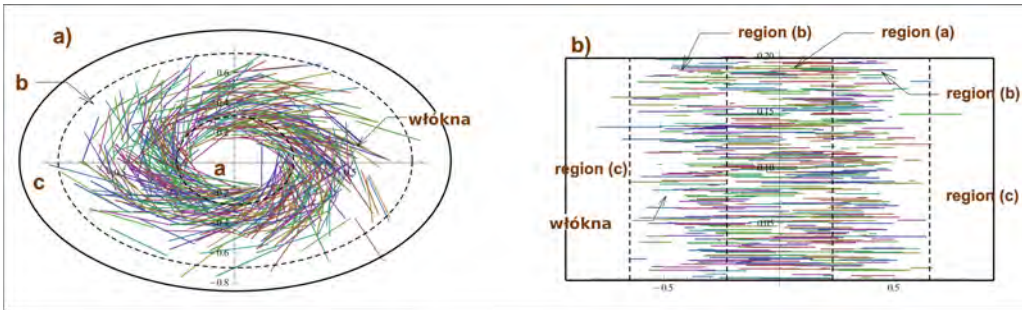
pomocą procedur losowych. Położenie włókien, definiowane w układzie walcowym, opisane jest przez punkt zaczepienia oraz kąty kierunkowe, zgodnie z rozkładem Poissona. Na etapie modelowania zaproponowano parametry rozkładów włókien w materiale. Zostaną one zweryfikowane i dopasowane do charakteru poznanego dopiero po statystycznej obróbce próbek pobieranych po wdrożeniu głowicy dozująco-zagęszczającej PB-2016 za pomocą mikrotomografu. Elementy wzmocnienia umiejscowione są w materiale o cechach deterministycznych, osadzono je jako obiekty liniowe – ciągną, niezależnie od węzłów siatki elementów skończonych dla ośrodka gruntowego. Tak zdefiniowane zadanie stosuje zaimplementowany w kodzie programu Abaqus, mechanizm elementów osadzonych – ciągnien. W rezultacie kod obliczeniowy, rozbudowanego mechanicznie zadania, jest zoptymalizowany pod względem czasu obliczeniowego (rys. 3.18b, c). Ze względu na znaczne rozmiary zadania czas stabilizacji był bardzo długi i pomimo wsparcia silną



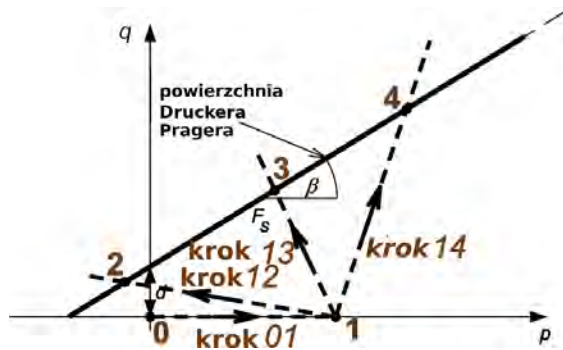
Rys. 3.18. Geometria zadania i szczegóły trójwymiarowego modelu:  
 a) rdzeń zbudowany z elementów C3D8R,  
 b) przekrój A1-A2 przez model z osadzonymi włóknami,  
 c) włókno w siatce elementów skończonych programu Abaqus

jednostką obliczeniową udało się wykonać jedynie 120 zestawów obliczeniowych. Elementem modelowania jest zastosowany rozmyty wariant warunku brzegowego zapewnionego przez warstwę definiowaną jako „płaszcz”. Zrealizowano to jak na rys. 3.18a. Zastosowano problemy w kontakcie niektórych włókien wychodzących poza rdzeń, stąd zdecydowano się na powiększenie cylindra o dodatkowy obszar. Zastosowana strefa przejściowa, odpowiada rzeczywistości w WKG elementowi jakim jest płaszcz o mniejszym zagęszczeniu od rdzenia oraz mniejszej koncentracji włókien. Na powierzchniach zewnętrznych płaszcz wprowadzono klasyczne warunki brzegowe pierwszego rodzaju. Na rysunku 3.19 naszkicowano geometrię modelu dla jednej z realizacji rozłożenia włókien w próbce. Nazwy obszarów odpowiadają wcześniej wprowadzonym nazwom w rozwiązaniu analitycznym dla kolumn gruntowych. Dodatek objętościowy włókien w prezentowanym przykładzie wynosił 2,48 promila. Został wykonany z włókien szklanych typu E o cechach:  $\gamma = 2,55 \text{ kN/m}^3$ ,  $f_{pl} = 2000 \text{ MPa}$ ,  $E = 80 \text{ GPa}$  oraz długości średniej  $dl = 0,1 \text{ m}$ . Analiza rezultatów nie uwzględnia wzmocnienia podłoża dodatkami chemicznymi. Włókna podawane są za pomocą hydrotransportu w konsystencji gęstej zawiesiny, przez przeciwskrętną głowicę zagęszczającą.

Wszystkie zadania rozwiązane numerycznie na modelu zaprojektowano pod względem mechanicznym jak dla ścieżek naprężeń z rysunku 3.20. Rezultaty zaś wraz z powierzchnią ograniczającą dla badania przeprowadzone zostały w warunkach pełnego nasycenia  $S_r = 1,0$ . Punkt 0 oznacza początek procedury obciążenia, przejście do punktu 1 jest zmianą naprężeń hydrostatycznych. Z punktu 2 wykony-



Rys. 3.19. Przykładowa realizacja modelu w programie Abaqus:  
a) przekrój poziomy, b) przekrój pionowy

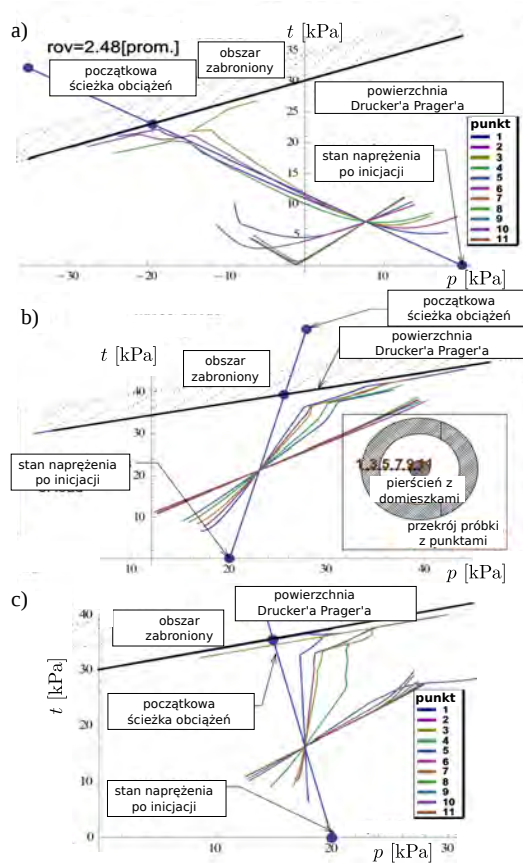


Rys. 3.20. Ścieżki obciążenia dla rdzeni wzmocnionych włóknami

wano trzy niezależne obliczenia, gdy naprężenia hydrostatyczne maleją z jednoczesnym wzrostem naprężeń dewiatorowych (krok 1–2, 1–3) oraz gdy równocześnie rosną naprężenia dewiatorowe i hydrostatyczne krok (1–4). W badaniu obciążenia zostały wprowadzone jak na rysunku 3.21, jako kroki obciążenia realizowane zgodnie z założonymi ścieżkami naprężeń, odpowiednio (0–1–2), (0–1–3) i (0–1–4).

Rezultatem przeprowadzonych obliczeń jest wykazanie obserwowanego również we wstępnych badaniach polowych zwiększenia wartości spójności materiału rdzenia o blisko 10 kPa. Kąt tarcia wewnętrznego pozostał na niezmiennym poziomie (rys. 3.21). Wpływ włókien na sztywność rdzenia jest pomijalny.

Przewiduje się wykonanie obliczeń dla większych dodatków włókien, w celu zbadania związku między zawartością objętościową dodatku a cechami mechanicznymi. Uzyskany materiał wykazuje cechy losowe, stąd planowany jest rozwój metody modelowania dodatków rozproszonych celem homogenizacji materiału i skrócenia czasu obliczeniowego dla poszczególnych zadań. Wynik jest punktem wyjścia



Rys. 3.21. Rozwiązanie zagadnienia numerycznego monitorowane w kilku punktach rdzenia dla ścieżek obciążenia zgodnych z rys. 3.20: a) 11 krok obliczeniowy, b) 12 krok obliczeniowy, c) 13 krok obliczeniowy

do przeprowadzenia badań polowych [136], gdzie pomiaru efektu wzmocnienia dokonywano w kilku etapach oraz w wielu punktach w sąsiedztwie kolumny.

### 3.7. Technologia trójetapowa wzmocnienia podłoża

Zwiększenie sztywności i wytrzymałości materiału podłoża jest często zbyt małe po zastosowaniu WKG. Zaproponowano trójetapową koncepcję wzmocnienia określoną dalej jako Triplet. Metoda została już zaprezentowana w [113] oraz zastosowana praktycznie do wzmocnienia podłoża pod zakład przemysłowy. Tutaj zostanie przytoczona ze względu na uzupełniający charakter do WKG oraz zastosowanie kolumn gruntowych jako jej elementu bazowego. Charakter planowanej

pracy projektowanego obiektu wskazywał na możliwe rozszczelnienia i wycieki wody w trakcie procesów technologicznych. W funkcjonowaniu zakładu niezbędne będą znaczne ilości wody w zbiornikach, jak duża jej ilość w obiegu. Stwarzało to czynniki szczególnego zagrożenia na terenie pokrytym gruntami wrażliwymi o znacznej miąższości. Realna możliwość nawodnienia podłoża znaczną objętością wody wymagała podjęcia specjalnych kroków zapobiegawczych. Dodatkowym czynnikiem ryzyka jest zagrożenia sejsmiczne w analizowanym rejonie o prognozowanej magnitudzie do 3,5 M. W rozpoznaniu geotechnicznym, wykonanym do głębokości 21 m stwierdzono dwie warstwy:

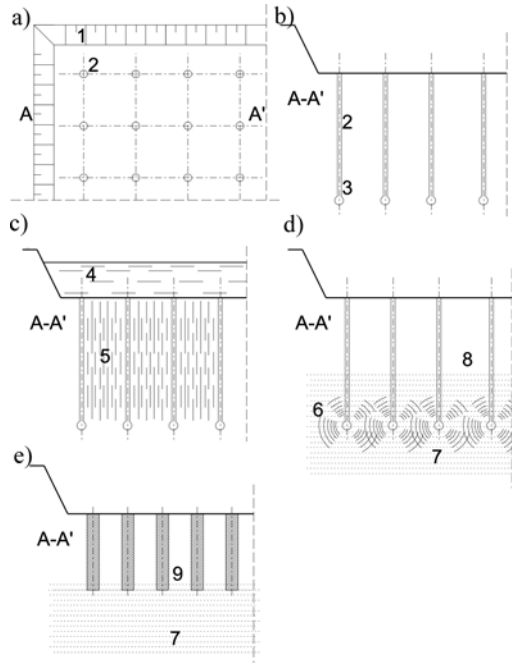
- żółto-czerwonawe niezapadowe lessy (EGC1a) od 9,4 do 10,5 m,  $I_p = 9,9\%$ ,  $w_l = 26\%$ ,  $w_p = 16,1\%$ ,  $w = 9,23\%$ ,  $\rho_d = 1,44 \text{ g/cm}^3$ ,  $\phi = 22,0^\circ$ , spójność  $c = 0,014 \text{ MPa}$ ,  $S_r = 0,25$ , wskaźnik osiadania zapadowego  $C_p = 18,7$ ,
- zapadowe lessy (EGC1b) głębokości powyżej 10,5 m:  $I_p = 10,6\%$ ,  $w_l = 27,3\%$ ,  $w_p = 16,7\%$ ,  $w = 15,0\%$ ,  $\rho_d = 1,51 \text{ g/cm}^3$ ,  $\phi = 22,0^\circ$ , spójność  $c = 0,014 \text{ MPa}$ ,  $S_r = 0,58$ , wskaźnik osiadania zapadowego  $C_p = 18,7$ .

Etapy wzmocnienia w formie schematu zabiegów technicznych zaprezentowano na rys. 3.22, na rys. 3.23 zaś wybrane kluczowe momenty z realizacji:

- wykonanie płytkiego szerokoprzestrzennego wykopu, w razie konieczności uzupełnienie brakujących elementów obwałowaniem, makroniwelacja terenu, wytyczenie punktów pod wiercenia,
- wiercenie głębokich na 6,0 m otworów, z umieszczeniem w nich ładunków wybuchowych wodoodpornych, ładunki mają już wprowadzone zapalniki inicjujące oraz wyprowadzone kable na powierzchnię wykopu,
- z rezerwarów wody, dostępnych na terenie rozbudowywanego zakładu przemysłowego, wpompowano wodę do wykopu, w celu nawodnienia, przyspieszonego wcześniej wykonanymi otworami; wysokość zwierciadła wody była utrzymywana powyżej dna wykopu, tj. 1,2 m w czasie do 5 dni, po tym okresie zaprzestano uzupełniania wody,
- wykonano w kontrolowany sposób eksplozje, monitorując ich wpływ na sąsiadujące obiekty przemysłowe oraz mierząc parametry rozchodzącej się fali,
- wierzchnia warstwa została zagęszczona za pomocą wcześniej opisanych kolumn gruntowych WKG,
- wykonano badania CPT w celu potwierdzenia efektu wzmocnienia podłoża.

### 3.7.1. Nawodnienie

Siatka wykonanych odwiertów o średnicach 180 mm do głębokości 6 m w rozstawie 3,5–4,0 m została wypełniona materiałem filtracyjnym. Zastosowano proces opisywany przez [118, 146, 154]. Szacunkowa ilość wody dostarczonej do wykopu wynosiła  $6 \text{ m}^3$  na  $1 \text{ m}^2$  jego powierzchni. Celem nawodnienia było wypełnienie



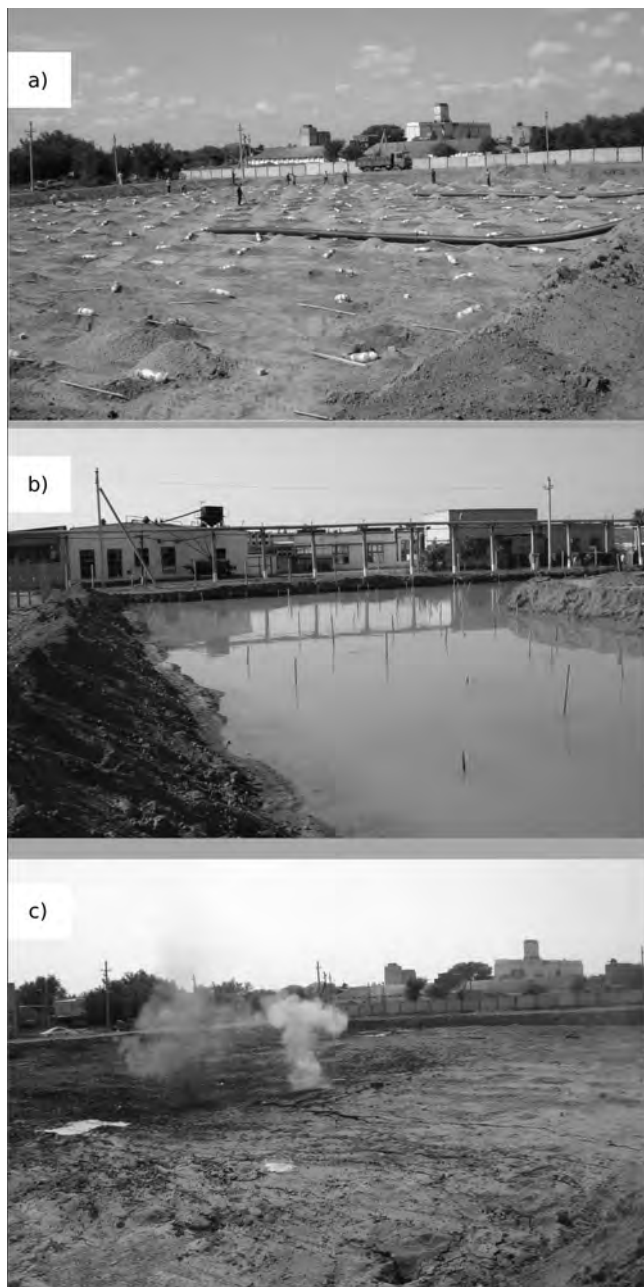
Rys. 3.22. Metoda triplet: a) makroniwelacja, wykonanie obwałowań, zaznaczenie geodezyjnie miejsc wierzeń, 1 – płytki wykop miejscowo uzupełniony obwałowaniem, 2 – marki punktów pod otwory; b) wiercenie otworów 2 – otwory o średnicy 180 mm i długości 6 m, 3 – instalacja ładunków amonitu; c) nawodnienie wspomagane otworami 5 – strefa nasycona; d) eksplozje ładunków wybuchowych 6 – obszar wpływu detonacji, 7 – strefa zagęszczona eksplozjami, 8 – strefa częściowo zagęszczona; e) kolumny gruntowe 9 – materiał wzmocniony WKG [113]

porów w 80% ( $S_r = 0,8$ ). Wodę dostarczano przez 5 dni. Średni przepływ wynosił 1,2 m słupa wody w ciągu doby, a całkowita objętość dostarczonej wody to  $1,2 \cdot 10^5 \text{ m}^3$ . Obiekt w trakcie nawadniania przedstawiono na rys. 3.24.

Uzyskano niewrażliwą na nawodnienie, bardzo podatną (mały moduł Younga) jednorodną warstwę pod całym obszarem przyszłej zabudowy.

### 3.7.2. Detonacje węgłbne

W celu uzyskania docelowej gęstości objętościowej materiału  $1,65 \pm 0,02 \text{ g/cm}^3$  na głębokości poniżej 6 m zdecydowano się zniszczyć strukturę zapadowej za pomocą detonacji węgłbnych. Użyto materiału wybuchowego o składzie zgodnym z GOST 21984-76: nitrate 79%, TNT 21% (rys. 3.25), zabezpieczonego przed



Rys. 3.23. Fotografie z przebiegu prac wzmacniających:  
a) przygotowanie terenu (niwelacja, obwałowanie, wprowadzenie ładunków amonitu),  
b) nawodnienie, c) detonacje ładunków amonitu





Rys. 3.24. Proces nawadniania, widok spoza obszaru fabryki, w tle zabudowa działki sąsiedniej

wpływem wilgoci. Ilość materiału dobierano eksperymentalnie od 4–10 kg na podstawie wstępnych eksplozji wgłębnych i pomiaru przyspieszeń na otaczających obiektach oraz parametrów rozchodzenia się fali. Ładunki odpalano zdalnie za pomocą impulsów elektrycznych, w odstępach nie krótszych niż 5 s. Istotna była kolejność wykonywania eksplozji. Po detonacjach wstępnych, w celu dobrania masy ładunku, kolejne wykonywano pierścieniami od najbardziej zewnętrznego do wnętrza obszaru wzmocnianego. Pomiary wykonano za pomocą 16-kanalowego modułu L-Card E14-440 będącego przetwornikiem AC/DC o rozdzielczości 14 bitów i maksymalnej częstotliwości rejestracji wynoszącej 40 kHz oraz podpiętych do niego czujników przyspieszenia BK-12 w miejscach pomiarowych. Maksymalne zarejestrowane przyspieszenia wyniosły 50 Gal dla ładunku 10 kg. Stwierdzono znaczną redukcję efektu eksplozji na powierzchni terenu przez wykonywanie ich wgłębnie oraz w odpowiednio dobranej kolejności, tak że kolejne eksplozje zachodziły wewnątrz ulepszonego obszaru i większość energii została rozproszona w efekcie zachodzących zmian strukturalnych podłoża. Bardzo interesujące są geodezyjne pomiary kontrolne po wykonaniu eksplozji. Znaczne osiadania terenu ustabilizowały się po 7 dniach od realizacji strzelań, a średnia ich wielkość wyniosła do 1,5 m. Przebieg osiadania na granicy obszaru ulepszanego można zaobserwować w postaci pęknięć i głębokich rozpadlin (rys. 3.26).

Tabela 3.7. Efekty wzmocnienia metodą trójetapową

Warstwa	Przed wzmocnieniem	Rok po wzmocnieniu	Trzy lata po wzmocnieniu
wilgotność [%]			
EGC1a	9,3	18,3	15,3
EGC1b	15,0	23,3	20,3
gęstość objętościowa [g/cm <sup>3</sup> ]			
EGC1a	1,44	1,68	1,68
EGC1b	1,51	1,79	1,79
stopień saturacji $S_r$			
EGC1a	0,29	0,90	0,70
EGC1b	0,52	0,99	0,90
moduł Younga [MPa]			
EGC1a	3,2	16,1	20,1
EGC1b	4,1	17,9	22,0
spójność [kPa]			
EGC1a	18,0	20,3	22,2
EGC1b	18,1	20,0	21,8
kąt tarcia wewnętrzznego [deg]			
EGC1a	17,1	20,1	20,5
EGC1b	17,0	20,0	20,5

### 3.7.3. Kolumny gruntowe – efekt końcowy

Następny proces to wykonanie opisanych wcześniej kolumn gruntowych WKG, jako metody wzmocnienia podłoża na głębokości od 2,0–4,0 m. Badania kontrolne wykonano rok oraz 3 lata po zakończeniu prac i przedstawiono w tabeli 3.7. W wyniku przedstawionej metody uzyskano założone cele:

- uzyskanie efektu wzmocnienia na głębokości przekraczającej 10,0 m,
- warstwa wzmocniona jest całkowicie odporna na nawodnienie i utratę stabilności strukturalnej,
- uzyskano jednorodne podłoże,
- relatywnie niewielki koszt w odniesieniu do innych rozważanych metod,
- trwałość rezultatów potwierdzają badania po trzech latach od wzmocnienia,
- zminimalizowano efekty tarcia negatywnego w otoczeniu kolumn gruntowych,
- szybki czas realizacji wzmocnienia.



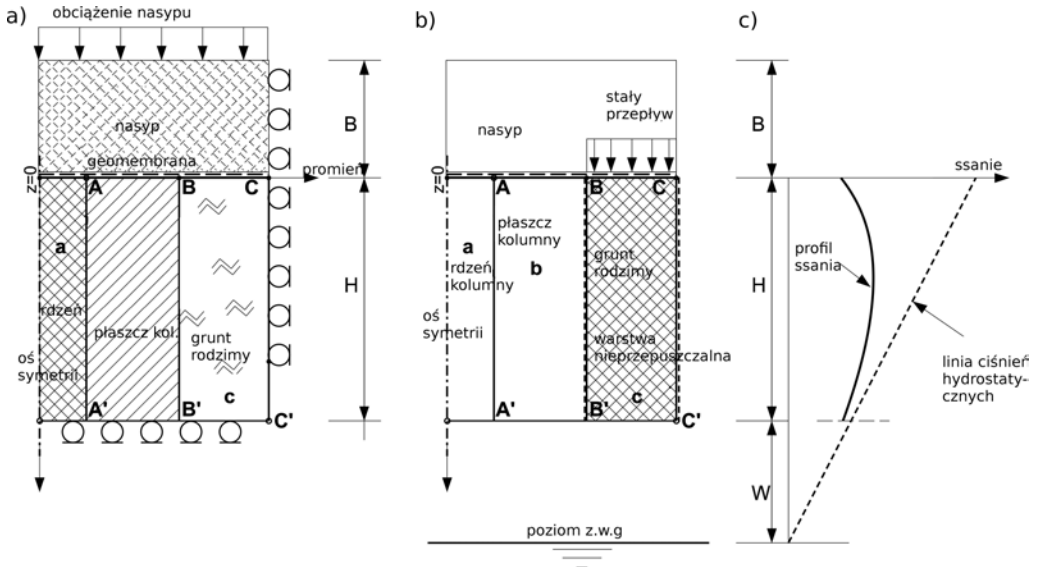
Rys. 3.25. Ładunki z zestawu nr 112.1 przygotowane do umieszczenia w otworze wiertniczym



Rys. 3.26. Zapadnięcia i rozwarstwienie na granicy obszaru wzmocnianego

### 3.8. Nasyp na podłożu wzmocnionym geosyntetykami i kolumnami gruntowymi

Poszukując rozwiązań zwiększających niezawodność wzmocnienia materiału nienasyconego, w szczególności dla zastosowań pod nasypami, zbadano konstrukcję z geosyntetykiem typu geomembrana oddzielającym materiał wrażliwy wzmoc-



Rys. 3.27. Podłoże wzmocnione WKG oraz geosyntetykami:

- a) warunki brzegowe – mechaniczne, b) warunki brzegowe – hydrauliczne, c) profil ssania dla nasypu o wysokości  $B$ , wysokość wzmocnianego obszaru oznaczono jako  $H$ ,  $w$  oznacza wysokość WKG do p.z.w.g.

niony kolumnami od przepuszczalnego nasypu jako źródła zawodnienia. W zadaniu membrana pełni podwójną rolę: uszczelnienia podłoża wrażliwego na zmianę struktury wskutek nawodnienia i jako powłoka przenosi ciężar nasypu na kolumny gruntowe. Rozważono sytuację, w której materiał geomembrany traci swoją szczelność. Źródłem przecieku są np.: nieprawidłowe szwy łączące arkusze membrany, przebicie mechaniczne lub niejednorodności struktury. W sytuacji przepływu następuje zmiana hydraulicznych warunków brzegowych. Założono wystąpienie przepływu o stałej intensywności odcieków z nasypu do gruntu rodzimego. Nasyp traktowano jako grunt niemający cech zapadowych. Schemat problemu przedstawiono na rys. 3.27. Model wykonano jako osiowo-symetryczny, gdzie oś kolumny gruntowej jest osią symetrii. Analizowano nasyp podatny (rys. 3.9a). Dla omawianego zadania oznaczenia obszarów, schemat warunków brzegowych mechanicznych i hydraulicznych pokazano na rysunku 3.27b, c. Rozkład ssania w profilu założono jak dla podłoża o znacznej wodoprzepuszczalności. Do rozwiązania zagadnienia użyto programu Abaqus. Kolumny gruntowe o podstawowych wymiarach: wysokość kolumn  $H_k = 4,0$  m, odległości między kolumnami w siatce trójkątnej  $r_k = 1,40$  m, wymiar rdzenia  $a$ ,  $r_a = 0,20$  m oraz cylinder płaszczka grubości  $r_b = 0,50$  m. Zastosowano kryterium wytrzymałościowe zależne od wielkości podciśnienia w porach. Materiał w zakresie sprężystym opisano

Tabela 3.8. Parametry gruntów do rozwiązań deterministycznych

Nazwa (z rys. 3.27)	Rodzaj sprężystości
Rdzeń <i>a</i>	liniowa
Płaszcz <i>b</i>	liniowa
Materiał zastany <i>c</i>	porospężystość
Nasyp	liniowa
Nazwa	parametry dla nasycenia $s = 0$ kPa
Rdzeń <i>a</i>	$E = 40$ MPa, $\mu = 0,3$ , $\beta = 35,4^\circ$ , $d = 14,86$ kPa
Płaszcz <i>b</i>	$E = 20$ MPa, $\mu = 0,3$ , $\beta = 32,5^\circ$ , $d = 21,9$ kPa $\kappa = 0,03$ , $\mu = 0,3$ , $\beta = 32,5^\circ$
Materiał zastany <i>c</i>	$d_0 = 5,48$ kPa, $p_{a0} = 32,29$ kPa $p_{b0} = 100,0$ kPa
Nasyp	$E = 120$ MPa, $\mu = 0,3$ , $\beta = 54,1^\circ$ , $d = 1,024$ kPa
Nazwa	parametry dla ssania $s = 200$ kPa
Rdzeń <i>a</i>	$E = 40$ MPa, $\mu = 0,3$ , $\beta = 35,4^\circ$ , $d = 14,86$ kPa
Płaszcz <i>b</i>	$E = 20$ MPa, $\mu = 0,3$ , $\beta = 32,5^\circ$ , $d = 21,9$ kPa $\kappa = 0,03$ , $\mu = 0,3$ , $\beta = 32,5^\circ$ , $p_b = 500,0$ kPa
Materiał zastany <i>c</i>	$d_0 = 5,48$ kPa, $p_{a0} = 32,29$ kPa $p_{b0} = 100,0$ kPa, $d = 21,0$ kPa, $p_a = 241,0$ kPa
Nasyp	$E = 120$ MPa, $\mu = 0,3$ , $\beta = 54,1^\circ$ , $d = 1,024$ kPa
Nazwa	kryterium stanu granicznego
Rdzeń <i>a</i>	DP (rys. 2.1) bez zamknięcia
Płaszcz <i>b</i>	DP (rys. 2.1) bez zamknięcia
Materiał zastany <i>c</i>	DP (rys. 2.1) z zamknięciem
Nasyp	DP (rys. 2.1) bez zamknięcia
Nazwa	parametry hydrauliczne
Rdzeń <i>a</i>	$k_s = \infty$
Płaszcz <i>b</i>	$k_s = \infty$
Materiał zastany <i>c</i>	$k_s = 10^{-7}$ m/s, $\alpha = 0,02$ 1/kPa
Nasyp	$k_s = 10^{-3}$ m/s

modułem Younga  $E$  oraz modułem  $H$  zależnym od podciśnienia w porach gruntu (1.77)–(1.79). Dla gruntu nienasyconego przyjęto kryterium Druckera–Pragera (DP) z zamknięciem rozszerzonym o wpływ podciśnienia w porach, zaprezentowane w podrozdziale 2.2. Powierzchnia plastyczności zdefiniowana jest za pomocą trzech elementów o kształcie zależnym od wielkości ssania (2.21)–(2.23). Parametry w kryterium wytrzymałościowym Coulomba–Mohra (CM) zostały przetransformowane do postaci DP zgodnie z tabelą 2.1, w tabeli 3.8 znajduje się kompletny opis przyjętych kryteriów plastyczności wraz z obszarem sprężystym.

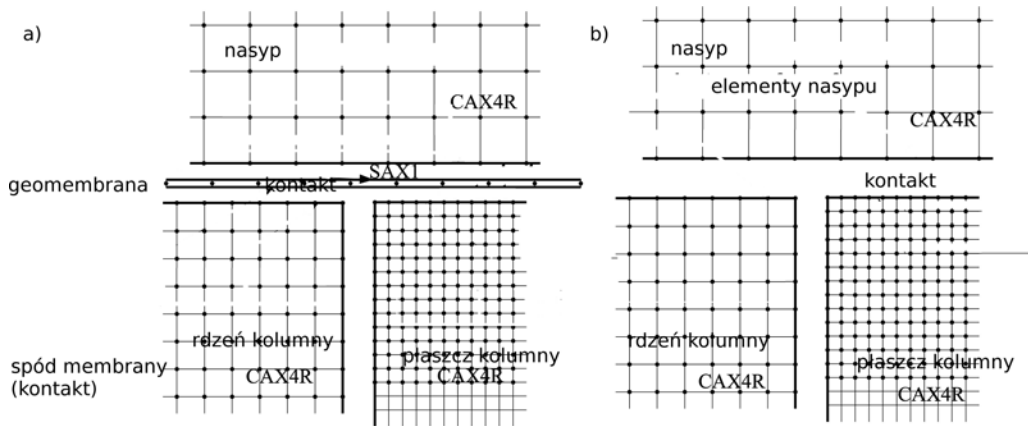
Tabela 3.9. Zbiory wartości zastosowanych parametrów do tworzenia zestawów obliczeniowych

Parametr	Jednostka	Wartości
$\alpha$	$\text{kPa}^{-1}$	$\{0, 010, 0,015, \dots, 0,030\}$
$k_s$	$10^{-7} \text{m/s}$	$\{1,0, 2,5, \dots, 10,0\}$
$q$	$3,14 \cdot 10^{-9} \text{m/s}$	$\{0,0, 2,5, \dots, 10\}$
$t_m$	mm	$\{0,0, 0,5, \dots, 2,0\}$

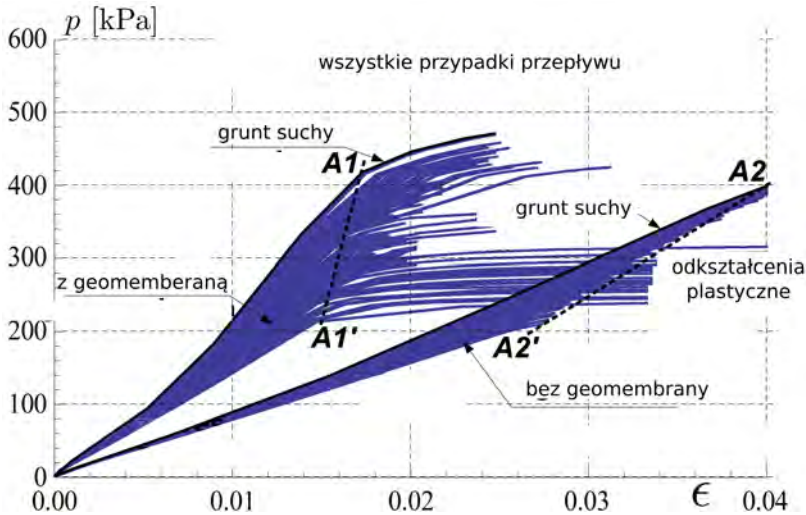
Elementy składające się na kolumnę, tj. płaszcz i rdzeń, założono jako niewrażliwe na zmiany nasycenia, stąd traktowane są w modelu jako nieprzepuszczalne. Pole ssania zostało niezależnie nałożone na model i na podstawie wartości w węzłach elementów wyliczono parametry wytrzymałościowe uśrednione do obszaru elementu. Materiał odpowiadający zastosowanej membranie jest separatorem warstw i wzmocnieniem. Membrana modelowana była jako plastyczno-sprężysty materiał:  $E_0 = 450 \text{ MPa}$ ,  $\mu = 0,5$  z odkształceniami plastycznymi:  $R(\epsilon = 2\%) = 9,0 \text{ MPa}$ ,  $R(\epsilon = 5\%) = 18,0 \text{ MPa}$ ,  $R(\epsilon = 50\%) = 28,8 \text{ MPa}$ . Obszary odpowiadające elementom z rys. 3.27 modelowano osiowo-symetrycznymi elementami skończonymi z biblioteki Abaqusa, jak pokazano na rys. 3.28. Do szerokiego spektrum obliczeń deterministycznych wybrano zestaw parametrów, dla których w procedurze numerycznej jest zależność między obciążeniem nasypem a odkształceniem elementów wzmocnionego podłoża. W tabeli 3.9 zestawiono komplet wartości parametrów, które we wszystkich kombinacjach uwzględniono w obliczeniach. Procedura ta umożliwiła zaobserwować wpływ membrany, jak i stopnia nasycenia, na konstrukcję nasypu. Na podstawie uzyskanych rozwiązań deterministycznych zbudowano powierzchnię odpowiedzi do rozważań niezawodnościowych. Do zarządzania przypadkami, generowania kodu zadań, wysłania i zlecenia obliczeń oraz ekstrakcji wyników zastosowano procedury napisane w Pythonie.

### 3.8.1. Wyniki obliczeń metodą deterministyczną

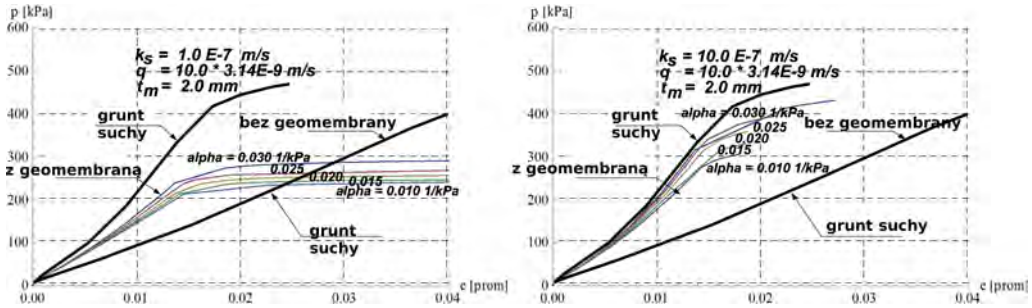
Wszystkie rezultaty obliczeń deterministycznych infiltracji wody przez wzmocnione podłoże zaprezentowano na rys. 3.29. Można tu wyróżnić dwa rodzaje zachowania się systemu. Pierwszy, gdy zastosowano geosyntetyk jako wzmocnienie. Na rysunku 3.29 reprezentuje go rodzina krzywych przecinająca linię A1–A1'. Linia ta szacunkowo wskazuje koniec strefy sprężystej w nasypie. Po jej przekroczeniu powstają znaczne odkształcenia plastyczne. Pierwszą krzywą ograniczającą pęk od góry na ilustracji jest odpowiadająca materiałowi nienasyconemu. Związane jest to z największą sztywnością podłoża. Drugi zbiór krzywych sporządzono z rezultatów dla materiału bez wzmocnienia geosyntetykiem. Ze względu na mniejszą sztywność znajdują się one znacznie poniżej grupy pierwszej na rys. 3.29.



Rys. 3.28. Typy kontaktu i elementów skończonych zastosowane w analizie osiowo-symetrycznego problemu: a) wzmocnione geosyntetykiem, b) bez wzmocnienia podstawy nasypu geosyntetykiem



Rys. 3.29. Wykres zbiorczy pionowego obciążenia równomiernie rozłożonego  $p$  na nasypie do odkształceń dla wszystkich rozwiązanych przypadków deterministycznych z zaznaczonymi strefami właściwości (opis w tekście)



Rys. 3.30. Wykresy pionowego obciążenia równomiernie rozłożonego  $p$  na nasypie do odkształceń wybranych sytuacji modelowych: a) dla  $\alpha = \{0,010, 0,015, \dots, 0,030\} \text{ kPa}^{-1}$ ,  $k_s = 1,0 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ ,  $q = 10,0 \cdot 3,14 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ , dla grubości geomembrany  $2,0 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ , b)  $k_s = 10,0 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ ,  $q = 10,0 \cdot 3,14 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$  i grubości geomembrany  $2,0 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

Wszystkie przecinają linię graniczną oznaczoną A2–A2'. Wzajemne porównanie obu grup nasuwa następujące spostrzeżenia dotyczące nasypu wzmocnionego:

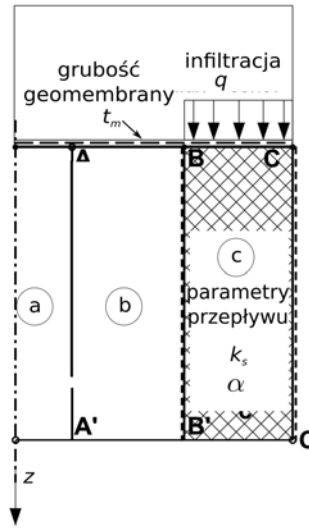
- większa sztywność układu (WKG–podłoże–membrana) zależy znacząco od grubości warstwy geosyntetyku,
- sztywność układu zależy znacząco od grubości warstwy geosyntetyku zależy od stopnia nasycenia,
- pojawienie się odkształceń plastycznych w podłożu jest funkcją dwóch podanych czynników.

Na rysunku 3.30 pokazano tylko wyselekcjonowane wyniki dla nasypu wzmocnionego, w celu porównania wybranej zależności dla warunków suchych (bez zmiany nasycenia).

### 3.8.2. Analiza niezawodnościowa

Opierając się na doświadczeniach numerycznych z uzyskanych wyników, zbudowano powierzchnię odpowiedzi RS za pomocą sieci neuronowej o bazie perceptronowej oraz o bazie radialnej. Wcześniej wybrane wektory wartości zmiennych (z rys. 3.31) zostały po zbudowaniu hiperpowierzchni odpowiedzi ciągłymi w obszarze opisanym w tabeli 3.9. W analizie niezawodnościowej zastosowano zmienne losowe zgodnie z opisem w tabeli 3.10. Nadano im rozkłady symetryczne typu beta. Obliczenia przeprowadzono metodą bezpośrednią Monte Carlo dla jednakowych wariancji zmiennych wynoszących odpowiednio 10, 15 i 20%, równocześnie dla wszystkich zmiennych. Zastosowanie metody powierzchni odpowiedzi RS wymuszone jest znacznym czasem uzyskiwania pojedynczego rozwiązania numerycznego. Na klastrze BEM, korzystając równoległe z największej dostępnej





Rys. 3.31. Schemat z przyjętymi zmiennymi losowymi w zadaniu niezawodnościowym

liczby węzłów obliczeniowych dla Abaqusa, uzyskiwano wyniki po ok. 3 h dla każdego z przypadków deterministycznych.

Przetestowano wiele postaci funkcji do zbudowania RS w celu wyboru najefektywniejszej. Wyselekcjonowano w celach porównawczych następujące rodzaje powierzchni odpowiedzi wraz z funkcjami bazowymi:

- za pomocą sieci neuronowych bazujących na opisanych wcześniej perceptronach NN (sieć oznaczona NN na rys. 3.32 i 3.33),
- sieci z bazową funkcją falki typu (sieć oznaczona Gaussa WNN (Gaussa) na rys. 3.32 i 3.33),
- sieci z bazową funkcją falki typu Morlet (sieć oznaczona WNN (Morleta) na rys. 3.32 i 3.33),
- funkcji bazowych o podstawie radialnej RBF.

Jako zniszczenie w pracy przyjęto przekroczenie przemieszczenia pionowego w głowicy kolumny gruntowej. Wartościami granicznymi były  $d_{\max} = 25$  mm oraz  $d_{\max} = 30$  mm. Wyniki obliczeń dla pełnego zestawu danych przedstawiono na wykresie 3.32. Dla przypadku badania wybranego podzbioru rezultatów o liczebności 60% wyjściowych punktów, wyniki zaprezentowano na rysunku 3.33. Do dalszej analizy wybrano, najbardziej odporne na deficyt danych, funkcje o bazie radialnej RBN. Zaobserwowano znaczny spadek wskaźników niezawodności wraz ze zwiększaniem niepewności parametrów materiałowych i warunków nawodnienia. Wskaźnik niezawodności dla przemieszczenia maksymalnego 30 mm jest poniżej wartości 3,2, gdy

wariancja parametrów przekracza wartość 12,8%. W świetle przeprowadzonej analizy to niepewność rozpoznania parametrów podłoża oraz efektu jego wzmocnienia i cech stosowanych materiałów geosyntetycznych staje się kluczowym punktem projektowania nasypu wzmocnionego geomembraną na gruncie wrażliwym, przy zagrożeniu utratą ciągłości materiału izolacyjnego. Przedstawione zadanie rozwiązano w układzie osiowo-symetrycznym, należy dlatego interpretować wyniki jako rozważania o niezawodnościowym obiekcie prostym. Zachowanie się podłoża pod nasypem można analizować zaś jako system niezawodnościowy pośredni, gdzie odpowiedź każdego z obiektów prostych opisywać będzie zmienna losowa z rozkładem prawdopodobieństwa uzyskiwanym z RS dla modelu.

Opisana w rozdziale 3.3 koncepcja wzmocnienia podłoża za pomocą WKG w przedstawionym problemie umożliwiała wykrycie innych niż założone wstępnie wariantów zniszczenia. Opis podłoża zapadowego za pomocą zamkniętego sprężysto-plastycznego kryterium DP z definicją kontaktu za pomocą interfejsów umożliwia wykrywanie skutków procesu nawadniania podłoża. Dla wszystkich przypadków przeprowadzono obciążanie w przemieszczeniach znacznie przekraczających założoną wartość graniczną. Uzyskano stan graniczny nośności jako:

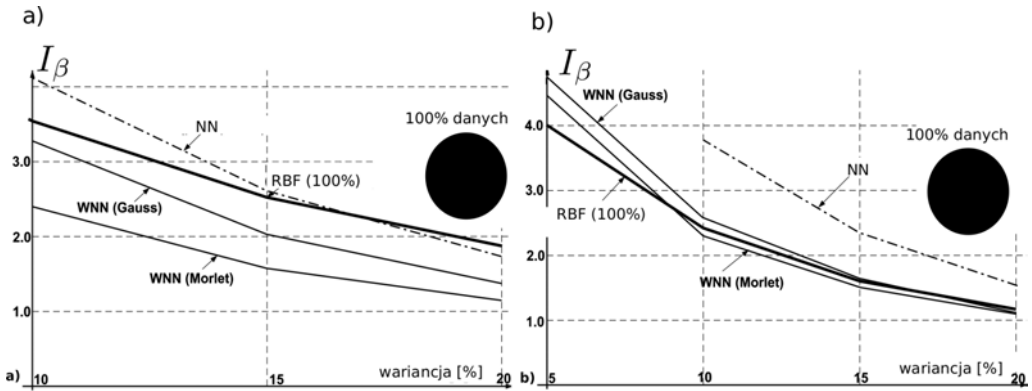
- zdeformowanie głowicy kolumny,
- plastyczne wydłużenie membrany,
- uplastycznienie głowicy,
- utratę nośności na długości kolumny.

Dla kompletu przypadków o zniszczeniu, jako pierwsze, decydowało przekroczenie pionowego przemieszczenia głowicy. Naprężenia w obszarze niewzmocnionym znajdowały się wyłącznie w obszarze sprężystym. Oczekiwany znaczący wpływ grubości badanych geomembran na ogólną sztywność zaobserwowano dla każdego wariantu przepływu i obciążenia. W zadaniu przepływ modelowano analitycznie jako niezmienny w czasie i odbywający się tylko w kierunku pionowym.

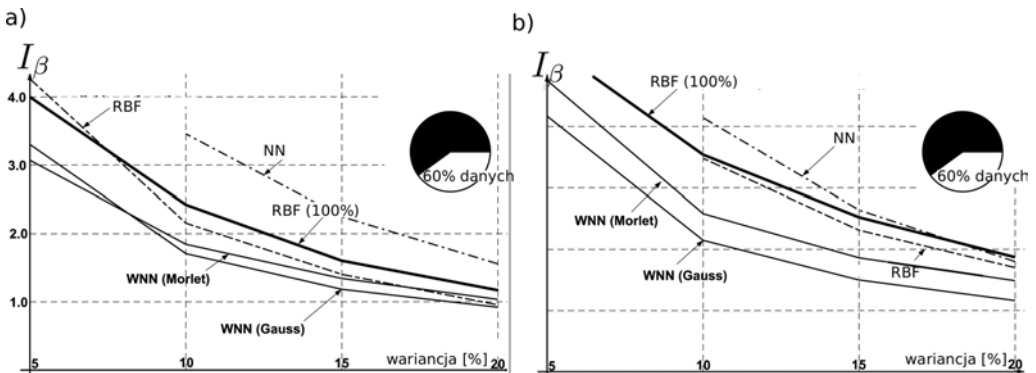
Przedstawiona analiza niezawodności podłoża wzmocnionego WKG oraz geomembraną prowadzi do zwiększenia jego uśrednionej sztywności. Geomembrana ma wpływ na wzrost uśrednionego modułu Younga o minimalnie 157% i maksymalnie 247% dla stanu liniowej zależności między przemieszczaniem pionowym głowicy a obciążeniem nasypem (linii A1–A1' na rys. 3.29). Zmiana sztywności ma również wpływ na ponad dwukrotne zmniejszenie wartości obciążenia dla przejścia w obszar odkształceń plastycznych, w porównaniu do wariantu bez wzmocnienia geomembraną, co przedstawiają na rys. 3.29 dwie rodziny linii. Efekt ten można zaobserwować jednak już poza obszarem interesującym z praktycznego punktu, gdyż stan graniczny użyteczności już został przekroczony. Uzyskano potwierdzenie usztywniającej i zabezpieczającej roli geomembrany dla nasypu na obszarze zapadowym. Geomateriał wpływa usztywniająco na podłoże, jednocześnie zwiększając wartość uśrednionej sztywności proporcjonalnie

Tabela 3.10. Wartości przyjęte do wykonania analiz niezawodnościowych

Zmienna	[min., maks.]	Wartość średnia
$\alpha$ kPa	$[1,0, 3,0] \cdot 10^{-2}$	$2,0 \cdot 10^{-2}$
$q$ m/s	$[0,0, 10,0] \cdot 10^{-7}$	$5,0 \cdot 10^{-7}$
$k_s$ m/s	$[1,0, 10,0] \cdot 10^{-9}$	$5,5 \cdot 10^{-9}$
$t_m$ m	$[0,0, 2,0] \cdot 10^{-3}$	$1,0 \cdot 10^{-3}$



Rys. 3.32. Rezultaty dla pełnego zestawu 625 przypadków: a) z ograniczeniem przemieszczeń pionowych  $d_{\max} = 25$  mm, b) z ograniczeniem przemieszczeń pionowych  $d_{\max} = 30$  mm. Oznaczono: WNN (Morlet) – sieć bazująca na funkcji falki typu Morleta, WNN (Gauss) – sieć bazująca na funkcji falki typu Gaussa, NN – sieć perceptronowa, RBF – funkcja o bazie radialnej



Rys. 3.33. Rezultaty dla pełnego zestawu 60% przypadków: a) z ograniczeniem przemieszczeń pionowych  $d_{\max} = 25$  mm, b) z ograniczeniem przemieszczeń pionowych  $d_{\max} = 30$  mm. Oznaczono: WNN (Morlet) – sieć bazująca na funkcji falki typu Morleta, WNN (Gauss) – sieć bazująca na funkcji falki typu Gaussa, NN – sieć perceptronowa, RBF – funkcja o bazie radialnej

do grubości zastosowanej membrany. Większa sztywność skutkuje zwiększeniem niezawodności struktury. Wskaźnik niezawodności przy braku wzmocnienia, dla założonych warunków brzegowych oraz geometrii zadania, ma wartości  $<1,0$ , co, zgodnie z tabelą 2.4, dyskwalifikuje ten typ rozwiązania, nawet dla obiektów tymczasowych o niewielkich skutkach awarii.

## Podsumowanie

Zagadnienia zapobiegania awariom dla konstrukcji wznoszonych na gruntach nienasyconych i zapadowych są aktualnym i obiecującym kierunkiem badań. Znaczne zainteresowanie ze strony naukowców i firm geotechnicznych stanowi dodatkowy bodziec do poszukiwań badawczych. Podjęto się wyjaśnienia podstawowych problemów modelowych. W pracy omówiono i rozwiązano różne aspekty posadowienia na gruntach wrażliwych, gdzie obszerny przegląd stanu wiedzy wraz ze zbiorem cech charakterystycznych gruntów ma pomóc w zastosowaniach modeli. Właściwości gruntu mające wpływ na przepływ wody przeanalizowane zostały i opisane formułami empirycznymi. Przedstawione zależności posłużyły do objaśnienia zabiegów technicznych ulepszenia materiału i zmiany jego struktury w celu zapobiegania niepożądanym procesom zmiany wytrzymałości, zapadania i skurczu. Procedury i techniki te uzupełniono o teoretyczne rozwiązania i oszacowania niezawodnościowe. Autor w niniejszej monografii zestawił w całość pewien etap prac badawczych, nad metodami zabezpieczania i wzmacniania podłoża. Są to zabiegi szczególnie przydatne i znaczące w państwach pokrytych lessem oraz w rejonach, w których zjawiska ewaporacji mają istotny wpływ na stan nasycenia materiału. Wszędzie tam, gdzie znajdują się prerie, stepy, sawanny i przesuszone plateau poruszane problemy urastają do rangi zagadnień kluczowych, właściwie zaś dobrana metoda wzmocnienia oparta na prezentowanych tutaj modelach, może okazać się elementem decydującym o sukcesie projektu geotechnicznego. Koncepcje zaprezentowane zostały w wielu wypadkach pomyślnie zweryfikowane przez użytkowanie i monitoring obiektów już wzniesionych. Kolejnym elementem prezentowanych poszukiwań jest zbudowanie i dopasowanie technologii do zastosowań w rejonach o słabym uprzemysłowieniu, na terenach rozwijających się. Tam gdzie nie zawsze do dyspozycji jest zaawansowany sprzęt i odpowiedni personel, ograniczenia materialne mają bardzo duże znaczenie, a presja gospodarcza na budowę obiektów infrastrukturalnych i mieszkaniowych jest bardzo duża. Dodatkowo częstym utrudnieniem w kształtowaniu technik zabezpieczenia było ograniczenie maksymalnego nacisku pojazdów poruszających się na powierzchni gruntów wrażliwych, co wymuszało stosowanie lekkich platform. Praca nie koncentruje się wyłącznie na zagadnieniach technologicznych i analitycznych. Pokazano w niej

modele numeryczne, w części przypadków trójwymiarowe, umożliwiające śledzenie procesów zachodzących w kontakcie między elementami konstrukcji a gruntem. Znalazły się w niej również elementy wzmocnienia geotekstylami i modele analityczne wygodne do stosowania i planowane do wprowadzenia jako metoda zalecana podczas projektowania. W pracy zastosowano wiele współczesnych, zaawansowanych narzędzi numerycznych, w większości uzupełnionych własnymi elementami kodu obliczeniowego:

- Flac3D, procedury napisane w języku Fish definiują model, ułatwiając przeprowadzenie obliczeń niezawodnościowych, konieczne jest jednak ich uzupełnienie procedurami w Bash,
- Abaqus (2D, 3D), uzyskuje pełnię możliwości wspomagany Pythonem, programy są elementem definiującym zadanie, organizującym proces obliczeniowy i wreszcie wspomagającym filtrację i analizę wyników,
- FlexPDE 2D program MES o strukturze skryptowej,
- program R w pracy posłużył jako generator zmiennych losowych.

Prezentowane rozwiązania to metody do przewidywań przemieszczeń, osiadań i nośności. Są to również koncepcje szacowania współczynników bezpieczeństwa w korelacji do wielu zmiennych zarówno mechanicznych, jak i geometrycznych. W przedstawionych zagadnieniach szczególną rolę odgrywa prawidłowe rozpoznanie podłoża, prawidłowe rozpoznanie wrażliwości strukturalnej na zawilgocenie jest kluczowe podczas postępowania na terenach zagrożonych nawodnieniem. W pracy zwrócono uwagę na prognozowanie przepływu w materiale podłoża oraz detekcji możliwych źródeł wody. Generalnym wnioskiem jest również konieczność określenia warunków przepływu oraz stanu nasycenia na czas wykończenia rozpoznania geotechnicznego. Przystępując do budowania zadania mechanicznego, należy przewidzieć zakres zmienności parametrów podłoża. Potwierdzone to zostało również za pomocą badania niezawodnościowego, przeprowadzonego dla większości prezentowanych technologii i modeli.

Duży wpływ na wartość wskaźnika niezawodności we wszystkich przeprowadzonych analizach probabilistycznych ma niepewność wyznaczenia cech mechanicznych i hydraulicznych. W części dotyczącej cech gruntu nienasyconego rozwiązano zagadnienie grupy pali współpracujących z oczepem pod obciążeniem pionowym. Numeryczny algorytm modelowania wykonano z uwzględnieniem symetrii i skalibrowano na podstawie doświadczeń polowych. Zastosowano koncepcję, rozszerzającą stosowalność dobrze udokumentowanych zagadnień mechaniki gruntów nasyconych dla podłoża nasyconego częściowo. W przypadku kolejnego zagadnienia pala obciążonego siłą poziomą napotkano niespodziewane rezultaty. Obliczenia przepływu w gruncie nienasyconym i odkształceń przeprowadzono w niezależnych procesach. Analityczna formuła wyznaczania profilu ssania powiązana została z cechami materiałów programie MRS Flac 3D. Wzrost wartości podciśnienia

w porach gruntu prowadził w przyjętym modelu numerycznym do zjawisk skurczu i pęknięć pionowych. Miały one kluczowy wpływ na postać stanu granicznego użytkowości. Obliczenia niezawodnościowe oparte na w pełni trójwymiarowej półprzestrzeni, uwzględniającej sezonowe zmiany klimatyczne, wykazały niekorzystny wpływ przesuszania profilu. Podobny efekt wywołuje obniżanie zwierciadła wody gruntowej. Zagadnienia wskazane teoretycznie wymagają weryfikacyjnych badań terenowych.

W części technologicznej podjęto temat zapobiegania awariom nasypów na podłożach częściowo nasyconych. Kluczowym wątkiem są tu wielowarstwowe kolumny gruntowe, wraz z rozwiązaniami analitycznymi autora. Ich zastosowanie to skuteczna metoda modyfikacji podłoża po zakończeniu procesu ulepszenia. Dają trwałe efekty zwiększonej wartości wytrzymałości sztywności, co skutkuje wzrostem odporności obiektu wznoszonego zarówno na przeciążenie, jak i nawodnienie. Przedstawiono uzupełniające warianty WKG – technologię hybrydową triplet przetwarzającą strukturalnie materiał oraz zapewniającą większą miąższość wzmocnionej warstwy. Wskazano na możliwe zbrojenie kolumn gruntowych włókami, przeprowadzając analizę modelową i niezawodnościową tego rozwiązania.

Praca porusza problem sprzężony zapewnienia nośności (SGU) oraz szczelności w zagadnieniu nasypu na podłożu wzmocnionym kolumnami gruntowymi i pokrytym geomembraną. Rozważano awarię szczelności bariery i infiltrację cieczy przez uszkodzony materiał izolacji. Zaprezentowane technologie charakteryzują się niewielkim nakładem domieszek, energii oraz pracochłonności. Uzyskany wzmocniony materiał podłoża pozbawiony jest wrażliwości na zmianę nasycenia oraz ma ulepszone parametry wytrzymałościowe. Pokazane koncepcje obliczeniowe, a w szczególności modelowe, powinny inspirująco wpłynąć na projektowanie w warunkach zmiennej ssania i niestabilnej struktury materiału wrażliwego. Nie wszystkie elementy przedstawione zostały rozwiązane kompletnie, część zadań zostanie kontynuowana w ramach wspólnych przedsięwzięć naukowych i organizacyjnych z jednostkami zagranicznymi. Najistotniejsze z nich, znajdujące się w końcowej fazie, są współtworzone od strony koncepcyjnej w współpracy z ośrodkiem nauk o ziemi – Geocenter przy Uniwersytecie Federalnym – NCFU. Wiele z interesujących zjawisk z pogranicza mechaniki gruntów i skał zostało celowo pominiętych, jako wykraczające poza ramy przyjęte w niniejszym opracowaniu. Odnaleźć je można w publikacjach, których jestem współautorem.





## Bibliografia

- [1] Abelev M.Y., *Compacting loess soils in the USSR*, Geotechnique, 25, 1975, 79–82.
- [2] Abelev Y., *Fundamentals of Design and Constructinn on Macroporous Soils*, rap. tech., Stroivoenmorizdat, Moscow, 1948.
- [3] Abelev Y.M., *Building properties of loess soils according to investigations 1930–33*, Stroitelnaya Promyshlennost, 10, 1948.
- [4] Agarwal B.D., Lawrence J.B., *Analysis and performance of fiber composites*, Wiley, New York, 1980.
- [5] Alonso E., Gens A., Josa A., *A constitutive model for partially saturated soils*, Geotechnique, 40, 3, 1990, 405–430.
- [6] Ammar A., Khalid B., *Geotechnical aspects of loess in Kingdom of Saudi Arabia*, JKAU Earth Sci., 15, 2004, 153–179.
- [7] Ang A., Tang W.H., *Probability concept in engineering design*. Vol 1. *Basic principles*, Wiley & Sons, 1975.
- [8] Arangio S., *Reliability based approach for structural design and assessment: Performance criteria and indicators incurrent European codes and guidelines*, Int. J. Lifecycle Performance Engineering, 1, 1, 2012, 64–91.
- [9] Arnold P., *Probabilistic modelling of unsaturated slope stability accounting for heterogeneity*, PhD Thesis, The University of Manchester, Manchester, UK, 2016.
- [10] *Recommendations for the design, construction and control of rigid inclusion ground improvements*, Standard, ASIRI National Project, 2012.
- [11] Audric T., Bouquier L., *Collapsing behaviour of some loess soils from Normandy*, Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, 9, 3, 1976, 265–277.
- [12] Ayyub B.M., Ibrahim A., *Reliability and redundancy assessment of prestressed truss bridges*, [w:] 5th International Conference on Structural Safety and Reliability, A.H.S. Ang, M. Shinozuka, G.I. Schuëller (red.), 1989, 2239–2242.
- [13] Babu G.L.S., Vasudevan A.K., Haldar S., *Numerical simulation of fibre-reinforced sand behaviour*, Geotextiles and Geomembranes, 26, 2, 2008, 181–188.
- [14] Baecher G.B., Christian J.T., *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*, John Wiley & Sons, Ltd., 2005.
- [15] Bakhvalov N., Panasenکو G., *Homogenisation: Averaging Processes in Periodic Media Mathematical Problems in the Mechanics of Composite Materials*, Kluwer Academic Publishers, 1989.
- [16] Balberg I., *Recent developments in continuum percolation*, Philosophical Magazine, 56, 1987, 991–1003.

- [17] Barden L., McGown A., Collins K., *The collapse mechanism in partly saturated soil*, Eng. Geol., 7, 1973, 49–60.
- [18] Bauer J., Kozubal J., Puła W., Wyjadłowski M., *Application of HDMR method to reliability assessment of a single pile subjected to lateral load*, Studia Geotechnica et Mechanica, 34, 3, 2012.
- [19] Bauer J., Puła W., *Neural network supported response surface method with respect to reliability computations in geotechnics*, Studia Geotechnica et Mechanica, 22, 3–4, 2000, 103–115.
- [20] Bell F.G., *Engineering Treatment of Soils*, E&FN Spon, 1993.
- [21] Biernatowski K., Puła W., *Probabilistic analysis of the stability of massive bridge abutments using simulation methods*, Structural Safety, 5, 1, 1988, 1–15.
- [22] Biot M., *General theory of three-dimensional consolidation*, Journal of Applied Physics, 12, 2, 1941, 155–164.
- [23] Bishop A.W., *The use of pore pressure coefficients in practice*, Géotechnique, 4, 4, 1954, 148–152.
- [24] Biswas S., Ahsan Q., Cenna A., Hasan M., Hassan A., *Physical and mechanical properties of jute, bamboo and coir natural fibres*, Fibers Polym., 14, 10, 2013, 1762–1767.
- [25] Blight G.E., *Strength and consolidation characteristics of compacted soils*, PhD Thesis, University of London, London, 1961.
- [26] Booth A., *Collapse settlement in compacted soils*, [w:] CSIR Research Report 324, Council for Scientific and Industrial Research, Pretoria, South Africa, 1977.
- [27] Borana L., Yin J., Singh D., Shukla S., *A modified suction-controlled direct shear device for testing unsaturated soil and steel plate interface*, Marine Georesources and Geotechnology, 33, 2015, 289–298.
- [28] Borecka A., Olek B., *Loesses near Kraków in light of geological-engineering research*, Studia Geotechnica et Mechanica, 35, 1, 2013, 41–57.
- [29] Broadbent S.R., Hammersley J.M., *Percolation processes. I. Crystals and mazes*, Mathematical Proceedings of the Cambridge Philosophical Society, 53, 3, 1957, 629–641.
- [30] Brooks R., Corey A., *Hydraulic properties of porous medium*, Hydrology Papers3, Colorado State University, Fort Collins, Colorado, 1964.
- [31] Bucher C., Bourgund U., *A fast and efficient response surface approach for structural reliability problems*, Structural Safety, 7, 1996, 57–66.
- [32] Campbell G., *A simple method for determining unsaturated conductivity from moisture retention data*, Soil Science, 117, 6, 1974, 311–314.
- [33] Campbell G., Shiozawa S., *Prediction of hydraulic properties of soil using particle size distribution and bulk density data*, [w:] Indirect Methods for Estimating Hydraulic Properties of Unsaturated Soils, M.T. Van Genuchten, F.J. LeiJ, L.J. Lund (red.), 1992, 317–328.
- [34] Carlsson B., *Reinforced soil, principles for calculation*, Terratema AB, Linköping, 1987.
- [35] Carsel R.F., Parrish R.S., *Developing joint probability distribution of soil water retention characteristics*, Water Resources Research, 24, 5, 1988, 755–769.

- [36] Chan C.L., Low B.K., *Reliability analysis of laterally loaded piles involving nonlinear soil and pile behavior*, J. Geotech. and Geoenviron. Eng., 135, 3, 2009, 431–443.
- [37] Chen Y., Cao W., *An experimental investigation of soil arching within basal reinforced and unreinforced piled embankments*, Geotextiles and Geomembranes, 26, 2008, 164–174.
- [38] Cherubini C., *Data and variability of geotechnical probabilities of soil*, [w:] ESREL, Lisbon, 1997, 1583–1591.
- [39] Ching J., *Applications of Monte Carlo Method in Science and Engineering*, Chapter Practical Monte Carlo Based Reliability Analysis and Design Methods for Geotechnical Problems, Applications of Monte Carlo Method in Science and Engineering, InTech, 2011, 757–780.
- [40] Cho G.C., Santamarina J.C., *Unsaturated particulate materials – Particle-level studies*, J. Geotech. Geoenviron. Eng., 127, 1, 2001, 84–96.
- [41] Chowdhury R., Rao B., *Hybrid high dimensional model representation for reliability analysis*, Comput. Methods Appl. Mech. Eng., 198, 2009, 753–765.
- [42] Clapp R., Hornberger, *Empirical equations for some soil hydraulic properties*, Water Resources Research, 14, 1978, 601–604.
- [43] Clemence S., Finbarr A.O., *Design considerations for collapsible soils*, J. Geotech. Eng. Div. ASCE, 107, GT3, 1981, 305–317.
- [44] Clevenger W.A., *Experiences with loess as foundation material*, [w:] Proc. ASCE, 82, 1956, 25.
- [45] Consoli N.C., Casagrande M.D.T., Thome A., Rosa F., Fahey M., *Effect of relative density on plate loading tests on fibre-reinforced sand*, Geotechnique, 59, 5, 2009, 471–476.
- [46] Corey A., *Measurement of water and air permeability in unsaturated soil*, Proceedings of the Soil Science Society of America, 21, 1957.
- [47] Das B.M., *Principles of Foundation Engineering*, 3 ed, PWS Publishing Company, International Thomson Publishing Inc, Boston, 1995.
- [48] Delage P., Cui Y., Antoine P., *Geotechnical problems related with loess deposits in northern france*, [w:] Proceedings of International Conference on Problematic Soils, H. Bilsel, Z. Nalbantoglu (red.), Eastern Mediterranean University, 2006, 517–540.
- [49] Denisov N.Y., *A discussion of some properties of loess-loams in connection with changes in their water content. Settlement phenomena of loess-loams*, Sovetskaya Nauka, 1935.
- [50] Denisov N.Y., *The engineering properties of loess and loess-like soils*, rap. tech., Gosstroizdat, 1951.
- [51] Derbyshire E., Meng X., Wang J., Zhou Z., Li B., *Genesis and Properties of Collapsible Soils*, NATO ASI Series, 468, Chapter Collapsible loess on the loess plateau of China, Springer, 1995, 267–293.
- [52] Ditlevsen O.V., *Narrow reliability bounds for structural systems*, Journal of Structural Mechanics, 7, 4, 1979, 453–472.
- [53] Ditlevsen O.V., Madsen H.O., *Structural reliability*, Wiley & Sons, 1996.
- [54] Dudley J., *Review of collapsing soils*, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE, 96, 3, 1970, 925–947.

- [55] Edil T.C., Bosscher P.J., *Engineering properties of tire chips and soil mixtures*, Geotech. Test. J., 17, 4, 1994, 453–464.
- [56] van Eekelen S.J.M., *Basal reinforced piled embankments. Experiments, field study and the development and validation of a new analytical design model*, PhD Thesis, Delft, 2015.
- [57] van Eekelen S.J.M., Bezuijen A., van Tol A.F., *An analytical model for arching in piled embankments*, Geotextiles and Geomembranes, 39, 2013, 78–102.
- [58] Engelund S., Rackwitz R., *Experiences with experimental design schemes for failure surface estimation and reliability*, [w:] Probabilistic Mechanics and Structural and Geotechnical Reliability, Y.K. Lin (red.), American Society of Civil Engineers, Denver, 1992, 252–255.
- [59] Fan C.C., Long J.H., *Assessment of existing methods for predicting soil response for laterally loaded piles in sand*, Computers and Geotechnics, 32, 2005, 274–289.
- [60] Faravelli L.A., *A response surface approach for reliability analysis*, Journal of the Engineering Mechanics Division ASCE, 115, 12, 1989, 2763–2724.
- [61] Fattah M.Y., Aswad M.F., Majeed Q.G., *Hydro compression settlement and collapse of gypseous soils*, [w:] Proceedings of the 4th International Scientific Conference of Salahaddin University, Salahaddin University, 2011, 300–308.
- [62] Fedá J., *Structural stability of subsident loess soil from praha-dejvice*, Eng. Geol., 1, 3, 1966, 201–219.
- [63] Fenton G.A., Griffiths D.V., *Bearing capacity prediction of spatially random  $c - \phi$  soils*, Canadian Geotechnical Journal, 40, 1, 2003, 545.
- [64] Fenton G.A., Griffiths D.V., *Risk assessment in geotechnical engineering*, John Wiley & Sons, 2008.
- [65] Fredlund D.G., Gan J.K., *The collapse mechanism of soil subjected to one dimensional loading and wetting*, [w:] Genesis and Properties of Collapsible Soils NATO ASI Series, 468, 1995, 173–205.
- [66] Fredlund D.G., Morgenstern N., Widger R., *The shear strength of unsaturated soils*, Canadian Geotechnical Journal, 1978.
- [67] Fredlund D.G., Rahardjo H., *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*, John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, 1993, URL [https://www.academia.edu/7474631/Fredlund\\_Unsaturated\\_Soil\\_Mechanics\\_in\\_Engineering\\_Practice\\_2012](https://www.academia.edu/7474631/Fredlund_Unsaturated_Soil_Mechanics_in_Engineering_Practice_2012).
- [68] Fredlund D.G., Rahardjo H., Fredlund M.D., *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, 2012, URL [https://www.academia.edu/7474631/Fredlund\\_Unsaturated\\_Soil\\_Mechanics\\_in\\_Engineering\\_Practice\\_2012](https://www.academia.edu/7474631/Fredlund_Unsaturated_Soil_Mechanics_in_Engineering_Practice_2012).
- [69] Fredlund D.G., Xing A., *Equations for the soil-water characteristic curve*, Canadian Geotechnical Journal, 31, 3, 1994, 521–532.
- [70] Fredlund D.G., Xing A., Fredlund M.D., Barbour S.L., *The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve*, Can. Geotech. J., 32, 1995, 440–448.
- [71] Fredlund M.D., Gitirana G., *Probabilistic methods applied to unsaturated numerical modeling*, Geotech. Geol. Eng., 29, 2, 2011, 217–223.
- [72] Galay B., Steshenko D., *Recommendations on designing and arrangement of bored ground piles made a screw way in subsidence and soft soils*, Stavropol, 2012.

- [73] Gardner W., *Steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a watertable*, Soil Sci., 85, 1958, 228–232.
- [74] Gawin D., Baggio P., Schrefler B., *Coupled heat, water and gas flow in deformable porous media*, International Journal for Numerical Methods in Fluids, 20, 1995, 969–987.
- [75] Gibbs H., Bara J., *Field Testing of Soils*, Chapter Predicting surface subsidence from basic soil tests, STP322, ASTM International, 1962, 231–247.
- [76] Grabowska-Olszewska B., *Geologia stosowana. Właściwości gruntów nienasyconych*, PWN, Warszawa, 1998.
- [77] Green W.H., Ampt G., *Studies of soil physics. Part I – The flow of air and water through soils*, J. Ag. Sci., 4, 1911, 1–24.
- [78] Haldar S., Sivakumar M., Babu G., *Effect of soil spatial variability on the response of laterally loaded pile on undrained clay*, Computers and Geotechnics, 35, 2008, 537–547.
- [79] Hamid T.B., Miller G.A., *Shear strength of unsaturated soil interfaces*, Can. Geotech. J., 46, 2009, 595–606.
- [80] Han J., Gabr M., *A numerical study of load transfer mechanisms in geosynthetic reinforced and pile supported embankments over soft soil*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, 128, 1, 2002, 44–53.
- [81] Handy R., *Collapsible loess in Iowa*, Soil Sci. Soc. Am. Proc., 37, 1973, 281–284.
- [82] Harikumar M., Sankar N., Chandrakaran S., *Behaviour of model footing resting on sand bed reinforced with multidirectional reinforcing elements*, Geotextiles and Geomembranes, 44, 4, 2016, 568–578.
- [83] Hejazi S.M., Sheikzadeh M., Abtahi S.M., Zadhoush A., *A simple review of soil reinforcement by using natural and synthetic fibers*, Construction and Building Materials, 30, 2012, 100–116.
- [84] Helwany S., *Applied soil mechanics with ABAQUS Applications*, John Wiley & Sons, 2007.
- [85] Hewlett W., Randolph M., *Analysis of piled embankments*, Ground Engineering, 21, 3, 1988, 12–18.
- [86] Hibbitt D., Karlsson B., Sorensen P., *Abaqus manual*, Karlsson & Sorensen, Inc., USA, 2002.
- [87] Hoover J.M., Moeller D.T., Pitt J.M., Smith S.G., Wainaina N.W., *Performance of randomly oriented fiber reinforced roadway soils – A laboratory and field investigation*, Project report HR-211. Department of Civil Engineering, Engineering Research Institute, Iowa State University, Ames, 1982.
- [88] Houston S., *Foundations and pavements on unsaturated soils – Part I: Collapsible soils*, [w:] Proc. 1st Int. Conf. Unsaturated Soils UNSAT, Balkema, Paris, 1995, 1421–1439.
- [89] Iden S.C., Durner W., *Comment on “Simple consistent models for water retention and hydraulic conductivity in the complete moisture range” by A. Peters*, Water Resour. Res., 50, 9, 2014, 7530–7534.
- [90] *General principles on reliability of structures*, Standard ISO 2394:2000, International Organization for Standardization, 2000.

- [91] Iwata S., Tabuchi T., *Soil water interaction: Mechanisms and applications*, Marcel Dekker, USA, 1988.
- [92] Jenck O., Dias D., Kastner R., *Three-dimensional finite difference numerical modelling of a piled embankment section*, [w:] Symposium Rigid Inclusions in Difficult Subsoil Conditions, 2006, 162–176.
- [93] Jennings J.E., Knight K., *The additional settlement of foundation due to collapse of sandy soils on wetting*, [w:] Proc. 4th ICSMFE, 1, 1957, 316–319.
- [94] Jennings J.E., Knight K., *A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure*, [w:] Proc. Sixth Regional Conference for Africa, Durban, South Africa, 1975.
- [95] Jiang H., Xie Y., *A note on the Mohr–Coulomb and Drucker–Prager strength criteria*, Mechanics Research Communications, 38, 2011, 309–314.
- [96] Jiangheng L., *A study of the mechanical behavior of cemented soils via Structured Cam Clay*, Master of engineering – research thesis, School of Civil, Mining and Environmental Engineering, University of Wollongong, 2013.
- [97] Kahyaoglu M., *Soil arching and load transfer mechanism for slope stabilized with piles*, Journal of Civil Engineering and Management, 18, 5, 2012, 701–708.
- [98] Kaniraj S R., Havanagi V G., *Behaviour of cement-stabilized fiber-reinforced fly ash-soil mixtures*, J. Geotech. Geoenviron. Eng. ASCE, 127, 27, 2001, 574–584.
- [99] Kempfert H., Gobel C., Alexiew D., Heitz C., *German recommendations for reinforced embankments on pile-similar elements*, [w:] EuroGeo3 – Third European geosynthetics conference, geotechnical engineering with geosynthetics, 2004, 279–284.
- [100] Khalili N., Khabbaz M., *A unique relationship for the determination of the shear strength of unsaturated soils*, Geotechnique, 48, 5, 1998, 681–687.
- [101] Khattak M.J., Alrashidi M., *Durability and mechanistic characteristics of fiber reinforced soil cement mixtures*, Int J Pavement Eng, 7, 1, 2006, 53–62.
- [102] Kisiel I., *Rheology of rocks*, Ossloineum Wroclaw, 1973.
- [103] Knill O., *Probability Theory and Stochastic Processes with Applications*, Overseas Press, 2009.
- [104] Kool J.B., Parker J.C., *Development and evaluation of closed-form expressions for hysteretic soil hydraulic properties*, Water Res. Research, 23, 1987, 105–114.
- [105] Koorevaar P., Menelik G., Dirksen C., *Elements of soil physics*, Elsevier, 1999.
- [106] Kostecki S., Żak S., Strzelecki T., *Modelowanie przepływów przez ośrodki porowate*, DWE, Wrocław, 2008.
- [107] Kousik D.M.S., *Analysis of stone column-supported geosynthetic-reinforced embankments*, Applied Mathematical Modelling, 37, 2013, 2943–2960.
- [108] Kozubal J., Bhat D.R., Pradhan P.M., *Horizontal loaded piles in watered Carpathian flysch* 2018, w przygotowaniu, Archives of Mining Sciences, 14, 2018.
- [109] Kozubal J., Puła W., Stach M., *Reliability assessment of a single pile in unsaturated substrate under climate factors influence*, Procedia Engineering, 91, 2014, 310–316.
- [110] Kozubal J., Puła W., Stach M., *The pile in unsaturated cracked substrate with reliability assessment based on neural networks* 2018, under review in KSCE Journal of Civil Engineering (sent in 2018).

- [111] Kozubal J., Puła W., Wyjadłowski M., Bauer J., *Influence of varying soil properties on evaluation of pile reliability under lateral loads*, Journal of Civil Engineering and Management, 19, 2, 2013, 272–284.
- [112] Kozubal J., Puła W., Wyjadłowski M., Bauer J., *Influence of varying soil properties on evaluation of pile reliability under lateral loads*, Journal of Civil Engineering and Management., 2013.
- [113] Kozubal J., Steshenko D., *The complex compaction method of an unstable loess substrate*, Arabian Journal of Geoscience, 8, 8, 2014, 6189–6198.
- [114] Kozubal J., Steshenko D., Galay B., *The improvement of loess substrates with a new type of soil column with a reliability assessment*, Road Materials and Pavement Design, 15, 4, 2014, 856–871.
- [115] Kozubal J., Szot A., Steshenko D., *Improved road embankment loess substrate under earthquake hazards*, [w:] *Underground infrastructure of urban areas*, C. Madryas, B. Raton (red.), 3, CRC Press, Taylor & Francis Group, 2015, 53–62.
- [116] Kozubal J., Tomanovic Z., Zivaljevic S., *The soft rock socketed monopile with creep effects – A reliability approach based on wavelet neural networks*, Archives of Mining Sciences, 61, 3, 2016, 571–585.
- [117] Kropp A., McMahan D., Houston S., *Field wetting of a compacted soil fill*, [w:] *Proceedings of the 1st International Symposium on Engineering Characteristics and Properties of Arid Soils*, London, 1994.
- [118] Krynine D.P., Judd W.R., *Principles of engineering geology and geotechnics*, McGraw-Hill, New York, 1957.
- [119] Kulhawy F.H., Phoon K., Wang Y., *Reliability-based design of foundations – A modern view*, [w:] *Geotechnical Engineering State of the Art and Practice*, K. Rollins, D. Zekkos (red.), Oakland, California, US, 2012, 102–121.
- [120] Lacasse S., Nadim F., *Reliability and probabilistic methods*, [w:] *Uncertainty in the geologic environment: from theory to practice*, C. Shackelford, P. Nelson, M. Roth (red.), 58, Wisconsin, US, 1996, 49–75.
- [121] Lamé M., *Leçons sur la théorie mathématique: Elasticité des corps solides*, Ecole Polytechnique, Paris, 1852, p. 179–192.
- [122] Larionova N.A., *Use of the silication method for prevention and elimination of man-induced lesions of the geological environment*, [w:] *Modern problems of geology, geophysics and geo-ecology of the North Caucasus*, Proceedings of the II All-Russian scientific and technical conference, Grozny, 2012, 138–148, (w języku rosyjskim).
- [123] Lovisa J., Shukla S.K., Sivakugan N., *Shear strength of randomly distributed moist fiber reinforced sand*, Geosynth. Int., 17, 2, 2010, 100–106.
- [124] Low B.K., Phoon K.K., *Reliability based design and its complementary role to Eurocode 7 design approach*, Computers and Geotechnics, 65, 2015, 229–238.
- [125] Madej J.S., *Ulepszanie podłoża. Materiały pomocnicze do wykładów z zakresu geotechniki*, Politechnika Koszalińska, Koszalin, 2015.
- [126] Magiera R., *Models and methods of mathematical statistics*, GiS, Wrocław, 2007.
- [127] Marquardt D.W., *An algorithm for least-squares estimation of non-linear parameters*, J. Soc. Indust. Appl. Math., 110, 2, 1963.
- [128] Marquardt D.W., *Least-squares estimation of non-linear parameters computer code*, IBM Share Library 309401, IBM, 1966.

- [129] Mashhour I., Hanna A., *Drag load on end-bearing piles in collapsible soil due to inundation*, Can. Geotech. J., 53, 2015, 2030–2038.
- [130] Matsushi Y., Matsukura Y., *Cohesion on unsaturated residual soils as a function of volumetric water content*, Bull. Eng. Geol. Environ., 65, 2006, 449–455.
- [131] McKee C., Bumb A., *Flow-testing coalbed methane production wells in the presence of water and gas.*, rap. tech., In SPE Formation Evaluation, 1987.
- [132] McKelvey J., *The anatomy of soil arching*, Geotextiles and Geomembranes, 13, 1994, 317–329.
- [133] Mein R., Larson C., *Modeling infiltration during a steady rain.*, Water Resour. Res., 9, 2, 1973, 384–394.
- [134] Moseley M.P., Kirsch K., *Ground Improvement*, Spon Press, 2004.
- [135] Mualem Y., *A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media.*, Water Resour. Res., 12, 1976, 513–522.
- [136] Muhannad T.S., Lusu N., Caleb D., Hai L., Suguang X., *Installation effects of controlled modulus column ground improvement piles on surrounding soil*, J. Geotech. Geoenviron. Eng. ASCE, 2015.
- [137] Munoz-Castelblanco J.A., Cathie E., Delage P., Pereira J.M., Cui Y.J., *An experimental study on the compression and collapse behaviour of a natural loess from Northern France*, [w:] Proceedings of the 21st European Young Geotechnical Engineers' Conference, Rotterdam, 2011, 285.
- [138] Myers R.H., Montgomery D.C., *Response Surface Methodology Process and Product Optimisation Using Design Experiments*, John Wiley & Sons, New York, 1995.
- [139] Pereira J.H., Fredlund D.G., *Volume change behaviour of collapsible compacted gnesiss soil*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng., 126, 10, 2000, 907–916.
- [140] Pesci M., *Loess is not just the accumulation of dust*, Quaternary International, 7–8, 1990, 1–21.
- [141] Peters A., *Simple consistent models for water retention and hydraulic conductivity in the complete moisture range*, Water Resour. R, 49, 2013, 6765–6780.
- [142] Phoon K., *Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering: Computations and Applications*, Taylor & Francis, London, 2008.
- [143] Phoon K., Kulhawy F.H., *Characterization of geotechnical variability*, Canadian Geotechnical Journal, 36, 4, 1999, 612–624.
- [144] Phoon K., Kulhawy F.H., *Evaluation of geotechnical property variability*, Canadian Geotechnical Journal, 36, 4, 1999, 343–384.
- [145] Pisarczyk S., *Geoinżynieria. Metody modyfikacji podłoża gruntowego*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 2005.
- [146] Prokopovich N.P., *Hydrocompaction of soils along the San Luis Canal alignment, Western Fresno Country, California*, Geological Society of America, Special paper 73, 1963, 60.
- [147] Puła W., *Zastosowania teorii niezawodności konstrukcji do oceny bezpieczeństwa fundamentów*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 2004.
- [148] Rackwitz R., *Reviewing probabilistic soils modeling*, Computers and Geotechnics, 26, 3–4, 2000, 199–223.



- [149] Rawls W.J., Brakensiek D.L., Saxton K.E., *Estimation of soil water properties*, Transaction of the ASAE, 25, 5, 1982, 1316–1320.
- [150] Reese L.C., VanImpe W.F., *Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading*, Balkema, Rotterdam, 2001.
- [151] Rezaiy H., Lashkaripour G.R., Ghafoori M., *Engineering Geology Criteria for Evaluation and Classification of Loess in Golestan*, Province. J. Basic. Appl. Sci. Res., 1, 12, 2011, 3979–2986.
- [152] Rogers C., *Types and distribution of collapsible soils*, [w:] Genesis and Properties of Collapsible Soils, E. Derbyshire, T. Dijkstra, I.J. Smalley (red.), NATO ASI Series, Kluwer Academic Publishers, 1995, 173–205.
- [153] Rogers C.D., *Hydroconsolidation and subsidence of loess. Studies from China, Russia, North Americas and Europe*, Engineering Geology, 37, 1994, 83–113.
- [154] Rogers J.D., *Hydrocompression and hydroswell – new terms in the geotechnical dictionary*, Star Publishing Company, Belmont, CA, Special Publication- Association Of Engineering Geologists, 8, 1998, 119–146.
- [155] Rollins K.M., Rogers G.W., *Mitigation measures for small structures on collapsible alluvial soils*, Journal of Geotechnical Engineering, 120, 1994, 1533–1553.
- [156] Rudiyanto M., Sakai M., Genuchten T., Alazba A., Setiawan B., Minasny B., *A complete soil hydraulic model accounting for capillary and adsorptive water retention, capillary and film conductivity, and hysteresis*, Water Resour. Res., 2015.
- [157] Russell A., Khalili N., *A unified bounding surface plasticity model for unsaturated soils*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 30, 3, 2006, 181–212.
- [158] Russell D., Pierpoint N., *An assessment of design methods for piled embankments*, Ground Engineering, 30, 10, 1997, 39–44.
- [159] Rust E., Heymann G., Jones G., *Collapse potential of partly saturated sandy soils from Mozal*, Mozambique Journal of the South African Institution of Civil Engineering, 47, 1, 2005, 8–14.
- [160] Sanchez-Palencia E., *Non-homogeneous media and vibration theory*, *Lecture Notes in Physics*, 127, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, 1980.
- [161] Sawicki J., *Przeptyw ze swobodną powierzchnią*, PWN, Warszawa, 1998.
- [162] Schaefer V., Berg R., Collin J., Christopher B., DiMaggio J., Filz D., *Ground modification methods – Reference manual*, rap. tech., Ryan R. Berg & Associates, Inc., 2016.
- [163] Schwartz K., *Collapsible soils: Problems of soils in South Africa, state-of-the-art*, The Civil Engineer in South Africa, 27, 1985, 379–393.
- [164] Schwartz K., Yates J., *Engineering properties of aeolian Kalahari sands*, [w:] 7th Regional Conference on Africa Soil Mechanics & Foundry Engineering, Accra, 1980.
- [165] Scott P.S., Farquhar G.J., N. K., *Hysteresis effects on net infiltration*, Am. Soc. Agric. Eng., St. Joseph, Mich., 1983, 163–170.
- [166] Sheng D., Sloan S., Gens A., Smith D., *Finite element formulation and algorithms for unsaturated soils. Part I: Theory*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 27, 9, 2003, 745–765.

- [167] Sillers W.S., Fredlund D.G., *Statistical assessment of soil – water characteristic curve models for geotechnical engineering*, Canadian Geotechnical Journal, 38, 2001, 1297–1313.
- [168] Smalley I., *Theories of loess formation and the significance of the calcim carbonate content of loess*, Earth Science Review, 7, 1971, 67–86.
- [169] Smolczyk U., *Geotechnical engineering handbook*, Ernst & Sohn Verlag, Hoboken, New Jersey, 2002.
- [170] Soares W.C., Coutinho R.C., *Piled rafts with hollow auger piles for building foundations in sand deposits in northeastern Brazil*, [w:] Pan-Am CGS Geotechnical Conference, 2011.
- [171] Sparks A.D., *Partially saturated soils-classification; compressibility of the fluid phase; and the stress equations.*, PhD Thesis, Univ. of the Witwatersrand, 1961.
- [172] Spritzer J.M., Khachan M.M., Bhatia S.K., *Influence of synthetic and natural fibres on dewatering rate and shear strength of slurries in geotextile tube applications*, Int. J. Geosyn. Ground. Eng., 1, 3, 2015, 26.1–26.14.
- [173] Stilger-Szydło E., *Posadowienia budowli infrastruktury transportu lądowego*, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2005.
- [174] Sultan H., *Collapsing soils*, [w:] Proc. Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Speciality Session No. 5, 1969.
- [175] Talbot C.A., Ogden F.L., *A method for computing infiltration and redistribution in a discretized moisture content domain*, Water Res. Research, 44, W08453, 2008, 1–14.
- [176] Tamagnini R., Pastor M., *A thermodynamically based model for unsaturated soils: a new framework for generalized plasticity*, [w:] Unsaturated Soils, C. Mancuso, A. Tarantino (red.), Taylor & Francis Group, London, 2005, 121–137.
- [177] Tan S., Tjahyono S., Oo K., *Simplified plane-strain modeling of stone-column reinforced ground*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134, 2, 2008, 185–194.
- [178] Tandjiria V., Teh C.I., Low B.K., *Reliability analysis of laterally loaded piles using response surface methods*, Structural Safety, 22, 4, 2000, 335–355.
- [179] Tehrani B.H., *Chemical stabilisation of Whaka Terrace Loess Christchurch*, PhD Thesis, University of Canterbury, Christchurch, NZ, 1988.
- [180] Terzaghi K., *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York, 1966.
- [181] Townsend F.C., Anderson J.B., *A compendium of ground modification techniques*, Florida Department of Transportation, 2004.
- [182] Uzielli M.S., Lacasse F., Nadim F., Phoon K., *Soil variability analyze in geotechnical practice*, Proceedings of the 2nd International Workshop on characterisation and engineering properties of natural soils, 3, 2006, 1653–1752.
- [183] Van Genuchten M., *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*, Soil Science Society of America Journal, 44, 1980, 892–989.
- [184] Vanapalli S.K., Fredlund D.G., Pufahl D.E., Clifton A.W., *Model for prediction of shear strenght with respect to soil suction*, Can. Geotech., 33, 1996, 379–392.
- [185] Vanapalli S.K., Lane J.J., *A simple technique for determining the shear strenght of finerfineg unsaturated soils using the conventional direct shear apparatus*, [w:]

- Canadian Speciality Conference on Computer Applications in Geotechnique, 2, Winnipeg, 2002, 245–253.
- [186] Vanmarcke E.H., *Random Fields: Analysis and Synthesis*, MIT Press, Cambridge MA, 1983.
- [187] Vessia G., Cherubini C., Pieczyńska J., Puła W., *Application of random finite element method to bearing capacity design of strip footing*, Journal of GeoEngineering, 4, 3, 2009, 103–112.
- [188] Vessia G., Kozubal J., Puła W., *High dimensional model representation for reliability analyses of complex rock-soil slope stability*, Archives of Civil and Mechanical Engineering, 17, 4, 2017.
- [189] Vilar O.M., *An expediate method to predict the shear strength of unsaturated soils*, Soils and Rock, Int. Geotechnical and Geoenvironmental Journal, 30, 2007, 51–61.
- [190] Wheeler S., Sivakumar V., *An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil*, Géotechnique, 45, 1, 1995.
- [191] Williams J., Prebble R., Williams W., Hignett C., *The influence of texture, structure and clay mineralogy on the soil moisture characteristic*, Australian Journal of Soil Research, 21, 1983, 15–32.
- [192] Wolff T.H., *Analysis and design of embankment dam slopes, a probabilistic approach*, PhD Thesis, Purdue University, 1985.
- [193] Wong P., *The statistical physics of sedimentary rock*, Physics Today, 41, 1984, 24–32.
- [194] Yang X., You X., *Estimating parameters of Van Genuchten model for soil water retention curve by intelligent algorithms*, Appl. Math. Inf. Sci., 7, 5, 2013, 1977–1983.
- [195] Yu H., Douglas C.C., *An analysis of infiltration with moisture content distribution in a two-dimensional discretized water content domain*, Hydrol. Process., 29, 6, 2015, 1225–1237.
- [196] Zaskórski Ł., Puła W., *Safety assessment of shallow foundation using the random finite element method*, [w:] Geotechnical Safety and Risk V, T. Schweckendiek, A. van Tol, D. Pereboom, M. van Staveren, P. Cools (red.), 2015, 689–695.
- [197] Zhang Z.F., *Soil water retention and relative permeability for full range of saturation*, rap. tech., Pacific Northwest National Laboratory, 2010.
- [198] Zhang Z.F., *Soil water retention and relative permeability for conditions from oven-dry to full saturation*, Vadose Zone J., 10, 4, 2011, 1299–1308.
- [199] Zhang Z.F., Ward A.L., Gee G.W., *Describing the unsaturated hydraulic properties of anisotropic soils using a tensorial connectivity-tortuosity (TCT) concept*, Vadose Zone J., 2, 3, 2003, 313–321.
- [200] Zhou W., Chen R., Zhao L., Xu Z., Chen Y., *A semi-analytical method for the analysis of pile-supported embankments*, Appl. Phys. & Eng., 13, 11, 2012, 888–894.
- [201] Zydroń T., Gadowska B., *Shear strength of unsaturated soil under laboratory and theoretical calculations*, Acta Scientiarum Polonorum Formatio Circumiectus, 12, 4, 2013, 119–130.
- [202] Zydroń T., Miętus P., *Wytrzymałość na ścinanie gruntów nienasyconych na przykładzie utworów zwietrzelinowych z okolic Gorlic*, Acta Scientiarum Polonorum Formatio Circumiectus, 15, 1, 2016, 151–163.



# Spis rysunków

1.1.	Szkic przedstawiający krzywe SWCC w kilku charakterystycznych wariantach. Wykonano na podstawie [105] . . . . .	18
1.2.	Histereza SWCC na podstawie [69] . . . . .	19
1.3.	Typowy kształt SWCC dla gruntów za [105] . . . . .	19
1.4.	Porównanie SWCC dla modeli Van Genuchtena i Brooks'a dla gruntu spoistego . . . . .	22
1.5.	Schematyczne przedstawienie SWCC: a) model klasyczny, b) model rozszerzony . . . . .	24
1.6.	Schemat zadania z ustalonym przepływem na powierzchni $q = \text{const}$ . . . . .	32
1.7.	Rozwiązanie (1.58) w reprezentacji graficznej dla wybranych wartości $k_s$ i $\alpha$ . . . . .	33
1.8.	Pęknięta izolacja: a) początkowy schemat, b) awaria izolacji na odcinku 2,0 m . . . . .	34
1.9.	Stan frontu nawilżającego: a) less, b) pył gliniasty, c) glina ilasta . . . . .	35
1.10.	Przebite membrany wodoszczelnej w podłożu lessowym, wstępne nasycenie tylko w wartości podciśnienia wynikającego z warunków podciągania w kapilarach . . . . .	36
1.11.	Ścieżki naprężenia w przestrzeni $\{p, q, s\}$ . . . . .	39
1.12.	Zależność odkształceń w zależności od ssania i ciśnienia – izotropowe warunki obciążenia próbki . . . . .	41
1.13.	Schemat zadania z wysuszonym gruntem . . . . .	41
1.14.	Rozwiązanie zagadnienia przepływu wraz ze zmianą objętości w programie FlexPDE 2D: a) współczynnik wodoprzepuszczalności, b) saturacja $S_e$ , c) kształt próbki poddanej wysuszeniu . . . . .	42
2.1.	Ewolucja kształtu kryterium DP wraz ze wzrostem podciśnienia w porach: 1) grunt nasycony $s = 0$ , 2) częściowo nasycony $s > 0$ . . . . .	48
2.2.	a) widok na fundament palowy, b) mapka z miejscem badania, c) oczep niewspółpracujący z grupą pali, d) oczep współpracujący z grupą pali . . . . .	51
2.3.	Pał pojedynczy zwieńczony oczepem: a) widok z góry, b) analizowany numerycznie wycinek przestrzeni wraz z wymiarami, c) warunki brzegowe w modelu, d) wymiary i zagęszczenie siatki elementów skończonych . . . . .	53
2.4.	Dwa pale zwieńczone oczepem: a) widok z góry, b) analizowany numerycznie wycinek przestrzeni wraz z wymiarami, c) warunki brzegowe w modelu, d) wymiary i zagęszczenie siatki elementów skończonych . . . . .	53

2.5.	Cztery pale zwieńczone oczepem: a) widok z góry, b) analizowany numerycznie wycinek przestrzeni wraz z wymiarami, c) warunki brzegowe w modelu, d) wymiary i zagęszczenie siatki elementów skończonych . . . . .	54
2.6.	Pal pojedynczy: a) przemieszczenia oddane mapą kolorów, b) przemieszczenie konstrukcji pala i oczepu wraz z rozwijającą się strefą odkształceń plastycznych w okolicach podstawy . . . . .	55
2.7.	Dwa pale, obszary odkształceń plastycznych . . . . .	56
2.8.	Strefy odkształceń plastycznych: a) pojedynczy, b) dwa pale, c) grupa czterech pali, na wykresie, d) nośności w zależności od przemieszczenia pionowego . . . . .	56
2.9.	Zestawienie wyników obciążania dla przemieszczenia pionowego 50 mm (graniczne): a), b) pal pojedynczy, c), d) dwa pale, e), f) cztery pale; w lewej kolumnie odkształcenia plastyczne oraz w prawej przemieszczenia . . . . .	57
2.10.	Porównanie wyników obliczeń numerycznych (linia) i próbnego obciążenia statycznego pali (punkty) z oczepem: a) jeden, b) dwa, c) cztery pale . . . . .	58
2.11.	Porównanie wyników obliczeń numerycznych (linia) i próbnego obciążenia statycznego pali (punkty) bez uwzględnienia oczepu: a) jeden, b) dwa, c) cztery pale . . . . .	59
2.12.	Wyniki obliczeń numerycznych dla różnych wartości sztywności podłoża, spójności i kąta tarcia wewnętrznego, do wykresów dołączono również odpowiedź grupy pali bez uwzględnienia oddziaływania oczepu . . . . .	60
2.13.	Wyniki obliczeń numerycznych dla jednego pala z oczepem prezentują zależność przemieszczenia pionowego oczepu: a) w funkcji $E_m$ – sztywności podłoża oraz siły pionowej $F$ , $\varphi = 33$ deg, spójność = 1 kPa, b) w funkcji kąta tarcia wewnętrznego do siły, spójność = 1 kPa, $E_m = 50$ MPa, c) w funkcji kohezji do siły pionowej dla $\varphi = 33$ deg, $E_m = 50$ MPa, d) w funkcji kohezji i kąta tarcia wewnętrznego i stałej siły $F_m = 2,5$ MN, $E_m = 50$ MPa . . . . .	61
2.14.	Wyniki obliczeń numerycznych dla czterech pali z oczepem, prezentują zależność przemieszczenia pionowego oczepu: a) w funkcji $E_m$ – sztywności podłoża oraz siły pionowej $F$ , $\varphi = 33$ deg, spójność = 1 kPa, b) w funkcji kąta tarcia wewnętrznego do siły, spójność = 1 kPa, $E_m = 50$ MPa, c) w funkcji kohezji do siły pionowej dla $\varphi = 33$ deg, $E_m = 50$ MPa, d) jako funkcja kohezji i kąta tarcia wewnętrznego i stałej siły $F_m = 7,0$ MN, $E_m = 50$ MPa . . . . .	62
2.15.	Schemat hydraulicznych warunków brzegowych dla oczepu: a) niewspółpracującego z grupą pali, b) współpracującego z grupą pali . . . . .	63
2.16.	Model pala w ośrodku nienasyconym: a) schemat hydraulicznych warunków brzegowych, b) szkic przestrzenny mechanicznych warunków brzegowych w zadaniu . . . . .	63
2.17.	Ścieżka zmiany ssania: a) układ jednego pala z oczepem, b) układ czterech pali z oczepem . . . . .	64
2.18.	a) Schemat sieci neuronowej, b) pojedynczy neuron . . . . .	73
2.19.	Wyniki obliczeń wskaźnika niezawodności wykonane dla zestawu zmiennych (E3) z tabeli 2.6 . . . . .	74

2.20. Wyniki obliczeń wskaźnika niezawodności wykonane dla zestawu zmiennych (E3) wraz z zablokowanymi skrajnymi położeniami zwierciadła wody gruntowej . . . . .	75
2.21. Ilustracja oznaczeń spękanej warstwy przypowierzchniowej w trakcie wysuszania	76
2.22. Wycinek przestrzeni wraz z pałem – warunki brzegowe i siatka – przekrój w izometrii . . . . .	76
2.23. Pojawienie się stref plastycznych w rozwiązaniu: a) przekrój przez model, b) powiększenie pala wraz z strefą uplastycznionego materiału, c) izometria strefą uplastycznionego materiału . . . . .	78
3.1. Typowe wiązania w strukturze lessu: a) mała domieszka ilu, b) mała domieszka węglanów ( $\text{CO}_3^{2-}$ lub $\text{HCO}_3^{-}$ ), c) znaczna ilość domieszek ilu, d) znaczna ilość domieszek węglanów (na podstawie koncepcji [153]) . . . . .	82
3.2. Wyniki typowych badań edometrycznych lessu, gdzie: $\sigma$ – naprężenie pionowe, $e$ – wskaźnik porowatości: a) nieskonsolidowany o cechach zapadowych, b) nieskonsolidowany bez cech zapadowych, c) normalnie skonsolidowany, d) przekonsolidowany, gdzie odpowiednio: 1 – próbka sucha, 2 – próbka nawilżona, 3 – pasta gruntowa na podstawie badań [72] . . . . .	84
3.3. Osady morskie i aluwialne w rejonie północnego Kaukazu: 1) region 1 warstw osadowych >20 m z lessami także grubości >20 m, spodziewana wielkość osiadań może przekroczyć 50 cm, 2) region 2 dla osadowych >20 m, lessu >10 m, osiadania 15–50 cm, 3) region 3 osadowe >20 m, less 10–20 m, osiadania 5–15 cm, 4) region 4 z osadowymi <20 m, less <10 m, osiadania <5 cm. Wykonano na podstawie [114] . . . . .	85
3.4. Metody mechaniczne i fizyczne wzmocnienia gruntu [83] . . . . .	88
3.5. Etapy wykonania kolumn gruntowych w strukturalnie niestabilnym materiale lessowym (szczegółowo rozwinięte w tekście): 1) wiercenie, 2) pierwszy etap zagęszczania, 3) drugi etap zagęszczania z częściowym uzupełnieniem gruntem miejscowym, 4) podniesienie głowicy wierzącej, 5) dwurdzeniowa kolumna gruntowa . . . . .	92
3.6. Wiertnice na podwoziu półciągarówki w trakcie wykonywania WKG – FR obwody Rostowski i Stavropolski w latach 2012–2014 . . . . .	93
3.7. Odkopana głowica WKG FR 2014 Stavropol, różne ujęcia . . . . .	93
3.8. Kolumny gruntowe wzmacniające nasyp: a) poziomy przekrój w płaszczyźnie głowic kolumn, b) plan homogenizacji – kompozyt gruntowy, c) profil wzmocnienia . . . . .	95
3.9. Przekroje przez kolumny gruntowe wraz z warunkami brzegowymi: a) obciążenie podatne – nasyp, b) obciążenie idealnie sztywne . . . . .	95
3.10. Przekrój przez sekcje kolumny gruntowej wzdłuż osi symetrii z oznaczeniami, wymuszenie obciążeniem podatnym (naprężenie na powierzchni kontaktu) . . . . .	97
3.11. Przekrój przez sekcje kolumny gruntowej wzdłuż osi symetrii z oznaczeniami, wymuszenie przemieszczenia pionowego . . . . .	101
3.12. Schemat rozmieszczenia kolumn w siatce trójkątnej . . . . .	104

- 3.13. Wyniki dla  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  i  $E_c = 10,0 \text{ MPa}$ : a) koncentracja naprężeń opisana przez  $\eta$  (3.17), b) uśredniony moduł Younga  $E'_h$  [MPa] warstwy wzmocnionej (3.16) . . . . . 105
- 3.14. Sklepienie „podwójne” jako rozwinięcie koncepcji Carlssona [34], gdzie  $\delta$  jest nachyleniem tworzącej „sklepienia” od osi pionowej: a) częściowo utworzone sklepienie, b) w pełni uformowane sklepienie w dostatecznie grubej warstwie transmisyjnej . . . . . 106
- 3.15. Maksymalna dopuszczalna wysokość nasypu  $H$  dla kolumn o  $E_c = 10,0 \text{ MPa}$  w funkcji ich spójności  $\{10, 15, \dots, 45, 50\}$  kPa . . . . . 108
- 3.16. Wskaźnik niezawodności  $I_\beta$  dla serii różnych rozstawów między kolumnami wzmocnienia  $2r_{\text{mod}} = \{1,0, 1,1, 1,2, 1,3, 1,4, 1,5\}$  m – stany sprężyste dla:  
a) SD = 25%, b) SD = 20%, c) SD = 15%, d) SD = 10% . . . . . 109
- 3.17. Widok w dwóch położeniach głowicy dozująco-zagęszczającej (PB-2016) dla koncepcji modelowej (etap prototypowania) . . . . . 112
- 3.18. Geometria zadania i szczegóły trójwymiarowego modelu: a) rdzeń zbudowany z elementów C3D8R, b) przekrój A1-A2 przez model z osadzonymi włóknami, c) włókno w siatce elementów skończonych programu Abaqus . . . . . 113
- 3.19. Przykładowa realizacja modelu w programie Abaqus: a) przekrój poziomy, b) przekrój pionowy . . . . . 114
- 3.20. Ścieżki obciążenia dla rdzeni wzmocnionych włóknami . . . . . 114
- 3.21. Rozwiązanie zagadnienia numerycznego monitorowane w kilku punktach rdzenia dla ścieżek obciążenia zgodnych z rys. 3.20: a) 11 krok obliczeniowy 11, b) 12 krok obliczeniowy, c) 13 krok obliczeniowy . . . . . 115
- 3.22. Metoda triplet: a) makroniwelacja, wykonanie obwałowań, zaznaczenie geodezyjnie miejsc wierceń, 1 – płytki wykop miejscowo uzupełniony obwałowaniem, 2 – marki punktów pod otwory; b) wiercenie otworów 2 – otwory o średnicy 180 mm i długości 6 m, 3 – instalacja ładunków amonitu; c) nawodnienie wspomagane otworami 5 – strefa nasyciona; d) eksplozje ładunków wybuchowych 6 – obszar wpływu detonacji, 7 – strefa zagęszczona eksplozjami, 8 – strefa częściowo zagęszczona; e) kolumny gruntowe 9 – materiał wzmocniony WKG [113] . . . . . 117
- 3.23. Fotografie z przebiegu prac wzmacniających: a) przygotowanie terenu (niwelacja, obwałowanie, wprowadzenie ładunków amonitu), b) nawodnienie, c) detonacje ładunków amonitu . . . . . 118
- 3.24. Proces nawadniania, widok spoza obszaru fabryki, w tle zabudowa działki sąsiedniej . . . . . 119
- 3.25. Ładunki z zestawu nr 112.1 przygotowane do umieszczenia w otworze wiertniczym . . . . . 121
- 3.26. Zapadnięcia i rozwarstwienie na granicy obszaru wzmacnianego . . . . . 121
- 3.27. Podłoże wzmocnione WKG oraz geosyntetykami: a) warunki brzegowe – mechaniczne, b) warunki brzegowe – hydrauliczne, c) profil ssania dla nasypu o wysokości  $B$ , wysokość wzmacnianego obszaru oznaczono jako  $H$ ,  $w$  oznacza wysokość WKG do p.z.w.g. . . . . 122



- 3.28. Typy kontaktu i elementów skończonych zastosowane w analizie osiowo-symetrycznego problemu: a) wzmocnione geosyntetykiem, b) bez wzmocnienia podstawy nasypu geosyntetykiem . . . . . 125
- 3.29. Wykres zbiorczy pionowego obciążenia równomiernie rozłożonego  $p$  na nasypie do odkształceń dla wszystkich rozwiązanych przypadków deterministycznych z zaznaczonymi strefami właściwości (opis w tekście) . . . . . 125
- 3.30. Wykresy pionowego obciążenia równomiernie rozłożonego  $p$  na nasypie do odkształceń wybranych sytuacji modelowych: a) dla  $\alpha = \{0,010, 0,015, \dots, 0,030\}$  kPa<sup>-1</sup>,  $k_s = 1,0 \cdot 10^{-7}$  m/s,  $q = 10,0 \cdot 3,14 \cdot 10^{-9}$  m/s, dla grubości geomembrany  $2,0 \cdot 10^{-3}$  m, b)  $k_s = 10,0 \cdot 10^{-7}$  m/s,  $q = 10,0 \cdot 3,14 \cdot 10^{-9}$  m/s i grubości geomembrany  $2,0 \cdot 10^{-3}$  m . . . . . 126
- 3.31. Schemat z przyjętymi zmiennymi losowymi w zadaniu niezawodnościowym . . 127
- 3.32. Rezultaty dla pełnego zestawu 625 przypadków: a) z ograniczeniem przemieszczeń pionowych  $d_{\max} = 25$  mm, b) z ograniczeniem przemieszczeń pionowych  $d_{\max} = 30$  mm. Oznaczono: WNN (Morlet) – sieć bazująca na funkcji falki typu Morleta, WNN (Gauss) – sieć bazująca na funkcji falki typu Gaussa, NN – sieć perceptronowa, RBF – funkcja o bazie radialnej . . . 129
- 3.33. Rezultaty dla pełnego zestawu 60% przypadków: a) z ograniczeniem przemieszczeń pionowych  $d_{\max} = 25$  mm, b) z ograniczeniem przemieszczeń pionowych  $d_{\max} = 30$  mm. Oznaczono: WNN (Morlet) – sieć bazująca na funkcji falki typu Morleta, WNN (Gauss) – sieć bazująca na funkcji falki typu Gaussa, NN – sieć perceptronowa, RBF – funkcja o bazie radialnej . . . 129



## Spis tabel

1.1.	Zestawienie wybranych cech gruntów za [135] – wybór wartości, zachowano oryginalne nazwy gruntów . . . . .	20
1.2.	Zestawienie wybranych cech gruntów za [135, 183, 194] . . . . .	21
1.3.	(Część 1) Parametry wodoprzepuszczalności dla krzywych nawilżania i osuszania w PDI bazującym na modelu Van Genuchtena dla siedmiu typów gruntów za [89] . . . . .	25
1.4.	(Część 2) Parametry wodoprzepuszczalności dla krzywych nawilżania i osuszania w PDI bazującym na modelu Van Genuchtena dla siedmiu typów gruntów za [89] . . . . .	26
1.5.	Współczynnik filtracji dla gruntów w stanie nasycenia $k_s$ (za [161]) . . . . .	29
1.6.	Parametry gruntów do obliczeń porównawczych . . . . .	34
2.1.	Porównanie między obwiednią Coulomba–Mohra a Druckera–Pragera za propozycjami Jianga . . . . .	49
2.2.	Zestawienie współczynników zmienności dla gruntów na podstawie danych literaturowych [35, 149, 167] . . . . .	67
2.3.	Zależność między prawdopodobieństwem awarii a wartością wskaźnika niezawodności (EN 1990, 2002) . . . . .	70
2.4.	Wskaźniki niezawodności w zależności od kosztów zapewnienia bezpieczeństwa i skutków awarii (JCSS 2001, EN 1990, ISO 9324) . . . . .	70
2.5.	Docelowa wartość wskaźników niezawodności dla stanów granicznych (JCSS, 2001) . . . . .	71
2.6.	Parametry przyjęte do analizy wrażliwości w zadaniu (E3) . . . . .	72
2.7.	Zmienne losowe, zakresy i ich rozkłady . . . . .	78
2.8.	Rezultaty obliczeń niezawodnościowych dla zadania . . . . .	79
2.9.	Analiza wrażliwości dla zadania . . . . .	79
3.1.	Umowna skala zagrożenia wystąpienia osiadań zapadowych w gruntach . . . . .	86
3.2.	Wartości parametrów wytrzymałościowych lessu. Materiał podłoża: 1) w stanie naturalnym, 2) 2–3 dni po wykonaniu procesu wzmocnienia technologią WKG, 3) rok po wykonaniu wzmocnienia . . . . .	107
3.3.	Wartości przyjęte do wykonania obliczeń niezawodnościowych . . . . .	109
3.4.	Rezultaty wartości $I_\beta$ dla rozstawu kolumn gruntowych $2r_{\text{mod}}$ . . . . .	110

3.5.	Właściwości fizyczne i mechaniczne różnych typów włókien polimerowych i naturalnych ( $R_m$ wytrzymałość na rozciąganie, $E$ moduł sprężystości), wartości zestawiono na podstawie prac: [45, 98, 101, 123, 172] . . . . .	111
3.6.	Właściwości fizyczne i mechaniczne różnych typów włókien szklanych ( $R_m$ wytrzymałość na rozciąganie, $E$ moduł sprężystości) . . . . .	112
3.7.	Efekty wzmocnienia metodą trój etapową . . . . .	120
3.8.	Parametry gruntów do rozwiązań deterministycznych . . . . .	123
3.9.	Zbiory wartości zastosowanych parametrów do tworzenia zestawów obliczeniowych . . . . .	124
3.10.	Wartości przyjęte do wykonania analiz niezawodnościowych . . . . .	129

# Strengthening collapsible and unsaturated substrates. Summary

In this work there are presented physical properties of multiphase material under negative pressure in the pores, affecting the flow of water, considered as the relationship between the saturation of the pores and the value of matric suction. The process of moisture content changes is supplemented by the description of the strength properties of the partially saturated substrate. The effective stresses are based on Terzaghi's dependence, regarding modification made by Bishop for consideration of the negative pore pressure. Theoretical calculations are based on the criterion of the strength of the unsaturated soil in correlation with the Fredlund's concept along with subsequently followed modifications.

In the part concerning the features of unsaturated soil, the problem of the group of piles cooperating with the pile cap under the vertical load has been solved. The numerical modeling algorithm was made in correlation with symmetry and then calibrated what was based on numerous field experiments. The applicability of well-documented issues concerning saturated soil mechanics was extended while taking into account substrates with negative air pressure in the pores. The author paid attention to methods for strengthening the eolic collapsible material – loess, as the particular part of unsaturated soils. The following list presents the wide choice of possible solutions that have been experimented on field tests:

- bored multilayer soil columns,
- bored multilayer soil columns reinforced by adding fibers to their core and shell,
- the triplet method, which seems to be an option considering soil columns after the process of a high-energy consolidation and deep humidification of the substrate,
- the above methods supplemented with geotextiles additionally.

The work presents three-dimensional numerical models, including FEM, FDM, allowing the tracking of processes which take place in the contact between structural components and soil. There are options for an improved substrate including the reinforcement with geotextiles and analytical models that are convenient to use. The work is focused on forecasting the flow in the substrate material and detecting possible sources of water. The randomness has got a significant role in the process

of water transportation in capillaries such as distribution, diameter, length, and relations between them. As a result, this seems to introduce a complementary component for calculations and considerations in the area of reliability analysis. The special reliability methods are used in case of nonlinear material in order to detect and obtain small failure probability values.

In the technological core part, the problem of preventing failures of embankments on sensitive soils is taken into consideration. The key issue seems to be bored multilayer soil columns along with analytical solutions which try to offer a highly effective way to improve loess substrate. They give a long-lasting effect of the increased value of stiffness strength, which results in increased resistance of the constructed structure both to overload and hydration.

The technologies presented might be characterized by a small number of supplements as well as by small energy and labor consumption. The reinforced base material is deprived of sensitivity to any changes in saturation and has got better strength parameters.



**W monografii *Wzmacnianie podłoża w gruntach zapadowych i nienasyconych* przedstawiono metody wyznaczania zmian podciśnienia wody w porach gruntu oraz opisano wpływ wilgotności na zmianę cech fizycznych i wytrzymałościowych podłoża. Podjęto zagadnienia dotyczące zabezpieczenia podłoża zapadowego za pomocą wielowarstwowych kolumn gruntowych oraz materiału wzmocnionego włóknami, a także podano przykłady fundamentu pośredniego obciążonego siłami pionowymi i poziomymi oraz fundamentu palowego współpracującego z ocepem. Analizowane w pracy technologie udokumentowano przykładami realizacji. Ze względu na znaczne niepewności, jakimi obarczony jest opis materiałów geotechnicznych, wprowadzono analizę niezawodnościową jako element rozwiązania oraz wnioskowania.**



**Książka może być przydatna nie tylko dla geotechników, lecz także dla innych osób zainteresowanych tematyką wzmacniania podłoża zapadowego metodami o małej energochłonności, niewymagającymi zaawansowanego sprzętu technicznego.**



**Wydawnictwa Politechniki Wrocławskiej są do nabycia w księgarni  
ul. C.K. Norwida 9, 50-374 Wrocław, tel. 71 328 08 95  
Prowadzimy sprzedaż wysyłkową: [zamawianie.ksiazek@pwr.edu.pl](mailto:zamawianie.ksiazek@pwr.edu.pl)**

**ISBN 978-83-7493-061-1**