

Na prawach rękopisu

Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego
Politechniki Wrocławskiej

Raport serii PRE nr 2/2026

Praca doktorska

**Zagadnienia nośności granicznej w spękanym
podłożu nienasyconym o cechach losowych**

Mgr inż. Piotr Wyborski

Słowa kluczowe:

grunty nienasycone,
pęknięcia gruntu,
probabilistyka,
wzmacnianie podłoża,
nośność graniczna.

Promotor: dr hab. inż. Janusz Kozubal, prof. uczelni

Promotor pomocniczy: dr inż. Zofia Zięba

Autor: mgr inż. Piotr Wyborski

Politechnika Wrocławska
Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego
Katedra Geotechniki, Hydrotechniki, Budownictwa Podziemnego i Wodnego
Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław
tel. 71 320 23 45 tel./fax. 71 320 36 45

Raport został złożony w Redakcji Wydawnictw Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej w marcu 2026 r.

Lista odbiorców:

Recenzenci	3 egz.
Promotor	1 egz.
Promotor pomocniczy	1 egz.
Autor	1 egz.
Archiwum W-2	1 egz.

Spis treści

Spis treści	1
Wykaz symboli	4
1. Wstęp.....	10
1.1. Struktura rozprawy.....	10
1.2. Cel pracy	13
1.3. Tezy badawcze	16
1.4. Uzasadnienie podjęcia tematu.....	17
2. Stan wiedzy i podstawy teoretyczne.....	22
2.1. Zarys mechaniki pękania	22
2.2. Proces inicjacji i rozwoju pęknięć	30
2.2.1. Inicjacja pęknięć w gruntach.....	30
2.2.2. Obserwacja i typologia siatek pęknięć	42
2.3. Czynniki wpływające na powstawanie pęknięć.....	50
2.4. Zabiegi ograniczające powstawanie pęknięć	54
2.4.1. Dodatki chemiczne.....	54
2.4.2. Dodatek włókien	56
2.4.3. Wpływ dodatków na nośność graniczną	63
2.5. Numeryczne modelowanie pęknięć gruntu.....	64
2.6. Luki badawcze	69
3. Badania laboratoryjne parametrów wytrzymałościowych oraz intensywności pęknięć gruntów nienasyconych	73
3.1. Materiały gruntowe i dodatki.....	74
3.1.1. Materiał gruntowy podstawowy.....	74
3.1.2. Materiał gruntowy niespoisty	76
3.1.3. Cement	77
3.1.4. Pył granodiorytowy	77
3.1.5. Zbrojenie włóknami	79
3.2. Przygotowanie próbek i procedury laboratoryjne	84
3.2.1. Wykonanie próbek do badań wytrzymałości na ścinanie.....	84
3.2.2. Wykonanie próbek do badań wytrzymałości na ściskanie w stanie jednoosiowego naprężenia 87	
3.2.3. Wykonanie próbek do badań intensywności pękania powierzchniowego.....	92
3.2.4. Przygotowanie próbek do badań pęknięć za pomocą tomografii komputerowej	94
3.3. Opis zastosowanych metod badawczych i pomiarowych	97

3.3.1.	Badanie wytrzymałości na ścinanie	97
3.3.2.	Metody oznaczania wartości ssania oraz opis wyznaczania ssania metodą bibuły filtracyjnej w wybranych próbkach gruntu poddanych badaniu ścinania	99
3.3.3.	Badanie wytrzymałości na ściskanie w jednoosiowym stanie naprężenia	103
3.3.4.	Badania intensywności pęknięć powierzchniowych	105
3.3.5.	Badania pęknięć za pomocą tomografii komputerowej	110
4.	Wyniki badań laboratoryjnych	112
4.1.	Wyniki badań wytrzymałościowych	112
4.1.1.	Wyniki badania wytrzymałości na ścinanie	112
4.1.2.	Wyniki badań ssania wybranych próbek poddanych ścinaniu	121
4.1.3.	Wyniki badania wytrzymałości na ściskanie w jednoosiowym stanie naprężenia	122
4.2.	Analiza procesu wysychania i charakterystyka pęknięć	131
4.2.1.	Wyniki obserwacji intensywności pęknięć powierzchniowych	131
4.2.2.	Wyniki badań pęknięć za pomocą tomografii komputerowej	138
4.3.	Wnioski z badań laboratoryjnych	146
4.3.1.	Badanie wytrzymałości na ścinanie oraz oznaczenia ssania	146
4.3.2.	Badanie wytrzymałości na ściskanie w jednoosiowym stanie naprężenia	148
4.3.3.	Obserwacje intensywności pęknięć powierzchniowych	151
4.3.4.	Badanie pęknięć za pomocą tomografu.....	152
5.	Analiza i modelowanie zachowania gruntów nienasyconych	154
5.1.	Prognozowanie intensywności pęknięć i ocena cech gruntu wpływających na pękanie z wykorzystaniem uczenia maszynowego.....	154
5.1.1.	Metodyka badań	155
5.1.2.	Korelacje cech gruntu z intensywnością pęknięć.....	157
5.1.3.	Modele drzewa regresyjnego	160
5.1.4.	Szacowanie intensywności pęknięć z wykorzystaniem modelu lasu losowego.....	163
5.2.	Nośność graniczna i analiza niezawodności posadowienia stopy fundamentowej na wzmocnionym podłożu nienasyconym	170
5.2.1.	Metoda zbiorów losowych	170
5.2.2.	Nośność graniczna podłoża pod stopą fundamentową.....	174
5.2.3.	Ocena niezawodności.....	179
5.3.	Modelowanie numeryczne rozwoju pęknięć.....	196
5.3.1.	Model matematyczny i parametry wejściowe	196
5.3.2.	Model numeryczny i procedura obliczeń	205
5.3.3.	Wyniki symulacji.....	206
5.3.4.	Porównanie wyników z doświadczeniem.....	226
5.4.	Wnioski z analiz numerycznych i probabilistycznych.....	228

5.4.1.	Prognozowanie intensywności pęknięć z wykorzystaniem metod uczenia maszynowego	228
5.4.2.	Analiza niezawodności posadowienia stopy fundamentowej w gruncie nienasyconym	230
5.4.3.	Modelowanie numeryczne rozwoju pęknięć	231
6.	Podsumowanie i wnioski końcowe	233
6.1.	Najważniejsze rezultaty pracy	233
6.2.	Wkład własny i innowacyjność pracy	239
6.3.	Wnioski praktyczne i aplikacyjne	241
6.4.	Kierunki dalszych badań	242
Załącznik A		244
Załącznik B		250
Załącznik C		264
7.	Bibliografia	267

Wykaz symboli

Poniżej przedstawiono i objaśniono symbole oraz oznaczenia stosowane w niniejszej rozprawie. W niektórych przypadkach ten sam symbol może oznaczać różne wielkości fizyczne. Rozbudowany zakres analizowanych zagadnień oraz liczba wprowadzonych wielkości fizycznych spowodowały, że w nielicznych przypadkach zastosowano powtórne użycie tych samych oznaczeń, przy zachowaniu ich precyzyjnego zdefiniowania w kontekście występowania.

a	długość pęknięcia lub półoś wielka eliptycznego otworu
a, b, c, d	parametry gruntu uzyskiwane eksperymentalnie w modelu wytrzymałości na rozciąganie w modelu Zeha i Witta
b	półoś mała eliptycznego otworu
b_c, b_q, b_γ	współczynniki uwzględniające wpływ nachylenia podstawy fundamentu
c	spójność
c_{app}	spójność pozorna
c'	spójność efektywna
cov	funkcja kowariancji
d_{10}	średnica sita, przez które przechodzi 10% masy gruntu
d_{60}	średnica sita, przez które przechodzi 60% masy gruntu
$e(d)$	błąd losowy o zerowej wartości oczekiwanej, spełniającym założenie stacjonarności
$f(S_r)$	funkcja proporcjonalności w oparciu o teorię koncentracji napreżeń Griffitha
$f(\alpha)$	funkcja gęstości prawdopodobieństwa f parametru geometrycznego pęknięcia α_c
f_i	udział frakcji ilowej
f_p	udział frakcji piaszczystej
f_π	udział frakcji pyłowej

$f_{ij}^{(1)\alpha}$, $\alpha = I, II, III$	funkcja kąta, w mechanice pękanie niezależna od geometrii próbki dla różnych sposobów obciążenia: I, II, III
$g(x)$	funkcja stanu granicznego
h	wektor odległości między danymi punktami lub wysokość formy
i_c, i_q, i_γ	współczynniki nachylenia obciążenia spowodowanego działaniem obciążenia poziomego
k_1, k_2	parametry gruntu uzyskiwane doświadczalnie w modelu wytrzymałości na rozciąganie w modelu Trabelskiego, Jameia, Zenziego i Olivella lub parametry gruntu uzyskiwane doświadczalnie w modelu wytrzymałości na rozciąganie w modelu Pérona
k_s	przewodność hydrauliczna w stanie nasyconym
m	parametr dopasowania modelu van Genuchtena lub podstawowe przypisane prawdopodobieństwa
n	liczba obserwacji lub parametr dopasowania lub wykładnik potęgowy w prawie Ramberga–Osgooda lub jednostkowy wektor normalny do kontury całkowania C
n_n	parametr dopasowania modelu van Genuchtena
p	niezawodność konstrukcji
p_f	prawdopodobieństwo awarii
q	nośność podłoża lub jednostkowy przepływ
q'	efektywny naprężenie od nakładu gruntu w poziomie posadowienia
r	odległość od wierzchołka pęknięcia
r_{ij}	współczynnik korelacji
r_p	długość strefy plastycznej przed frontem szczeliny
s	ssanie gruntu lub punkt podziału lub wektor położenia w przestrzeni
s_c, s_q, s_γ	współczynniki kształtu podstawy fundamentu
t	węzeł podrzędny
u_a	ciśnienie powietrza w porach gruntu
$(u_a - u_w)$	ssanie matrycowe
u_w	ciśnienie wody w porach,
w	wilgotność gruntu
w_f	wilgotność bibuły filtracyjnej
w_{opt}	wilgotność optymalna gruntu
w_p	granica plastyczności
w_L	granica płynności
w_s	granica skurczalności

y_k	rzeczywista wartość zmiennej odpowiedzi dla obserwacji znajdujących się w węźle końcowym
$\hat{y}$	przewidywana wartość zmiennej odpowiedzi
z	wysokość powyżej zwierciadła wody gruntowej
$z(d)$	znormalizowane współrzędne “ z ” w lokalizacji d
A	całkowita powierzchnia próbki gruntu lub zbiory określane jako zbiory ogniskowe
A'	efektywne pole powierzchni podstawy fundamentu
A_c	całkowita powierzchnia pęknięć
A_i	początkowa powierzchnia próbki gruntu
Bel	funkcja belief (przekonania), dolna granica prawdopodobieństwa
B'	efektywna szerokość podstawy fundamentu
CIF	wskaźnik intensywności pęknięć (crack intensity factor)
CR	promień okręgu wpisanego w trójkąt
C_L	gęstość linii pęknięć
$C_{(\alpha)}^n, \alpha = I, II, III$	współczynnik zależny od geometrii próbki oraz zewnętrznego obciążenia dla różnych sposobów obciążenia: I, II, III
D_{frac}	wymiar fraktalny krawędzi pęknięcia i powierzchni pęknięcia
E	moduł sprężystości
$E_{(sat)}$	moduł sprężystości w stanie pełnego nasycenia
$E_{(unsat)}$	moduł sprężystości w stanie nienasyconym
E_0	moduł sprężystości w płaskim stanie odkształcenia
F	siła pionowa
$F(S)$	funkcja zależna od stopnia nasycenia w modelu Snydera i Millera
G	moduł Kirchhoffa
H	siła pozioma
I_n	to wielkość zależna od wykładnika n oraz sposób obciążenia i grubości próbki
I_p	indeks plastyczności
J	całka J
$K_{(\alpha)}, \alpha = I, II, III$	współczynnik intensywności naprężeń WIN, zależny od obciążenia zewnętrznego, długości szczeliny oraz parametrów geometrycznych próbki
L	długość odcinka
L'	efektywna długość podstawy fundamentu
L_{avg}	średnia długość pęknięcia

L_{sum}	suma długości wszystkich pęknięć
MAD	średnia bezwzględna różnica
MAE	średni błąd bezwzględny
MPV	parametr geometryczny α związany z maksymalną wartością $f(\alpha)$
MSD	średnia różnica kwadratowa
MSE	błąd średniokwadratowy
MV	długość odcinka
N	liczba badanych par $\{d, d + h\}$ z przestrzeni P lub liczba obserwacji
N_c, N_q, N_γ	bezwymiarowe współczynniki nośności
N_n	liczba węzłów pęknięć
N_{seg}	liczba pęknięć powierzchniowych
OOB	błąd out-of-bag
Pl	funkcja plausibility (wiarygodności), górna granica prawdopodobieństwa
Pro	prawdopodobieństwo
P_a	ciśnienie atmosferyczne, w tym przypadku przyjęto 101,3 kPa
R	nośność konstrukcji
RH	względna wilgotność powietrza
RMS	pierwiastek średniego błędu kwadratowego
R_{sc}	wskaźnik pęknięć powierzchniowych (surface crack ratio)
S	stopień nasycenia lub obciążenie konstrukcji lub brzeg próbki przy obliczaniu całki J
$S(u_a - u_w)$	stopień nasycenia odpowiadający różnicy ciśnień porowych ($u_a - u_w$)
S_c	krytyczna wartość stopnia nasycenia, przy którym osiągnięta jest maksymalna wartość wytrzymałości na rozciąganie
S_e	znormalizowany stopień nasycenia
S_r	stopień nasycenia lub rezydualny stopień nasycenia
S_r^e	stopień nasycenia w modelu wytrzymałości na rozciąganie Alonso
T	temperatura suszenia
T_i^0	obciążenie na brzegu próbki
U	wskaźnik różnoziarnistości
V	objętość próbki przy jednostkowej grubości
Var	wariancja
W_{avg}	średnia szerokość pęknięcia
W_{sum}	suma szerokości wszystkich pęknięć

X	zbiór zmiennych
$\bar{X}$	średni wartości zmiennych
α	parametr dopasowania w modelu wytrzymałości na rozciąganie Lu lub parametr związane ze strukturą gruntu w modelu wytrzymałości na rozciąganie Alonso lub kąt nachylenia podstawy fundamentu lub stała ze związku Ramberga-Osgooda
α_c	parametr pęknięcia (na przykład długość, szerokość, powierzchnia)
α_{red}	współczynnik redukujący wartość modułu sprężystości
α_E	parametr dopasowania modelu Oh, Vanapalli i Puppala
α_T	współczynnik odkształcalności termicznej lub współczynnik redukcyjny w modelu Baggego
α_{VH}	współczynnik dopasowania w modelu van Genuchtena
α_Ψ	współczynnik skurczu gruntu w funkcji ssania matrycowego
β	wskaźnik niezawodności
β_E	parametr dopasowania modelu Oh, Vanapalli i Puppala
γ_B	ciężar objętościowy gruntu zalegającego poniżej poziomu posadowienia
γ'_B	wartość obliczeniowa efektywnego ciężaru objętościowego gruntu poniżej poziomu posadowienia
γ_D	ciężar objętościowy gruntu zalegającego powyżej poziomu posadowienia
γ_w	ciężar właściwy wody
γ_{xy}	odkształcenie postaciowe
ε_x	odkształcenie normalne na kierunku x
ε_y	odkształcenie normalne na kierunku y lub odkształcenie w kierunku rozciągania jednoosiowej próbki odpowiadające granicy plastyczności
θ	współrzędna biegunowa układu współrzędnych
θ_s	objętościowa zawartość wody w stanie pełnego nasycenia
θ_w	aktualna objętościowa zawartość wody
κ	krzywizna pęknięcia lub parametr gruntu związany z indeksem plastyczności lub parametr dopasowania w modelu ścinania Vanapalli'ego i Fredlunda
$\mu(d)$	wartość oczekiwana, opisująca deterministyczną część zmienności
q	promień zaokrąglenia w dnie pęknięcia
ρ_d	gęstość objętościowa szkieletu gruntowego
ρ_{ds}	maksymalna gęstość objętościową szkieletu gruntowego
ρ_s	gęstość właściwa
$\sigma_{ij}, i, j = 1, 2, 3$	składowe tensora naprężeń
σ_{max}	naprężenie maksymalne

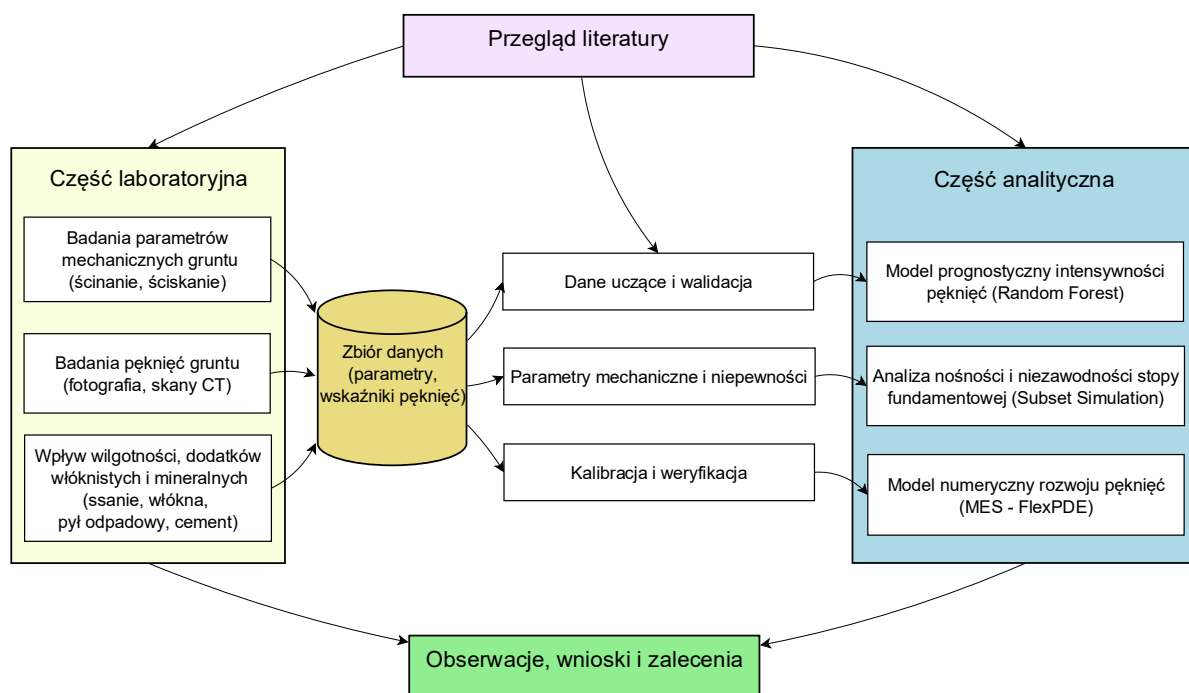
σ_n	naprężenia normlane
$(\sigma_n - u_a)$	naprężenie normalne netto
σ_t	wytrzymałość na rozciąganie gruntu
σ_{tr}	resztkową wytrzymałość na rozciąganie przy pełnym nasyceniu
σ_{tu}	jednoosiowa wytrzymałość na rozciąganie nienasyconego piasku
σ_y	granica plastyczności
σ_{zw}	naprężenie przyłożone do brzegów próbki
σ_A	naprężenia rozciągające w punkcie A
σ_X	odchylenie standardowe zmiennej
σ'	efektywne naprężenie
σ'_n	efektywne naprężenie w gruntach nienasyconych
σ'_t	efektywna wytrzymałość na rozciąganie
$\sigma'_{t,sta}$	efektywna wytrzymałość na rozciąganie w stanie nasyconym
τ	wytrzymałość na ścinanie gruntu
ν	współczynnik Poissona
φ	kąt tarcia wewnętrznego
φ^b	kąt tarcia związane z wartością ssania matrycowego
φ_t	kąt tarcia wewnętrznego określony przy niskich wartościach naprężenia normalnego
φ'	efektywny kąt tarcia wewnętrznego
Φ^{-1}	funkcja odwrotna do dystrybuanty standardowego rozkładu normalnego o średniej równej zero oraz o odchyleniu standardowym równym 1
χ	parametr efektywnego naprężenia Bishopa zależny od stopnia nasycenia
Θ	znormalizowana objętościowa zawartość wody θ_w/θ_s
Π	energia potencjalna
Ψ	ssanie matrycowe
Ψ_o	ssanie osmotyczne
Ψ_t	ssanie całkowite
$\mathfrak{z}$	nośnik zbioru losowego

1. Wstęp

1.1. Struktura rozprawy

Niniejsza praca stanowi studium dotyczące gruntów w stanie nienasyconym, ze szczególnym uwzględnieniem ich potencjału do pękania oraz możliwości jego ograniczenia poprzez modyfikację składu gruntu. Przedmiotem badań był grunt sklasyfikowany jako pył oraz dodatki włókniste i mineralne. Celem pracy była zarówno analiza parametrów mechanicznych mieszanek gruntowych oraz wpływu dodatków na jego właściwości, jak i badania nad ograniczeniem skłonności gruntu do pękania, co ma istotne znaczenie praktyczne w kontekście bezpieczeństwa konstrukcji geotechnicznych oraz trwałości budowli inżynierskich.

Praca obejmuje dwie powiązane ze sobą części: laboratoryjną oraz analityczną. Razem tworzą one powiązany zestaw badań, w którym wyniki doświadczeń stanowią podstawę dalszych analiz i modelowania zachowania gruntów nienasyconych. Takie powiązanie wszystkich etapów badań zapewniło realizację celów naukowych i inżynierskich pracy oraz umożliwiło opracowanie praktycznych wniosków możliwych do zastosowania w geotechnice. Rysunek 1.1 ilustruje schemat wzajemnych powiązań pomiędzy zadaniami badawczymi i analitycznymi realizowanymi w niniejszej dysertacji.



Rysunek 1.1. Schemat powiązania tematycznego zadań wykonanych w ramach rozprawy.

W części laboratoryjnej badaniom poddano pył, określając jego właściwości mechaniczne i skurczowe oraz wpływ zastosowanych dodatków modyfikujących na uzyskiwane parametry. Wśród zastosowanych dodatków znalazły się zarówno materiały powszechnie używane do stabilizacji gruntów, takie jak cement, czy stosowane w zbrojeniu rozproszonym elementów betonowych włókna polipropylenowe, jak i dodatki o charakterze zrównoważonym środowiskowo, w tym włókna juty, włókna pochodzące z recyklingu oraz pył odpadowy o wysokiej zawartości krzemionki. Tak zróżnicowany dobór materiałów pozwolił na analizę wpływu różnych typów dodatków zarówno syntetycznych, jak i naturalnych oraz odpadowych na poprawę właściwości gruntów. W szczególności włókna juty stanowią naturalny, biologicznie neutralny i ekologiczny dodatek. Z kolei zastosowanie włókien z recyklingu oraz pyłu odpadowego umożliwia ponowne wykorzystanie materiałów odpadowych, wpisując się w założenia gospodarki o obiegu zamkniętym i zrównoważonego rozwoju, promowane w dyrektywie Unii Europejskiej [1].

Zakres badań laboratoryjnych obejmował pomiary wytrzymałości na ścinanie oraz ściskanie w jednoosiowym stanie naprężenia, określenie wartości ssania gruntu, a także analizę procesu pęknięcia podczas wysychania. Pęknięcie gruntu badano zarówno na powierzchni próbek za pomocą zdjęć fotograficznych, jak i w przekroju dzięki wykorzystaniu tomografii komputerowej. Uzyskane wyniki pozwoliły opisać zależności między stopniem nasycenia, a jego parametrami mechanicznymi oraz intensywnością pęknięć. Dodatkowo określono

wpływ poszczególnych dodatków na intensywność i charakter siatki pęknięć. W efekcie powstał zbiór danych, stanowiący podstawę dla dalszych analiz.

Wyniki badań eksperymentalnych stanowiły podstawę do realizacji części analitycznej pracy, w której opracowano:

- model prognostyczny intensywności pęknięć gruntu, umożliwiający jednocześnie ocenę wpływu właściwości gruntu oraz warunków wysuszenia na rozwój pęknięć, z wykorzystaniem metod uczenia maszynowego;
- analizy niezawodności posadowienia fundamentowego na nienasyconym podłożu wzmocnianym dodatkami włóknistymi oraz cementem, przeprowadzone z zastosowaniem metody zbiorów losowych (ang. random set method);
- model numeryczny rozwoju pęknięć, opracowany w środowisku FlexPDE, pozwalający na oszacowanie głębokości oraz rozstawu pęknięć.

Model prognostyczny intensywności pęknięć opracowano z wykorzystaniem wariantu uczenia maszynowego - lasu losowego (ang. random forest). Do trenowania modelu wykorzystano dane doświadczalne dotyczące intensywności pęknięcia, wyznaczone na podstawie opracowania zdjęć fotograficznych wysychającej powierzchni gruntu, wyniki badań właściwości zastosowanych gruntów, a także dane zaczerpnięte z literatury. Stworzony model umożliwia prognozowanie intensywności pęknięć w gruntach spoistych na podstawie wilgotności, ich właściwości oraz warunków wysychania. Z wykorzystaniem modelu zidentyfikowano również najistotniejsze cechy gruntu determinujące jego potencjał do pęknięcia. Zastosowanie metod uczenia maszynowego w tym kontekście stanowi skuteczne rozwiązanie, pozwalające na przewidywanie zjawisk nieliniowych i zależnych od warunków środowiskowych.

Analiza niezawodności nośności granicznej podłoża pod stopą fundamentową została przeprowadzona metodą zbiorów losowych. W analizie wykorzystano wyniki laboratoryjne wytrzymałości na ścinanie, obejmujące wszystkie badane mieszanki gruntowe. Celem badań było określenie wpływu stopnia nasycenia gruntu, dodatków zastosowanych do gruntu na nośność graniczną i niezawodność posadowienia. Ważnym elementem danych wejściowych do modelu były niepewności wyznaczonych parametrów gruntu. Analiza ta pozwoliła na bezpośrednie przełożenie wyników badań na praktyczne zastosowania inżynierskie, w szczególności w zakresie projektowania fundamentów i oceny niezawodności w warunkach niepewności parametrów podłoża.

Model numeryczny rozwoju pęknięć został opracowany w programie FlexPDE. Dwuwymiarowy model pozwolił na odtworzenie zjawisk zachodzących w gruncie podczas wysychania, uwzględniając zmienność parametrów mechanicznych, takich jak moduł odkształcenia i wytrzymałość na rozciąganie, w funkcji stopnia nasycenia. Uwzględniono również wpływ ssania na skurcz gruntu. Warunek inicjacji pęknięcia został określony jako przekroczenie naprężeń rozciągających względem lokalnej wytrzymałości. Do kalibracji modelu wykorzystano wyniki badań laboratoryjnych, obejmujące współczynniki skurczu wyznaczone na podstawie opracowania zdjęć wysychającej powierzchni gruntu oraz parametry wytrzymałościowe. Otrzymane rezultaty numeryczne zostały porównane z wynikami eksperymentalnymi pod kątem rozstawu, wykazując wysoką zgodność i potwierdzając skuteczność zaproponowanego podejścia.

Część laboratoryjna dostarczyła danych eksperymentalnych stanowiących podstawę dalszych opracowań. Model prognostyczny umożliwił identyfikację najistotniejszych czynników dla pęknięcia gruntu. Analiza niezawodności pozwoliła ocenić wpływ wilgotności oraz zastosowanych dodatków na bezpieczeństwo posadowienia fundamentów, a model numeryczny zapewnił możliwość odtworzenia procesu pęknięcia gruntu. W ten sposób praca obejmuje pełen cykl badawczy – od obserwacji eksperymentalnych, poprzez analizę i modelowanie, aż po weryfikację numeryczną.

Praca wnosi wkład w badania nad gruntami nienasyconymi, łącząc metody analizy danych z podejściem inżynierskim. Nowatorstwo badań polega na zastosowaniu metod uczenia maszynowego do prognozowania pęknięć gruntów, wykorzystaniu metody zbiorów losowych w analizie niezawodności posadowienia fundamentów oraz opracowaniu numerycznego modelu pęknięcia gruntów opartego na danych eksperymentalnych. Jednocześnie w pracy zwrócono uwagę na aspekt środowiskowy, wskazując możliwości wzmocnienia gruntów z wykorzystaniem rozwiązań bardziej przyjaznych środowisku i zgodnych z zasadami zrównoważonego rozwoju.

1.2. Cel pracy

W niniejszej rozprawie autor podejmuje problematykę zachowania gruntów w stanie nienasyconym, ze szczególnym uwzględnieniem ich podatności na pęknięcie oraz możliwości ograniczania tego zjawiska poprzez odpowiednie modyfikacje materiałowe. Praca obejmuje

zarówno badania doświadczalne, jak i analizy oraz modelowanie zachowania gruntów nienasyconych. Całość tworzy spójny układ, w którym obserwacje laboratoryjne stanowią punkt wyjścia do części analitycznej rozprawy. Uzyskane dane doświadczalne zostały wykorzystane do budowy i weryfikacji opracowanych modeli. Z naukowego punktu widzenia praca poszerza wiedzę o mechanizmach rozwoju pęknięć w gruntach oraz nośności wzmocnionych gruntów nienasyconych, wykorzystując podejście numeryczne, probabilistyczne i metody uczenia maszynowego. Główne cele rozprawy zostały przedstawione i opisane poniżej:

1) **Zbadanie wpływu dodatków modyfikujących oraz wilgotności na wybrane parametry mechaniczne pyłu: wytrzymałość na ścinanie oraz wytrzymałość na ściskanie w jednoosiowym stanie naprężenia.** W badaniach uwzględniono zarówno klasyczne materiały stosowane w geotechnice do stabilizacji gruntów – jak cement portlandzki, jak i dodatki o charakterze zrównoważonym środowiskowo takie jak włókna naturalne jutowe, włókna pochodzące z recyklingu czy pył odpadowy zawierający krzemionkę. Przeprowadzone badania laboratoryjne umożliwiły opis zależności pomiędzy stopniem nasycenia, zastosowanymi dodatkami oraz uzyskiwanymi parametrami mechanicznymi gruntu, a jednocześnie dostarczyły niezbędnych danych do dalszych analiz.

2) **Zbadanie przebiegu procesu wysychania gruntów spoistych oraz ocena wpływu dodatku włókien na intensywność pęknięć, z wykorzystaniem fotografii i pomiarów tomograficznych.**

Wykonano ilościowy opis rozwoju pęknięć w gruntach podczas wysychania. Badania prowadzono zarówno na powierzchni próbek z wykorzystaniem zdjęć fotograficznych, jak i wewnątrz materiału przy użyciu tomografii komputerowej, która umożliwiła określenie charakteru siatki pęknięć w próbce. Dzięki przeprowadzonym badaniom możliwe było określenie zależności intensywności pęknięć od wilgotności i rodzaju zastosowanych dodatków. Uzyskane wyniki zostały wykorzystane w dalszych analizach.

3) **Opracowanie i walidacja modelu prognostycznego intensywności pęknięć z wykorzystaniem metod uczenia maszynowego.** Przeprowadzono identyfikację najważniejszych czynników wpływających na rozwój pęknięć oraz zbudowano prognostyczny model intensywności pęknięć oparty na metodzie lasu losowego.

Opracowane narzędzie pozwala oszacować intensywność pęknięć dla zadanej wilgotności na podstawie podstawowych informacji o gruncie.

- 4) **Analiza niezawodności nośności granicznej posadowienia fundamentowego w gruncie nienasyconym z zastosowaniem metody zbiorów losowych.** Na podstawie wyników badań laboratoryjnych wytrzymałości na ścinanie określono wpływ stopnia nasycenia gruntu oraz zastosowanych dodatków modyfikujących na nośność graniczną podłoża pod stopą fundamentową. Zastosowanie podejścia probabilistycznego umożliwiło analizę niezawodności posadowienia z uwzględnieniem niepewności parametrów wyznaczonych w badaniach laboratoryjnych.
- 5) **Opracowanie i weryfikacja numerycznego modelu rozwoju pęknięć w wysychającym podłożu nienasyconym.** Cel koncentrował się na stworzeniu modelu numerycznego symulującego proces inicjacji i propagacji pęknięć w gruncie spoistym w warunkach wysychania. Model odtwarza zjawiska mechaniczno-skurczowe zachodzące w gruncie podczas wysychania. Uwzględniono zmienność parametrów mechanicznych (moduł odkształcenia, wytrzymałość na rozciąganie) w funkcji ssania matrycowego dzięki czemu możliwe było oszacowanie rozstawu i głębokości pęknięć dla wybranych rodzajów gruntów. Do kalibracji modelu wykorzystano dane z części eksperymentalnej, obejmujące wyniki pomiarów wytrzymałości, skurczu i ssania. Weryfikacji modelu dokonano poprzez porównanie wyników symulacji z obserwacjami eksperymentalnymi.
- 6) **Niniejsza rozprawa, poza celami głównymi przedstawionymi w punktach 1-5, obejmuje także inne cele, które zestawiono poniżej:**
 - a) Ocena potencjału wzmacniającego włókien pochodzenia naturalnego i recyklingowego (juta, PET, odpadowe włókna szklane laminowane żywicą poliestrową) w porównaniu do powszechnie stosowanych w budownictwie włókien polipropylenowych.
 - b) Zbadanie wpływu częściowego zastąpienia cementu pyłem granodiorytowym na właściwości mechaniczne gruntu (spójność, kąt tarcia wewnętrznego, wytrzymałość na ściskanie).
 - c) Określenie, w jaki sposób włókna wpływają na zachowanie gruntów poddanych jednoosiowemu ściskaniu.

1.3. Tezy badawcze

Zakres przeprowadzonych badań, obejmujących część eksperymentalną oraz analityczną wymagał sformułowania tez i hipotez badawczych stanowiących podstawę koncepcyjną rozprawy. Tezy i hipotezy te wyznaczały kierunek prowadzonych analiz, a także stanowiły punkt odniesienia w interpretacji uzyskanych wyników.

W oparciu o przyjęte założenia badawcze sformułowano następujące tezy i hipotezy:

- 1) Modyfikacja składu gruntów spoistych poprzez dodatek włókien i/lub dodatków chemicznych może ograniczyć potencjał do pękania w warunkach wysychania.
- 2) Wprowadzenie do gruntu włókien i/lub dodatków stabilizujących prowadzi do poprawy jego parametrów mechanicznych.
- 3) Wartości parametrów wytrzymałościowych gruntu w stanie nienasyconym są zależne od ssania matrycowego.
- 4) Włókna naturalne lub pochodzące z recyklingu mogą wzmacniać grunty spoiste w stopniu porównywalnym, a nawet wyższym niż stosowane w budownictwie włókna syntetyczne oraz skutecznie ograniczać pękanie, wpisując się tym samym w zasady zrównoważonego rozwoju
- 5) Częściowe zastąpienie cementu w mieszankach cementogruntowych pyłem odpadowym bogatym w krzemionkę pozytywnie wpływa na parametry wytrzymałościowe gruntu oraz stabilizuje zmienność parametrów mechanicznych, wspierając jednocześnie zrównoważone podejście do stabilizacji gruntu.
- 6) Istnieje związek pomiędzy cechami gruntu a występowaniem pęknięć powierzchniowych.
- 7) Złożone zjawisko pękania gruntów w wyniku wysychania może być prognozowane za pomocą metod uczenia maszynowego.

- 8) Zastosowanie metody zbiorów losowych stanowi efektywne narzędzie do analizy niezawodności posadowienia fundamentowego.
- 9) Modelowanie numeryczne procesu pęknięcia gruntów spoistych, oparte na danych eksperymentalnych i wykonane metodą elementów skończonych, umożliwia ilościowe odwzorowanie zjawisk inicjacji i rozwoju pęknięć. Pozwala również na poprawne oszacowanie rozstawu i głębokości pęknięć desykacyjnych w wysychającym gruncie nienasyconym.

1.4. Uzasadnienie podjęcia tematu

Powstawanie pęknięcia w gruncie oznacza utratę ciągłości materiału wraz ze skokową zmianą cech. W związku z tym pęknięcie gruntu może w istotny sposób zmienić jego mechaniczne, hydrologiczne, fizykochemiczne oraz termiczne właściwości [2–4]. Szeroki zakres typów właściwości, które ulegają zmianie pod wpływem pęknięcia powoduje, że skutki tego zjawiska analizowane są przez wiele dyscyplin, takich jak: geotechnika, inżynieria geologiczna, inżynieria środowiska czy rolnictwo.

Z punktu widzenia mechaniki gruntów pęknięcia mogą powodować zmniejszenie wytrzymałości gruntu oraz zwiększenie jego ścisłości i szybkości konsolidacji [5]. W konsekwencji może to wpływać negatywnie na posadowione w spękanym gruncie konstrukcje, obniżając ich nośność. Obecność pęknięć w gruncie również wywiera niekorzystny wpływ na budowle ziemne. Często obserwuje się, że pęknięcia w górnej części skarp stanowią pierwszą oznakę potencjalnego ryzyka wystąpienia problemów ze statecznością skarpy [6]. Pojawienie się pęknięcia stanowi dodatkowy czynnik prowadzący do zwiększenia sił destabilizujących, co w konsekwencji może skutkować utratą stateczności skarpy. Zgodnie z [7], obecność pęknięcia wpływa na stabilność w następujący sposób:

- skraca długość potencjalnej powierzchni poślizgu;
- umożliwia infiltrację wody opadowej do wnętrza gruntu, co zwiększa siły destabilizujące poprzez wzrost masy;
- może prowadzić do lokalnego upłynnienia gruntu, istotnie pogarszając jego właściwości mechaniczne.

Pęknięcia w skarpach i ich skutki są znane od dawna, temat ten był poruszany już w literaturze z lat czterdziestych zeszłego wieku [8,9]. Mechanika tych procesów jest złożona, a grunt ma charakter wielofazowy. Mimo to rozwój metod numerycznych oraz rosnąca liczba badań doświadczalnych pozwalają dziś lepiej zrozumieć to zjawisko. Współcześnie problem ten jest analizowany przez wielu badaczy [10–12], zarówno w skali makro, jak i mikro.

Obecność pęknięć w wałach przeciwpowodziowych oraz zaporach niesie ze sobą oczywiste destrukcyjne konsekwencje. Wały ziemne budowane są w taki sposób, aby ograniczyć filtrację wody ze strony odwodnej do strony odpowietrznej. Pozwala to zapewnić bezpieczeństwo terenu przed zalaniem oraz stateczność budowli ziemnej, a także zapobiegać przebiciu hydraulicznemu i zjawiskom takim jak kurzawka oraz sufozja. Z tego powodu korpusy i/lub rdzenie wałów zbudowane są z materiałów spoistych [13]. Powstanie pęknięć w rdzeniu lub korpusie prowadzi do utworzenia uprzywilejowanej drogi filtracji. Woda może wtedy przedostać się na przeciwną stronę konstrukcji ziemnej, przez co obiekt nie spełnia zakładanych funkcji, w przypadku wałów nie zapewnia ochrony przed wodą powodziową, a w przypadku zapór nie umożliwia piętrzenia wody [6,14].

Grunty spoiste, takie jak gliny czy ropy ze względu na swoją niską przepuszczalność stosowane są bardzo często, nie tylko do budowy wałów, ale również barier środowiskowych czy warstw przeciwfiltracyjnych [2,15]. Powstanie pęknięcia prowadzi do utraty izolacyjnych właściwości hydraulicznych takich barier wykonanych z materiałów spoistych. Przykładem tego typu konstrukcji, w których pękanie może prowadzić do negatywnych konsekwencji, są okrywy składowisk odpadów. Obecność pęknięć sprzyja powstawaniu preferencyjnych dróg filtracji wody, co skutkuje zwiększeniem ilości odcieków składowiskowych i w konsekwencji może prowadzić do skażenia gleby oraz wód gruntowych [16]. Problem spękanych warstw przeciwfiltracyjnych wykonanych z gruntów naturalnych jest szczególnie istotny, gdyż diametralnie zmieniają się ich właściwości hydrauliczne w porównaniu z nienaruszonym materiałem. W ujęciu niezawodnościowym bariery o niewielkiej miąższości (na przykład maty bentonitowe) są szczególnie wrażliwe na utratę właściwości izolacyjnych. W pracy [17] przeprowadzono badania zagęszczonej gliny stosowanej jako przesłona przeciwfiltracyjna. Wyniki wykazały, że obecność pęknięć może zwiększyć całkowitą przewodność hydrauliczną nawet 500-krotnie, przy czym największy wzrost zaobserwowano w próbkach zagęszczonych przy wilgotności wyższej od wilgotności optymalnej.

W odpadach poflotacyjnych pęknięcia powodują istotne zmiany przepuszczalności, co może prowadzić do konsekwencji środowiskowych związanych z infiltracją wód opadowych i potencjalnym uwalnianiem zanieczyszczeń do gruntu oraz wód podziemnych [18].

Dodatkowo, jak wspomniano w [3], pęknięcia mają negatywny wpływ na grunty rolne. Zwiększone przewodnictwo hydrauliczne warstw wierzchnich powoduje wymywanie cennych składników mineralnych ze strefy korzeniowej i ich transport wraz z wodą opadową w głąb gruntu [19]. Nawet w przypadku dużych drzew głównym źródłem poboru wody pozostają przypowierzchniowe warstwy gruntu [20]. Pęknięcia spowodowane wysychaniem (zwane dalej pęknięciami desykacyjnymi, z angielskiego *desiccation cracks*) prowadzą do pogorszenia retencji wody w gruncie. Dzieje się tak, ponieważ pęknięcia ułatwiają infiltrację i przepływ wody opadowej w głąb gruntu, a także zwiększają efektywną powierzchnię parowania. Mechanizmy te powodują, że pęknięcia desykacyjne są prekursorem powstawania erozji wąwozowej.

Wybrane skutki pęknięcia gruntu spowodowanego wysychaniem przedstawiono w tabeli 1.1. Tabela została rozszerzona o dodatkowe przykłady pęknięcia obserwowane w różnych specjalnościach, co pozwala pełniej zobrazować złożoność tego zjawiska oraz negatywny charakter jego skutków.

Tabela 1.1. Skutki pęknięcia gruntu wywołanego wysychaniem w różnych specjalnościach. Zmodyfikowano na podstawie [21].

Specjalność	Obszar zagadnień	Skutki pęknięć gruntu	Odniesienie:
Geologia	Powierzchnia gruntu	Cechy morfologiczne pęknięć na powierzchni gruntu dostarczają informacji przydatnych do badań sedimentacji, składników osadów oraz badań paleoklimatycznych. Pęknięcia gruntu desykacyjne wpływają na transport materiałów powierzchniowych ze skorupy ziemskiej.	[22–24]
Geotechnika	Skarpy	Pęknięcia gruntu w górnej części zboczy może powodować zainicjowane mechanizmu osuwania się skarp. Osuwiska powstałe wskutek pęknięcia gruntu mogą uszkodzić konstrukcje posadowione w obrębie takiego osuwiska.	[6,7,11,12, 25,26]
	Wały	Pęknięcia desykacyjne mogą stanowić potencjalne ścieżki erozji dla wałów, co może skutkować przebicciem hydraulicznym czy powstaniem kawern.	[13,14,27]
	Zapory	Pęknięcia gruntu mogą doprowadzić do awarii zapór. Wzrost przewodnictwa hydraulicznego podłoża gruntowego może ułatwić infiltrację wody i zmniejszyć wartości parametrów mechanicznych gruntu. Dodatkowo pęknięcia mogą stanowić część powierzchni poślizgu pozbawioną wytrzymałości na ścinanie.	[28–30]

Inżynieria środowiska	Fundamenty	Wysoka temperatura i ewaporacja powodują znaczny skurcz warstwy gruntów spoistych. Pęknięcia desykacyjne mogą przechodzić przez kilka obiektów budowlanych na dużych obszarach, powodując znaczne problemy z nośnością i osiadaniem.	[31,32]
	Rurociągi	Rurociągi umieszczone w gruntach pęczniejących są narażone na kurczenie się i pękanie gruntu, co może powodować nadmierne osiadania i w efekcie awarie.	[33]
	Geosytemy warstwy uszczelniające	Pęknięcia desykacyjne powodują uszkodzenie warstwy uszczelniającej co prowadzi do wycieków płynów ze składowisk (odcieków).	[14,16, 34–38]
Budownictwo	Składowanie odpadów nuklearnych	Bentonitowe materiały przeciwnieprzepuszczalne mogą ulegać wysuszeniu, kurczeniu się, a co za tym idzie pękaniu. Jeśli nastąpi to w pobliżu zbiorników na odpady może dojść do zanieczyszczenia środowiska.	[39–41]
	Tradycyjne budownictwo pierwotne	Gliniany tynk pod wpływem opadów deszczu może zamienić się w płynącą zawiesinę, a pod wpływem intensywnego wysuszenia może tworzyć popękane skorupy, które mogą być odrywane przez wiatr.	[42]
Transport/ inżynieria lądowa	Podłoże	Grunty ekspansywne powodują pękanie podbudowy dróg. Awarie tego typu generują znaczne roczne koszty utrzymania dróg.	[43,44]
	Pobocza dróg	Pęknięcia gruntów ekspansywnych spowodowane oddziaływaniem warunków środowiska mogą prowadzić do pęknięcia utwardzonych poboczy dróg.	[45]
Górnictwo	Odpady poftłaczne	Proces pęknięcia oraz towarzyszące mu zmiany przepuszczalności wpływają na szybkość wysychania odpadów kopalnianych. Z kolei potencjalne generowanie zanieczyszczeń podczas infiltracji może prowadzić do poważnych konsekwencji środowiskowych.	[5,18]
Agrotechnika	Rolnictwo	Pękanie gruntów uprawnych stanowi istotny czynnik w uprawie roli oraz w zarządzaniu wodą, nawożeniem i stosowaniu środków ochrony roślin.	[19,46–48]
Inżynieria materiałowa	Proces powlekania	Pękanie i zwijanie się materiału stanowi problem w wielu procesach powlekania i obróbki materiałów powstający wskutek suszenia zawiesin koloidalnych.	[49]
	Beton	Ograniczenie powstawania pęknięć spowodowanych skurczem ma istotne znaczenie dla wydłużenia okresu eksploatacji konstrukcji betonowych.	[50]
	Żele i koloidy	Powstawanie pęknięć i odkształceń stanowi istotny problem w procesach powlekania oraz obróbki materiałów opartych na suszeniu zawiesin koloidalnych.	[49,51,52]
Technologia żywności	Wysuszanie makaronu	Powstawanie pęknięć podczas suszenia makaronu stanowi istotny problem technologiczny, ponieważ może prowadzić do obniżenia wydajności produkcji oraz występowania niepożądanych odkształceń.	[53]
Planetologia	Mars	Pęknięcia desykacyjne tworzą na Ziemi i Marsie wielokąty stanowiące dowód obecności wody.	[54–61]

Pomimo licznych badań, wiele aspektów dotyczących inicjacji i rozwoju pęknięć w gruncie wciąż pozostaje nie w pełni poznanych. W publikacjach można znaleźć rozbieżności nie tylko w opisie charakterystyk pęknięć, ale także w interpretacji czynników odpowiedzialnych za ich powstawanie i rozwój.

Zagadnienie pękania desykacyjnego gruntu ma istotne znaczenie zarówno z punktu widzenia badań podstawowych, jak i zastosowań inżynierskich. Proces ten stanowi złożone zjawisko fizyczne, będące wynikiem oddziaływania mechanizmów skurczu, przepływu wody oraz zmian mikrostrukturalnych.

Według Liu [64] zjawisko pękania desykacyjnego dotyczy obecnie około jednej trzeciej powierzchni lądów Ziemi. W kontekście obserwowanych zmian klimatycznych oraz coraz częstszych okresów suszy w Europie Środkowej ważne jest aby dokładniej zrozumieć mechanizmy prowadzące do powstawania i rozwoju pęknięć w gruntach. Równie istotne jest rozpoznanie, w jaki sposób procesy wysychania wpływają na zachowanie podłoża gruntowego, a w konsekwencji na bezpieczeństwo i trwałość konstrukcji inżynierskich.

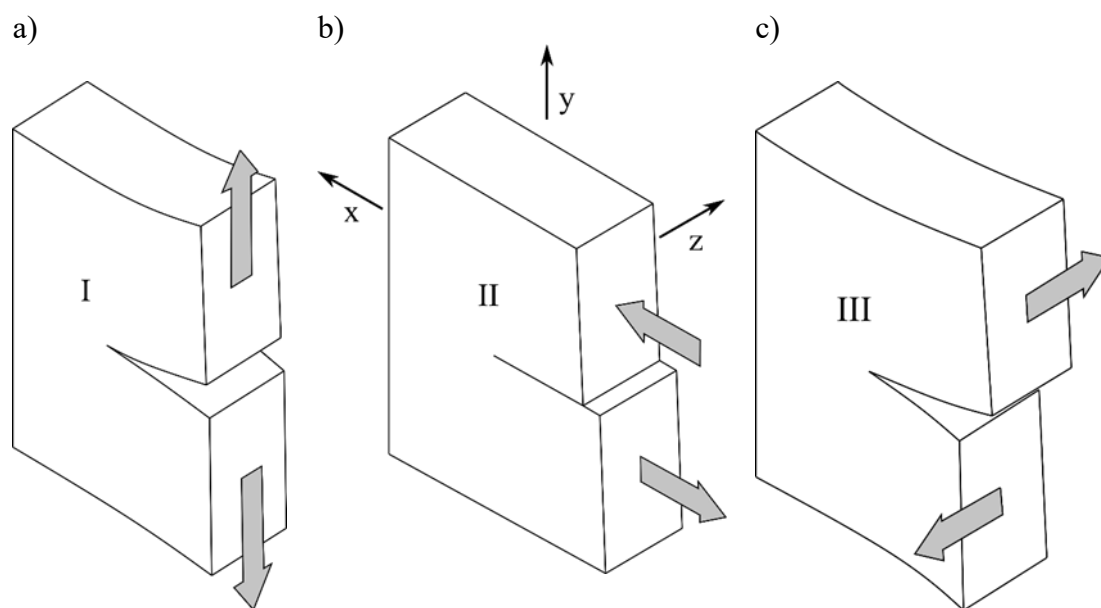
2. Stan wiedzy i podstawy teoretyczne

2.1. Zarys mechaniki pękania

Mechanika pękania stanowi rozwinięcie klasycznej wytrzymałości materiałów i teorii sprężystości, ukierunkowane na opis procesów inicjacji i propagacji szczelin w ośrodkach rzeczywistych. Jej podstawowym celem jest ilościowe ujęcie zjawisk zachodzących w strefie wierzchołka pęknięcia oraz określenie warunków krytycznych, przy których następuje gwałtowne rozwarcie lub rozwój szczeliny.

W mechanice pękania, ze względu na złożoność trójwymiarowych zagadnień brzegowych oraz trudności w ich ścisłym rozwiązaniu, często stosuje się uproszczenia sprowadzające analizę do prostych przypadków dwuwymiarowych. Ujęcie takie pozwala rozpatrywać problem w warunkach płaskiego stanu naprężenia lub płaskiego stanu odkształcenia, co znacząco ułatwia zarówno opis teoretyczny, jak i zastosowanie metod numerycznych [65]. W klasycznej teorii mechaniki pękania złożone obciążenia zewnętrzne rozkłada się na trzy podstawowe, idealizowane przypadki obciążenia, przedstawione na rysunku 2.1, a mianowicie:

- Pierwszy sposób obciążenia – pękanie w wyniku otwierania szczeliny, wywołane działaniem naprężeń rozciągających prostopadłych do płaszczyzny pęknięcia.
- Drugi sposób obciążenia – pękanie ścinające w płaszczyźnie szczeliny, związane z naprężeniami stycznymi działającymi równoległe do frontu pęknięcia.
- Trzeci sposób obciążenia – pękanie ścinające prostopadłe do frontu szczeliny, występujące przy działaniu naprężeń stycznych w kierunku prostopadłym do płaszczyzny pęknięcia.



Rysunek 2.1. Trzy podstawowe sposoby obciążenia elementu z pęknięciem: a) pierwszy sposób obciążenia, b) drugi sposób obciążenia, c) trzeci sposób obciążenia.

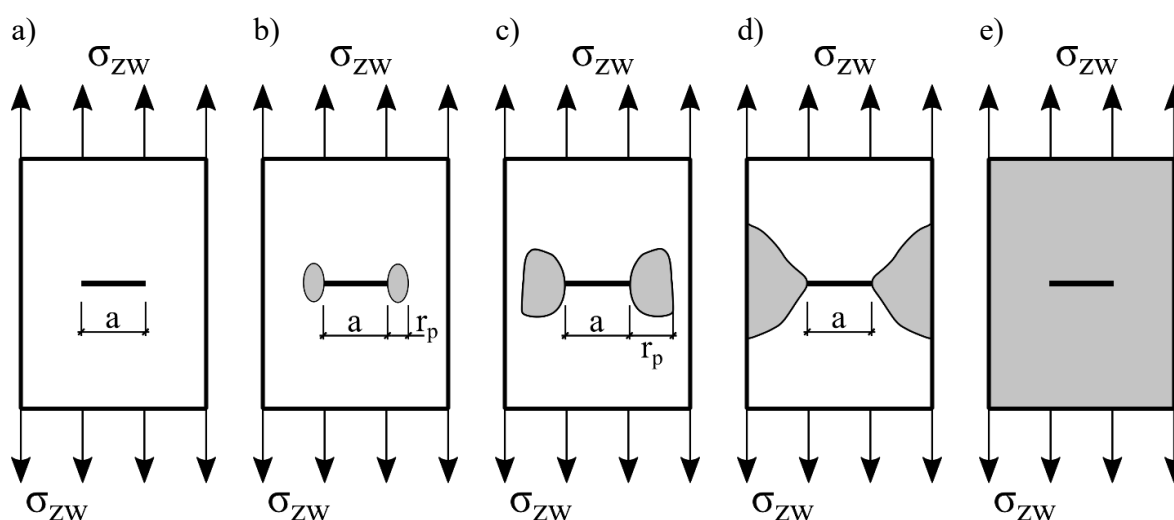
Z punktu widzenia procesów zachodzących w gruntach poddanych wysychaniu, kluczowe znaczenie ma pierwszy sposób obciążenia, ponieważ naprężenia skurczowe mają charakter rozciągający i działają w kierunku prostopadłym do potencjalnych płaszczyzn spękań. Prowadzi to do otwierania szczelin i charakterystycznego rozwoju siatki pęknięć powierzchniowych. Warto jednak podkreślić, że lokalne warunki naprężeniowe, takie jak nierównomierne wysychanie czy obecność ograniczeń brzegowych, mogą prowadzić do występowania dodatkowych składowych ścinających. Oznacza to, że choć pierwszy sposób obciążenia stanowi dominujący mechanizm pęknięcia, to pełny opis zjawiska w gruncie może wymagać uwzględnienia złożonej kombinacji różnych sposobów obciążenia.

W mechanice pęknięcia stosuje się różne związki konstytutywne w zależności od właściwości analizowanego materiału oraz charakteru procesu zniszczenia. Dla pęknięcia kruchego podstawą opisu pozostaje teoria sprężystości liniowej, natomiast w przypadku pęknięcia ciągliwego konieczne jest traktowanie elementu jako ciała sprężysto-plastycznego lub plastycznego. W książce [65] zestawiono w formie tabelarycznej przykładowe modele konstytutywne zalecane przy analizie pęknięcia różnych grup materiałów (tabela 2.1). Materiałem najbardziej zbliżonym do gruntów, wskazanym w tym zestawieniu, jest ceramika, której przypisano model liniowo-sprężysty.

Tabela 2.1. Związki konstytutywne zalecane przy analizie pękania różnych materiałów. Opracowano na podstawie [65].

Nr	Materiał	Związek konstytutywny
1.	Wysoko wytrzymałe stale	Liniowo sprężyste
2.	Nisko i średnio wytrzymałe stale	Sprężysto-plastyczne; plastyczne
3.	Stale austenityczne	Plastyczne
4.	Utwardzane wydzieleniowo aluminium	Liniowo sprężyste
5.	Metale w wysokich temperaturach	Lepko plastyczne
6.	Metale przy wysokiej prędkości obciążenia	Liniowo sprężyste; Lepko sprężyste Lepko plastyczne
7.	Polimery poniżej temperatury przejścia	Liniowo sprężyste; Lepko sprężyste
8.	Polimery powyżej temperatury przejścia	Lepko sprężyste
9.	Ceramika	Liniowo sprężyste
10.	Kompozyty ceramiczne	Liniowo sprężyste

Należy jednak podkreślić, że analogia pomiędzy gruntami spoistymi a ceramiką jest uzasadniona jedynie w warunkach niskiego nasycenia, gdy grunt wykazuje zachowanie kruche i ograniczoną podatność na odkształcenia. Wraz ze wzrostem wilgotności grunt stopniowo nabiera cech plastycznych, co powoduje, że prosty model sprężysty staje się niewystarczający. Dlatego w analizie pękania gruntów, zwłaszcza prowadzonej w szerokim zakresie wilgotności i stopnia nasycenia, należy stosować bardziej złożone modele. Rysunek 2.2 przedstawia schematyczne ujęcie różnych typów pękania wraz z odpowiadającymi im modelami konstytutywnymi.

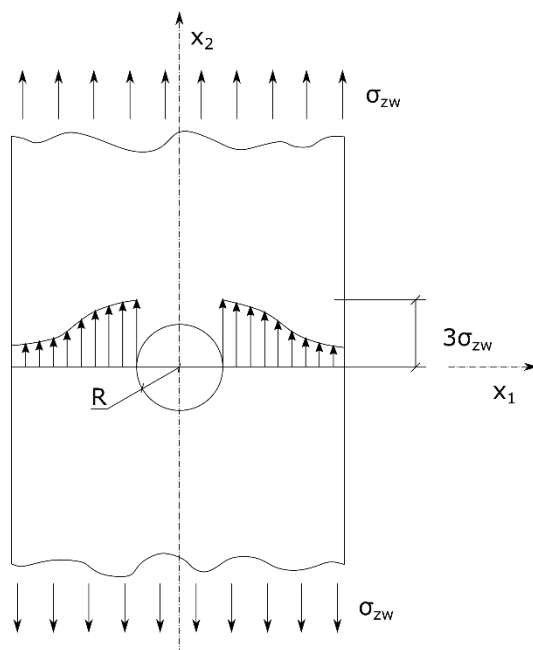


Rysunek 2.2. Schemat różnych typów pęknięć: a) szczelina w ciele sprężystym – kruche pękanie, b) niewielki obszar plastyczny r_p ($r_p < 0,01a$), zadanie należy analizować jako pękanie kruche. Jedynie do określenia pól naprężeń przed wierzchołkiem pęknięcia stosuje się teorię plastyczności, c) obszar plastyczny znacznych rozmiarów, d) e) stosuje się teorię plastyczności lub lepko plastyczności. Sporządzono na podstawie [65].

Rozważania dotyczące naprężeń w pobliżu wierzchołka pęknięcia należy poprzedzić analizą rozkładu naprężeń wokół otworu kołowego, który został umieszczony w paśmie materiału o określonej geometrii, przedstawionej na rysunku 2.3. Pasma poddane jest równomiernemu rozciąganiu. W wyniku osłabienia pasma poprzez wprowadzenie otworu następuje znaczna koncentracja naprężeń, przy czym maksymalne naprężenie rozciągające jest równe:

$$\sigma_{\max} = 3\sigma_{zw}, \quad (2.1)$$

gdzie σ_{zw} oznacza naprężenie przyłożone do brzegów próbki.

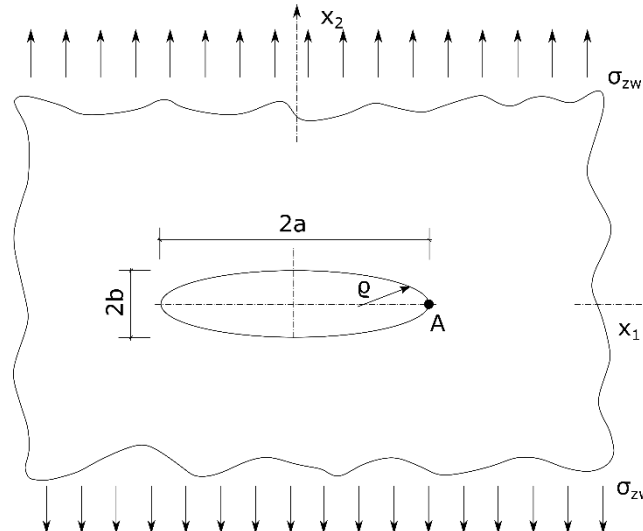


Rysunek 2.3. Schemat rozkładu naprężeń σ_{22} w paśmie materiału osłabionego okrągłym otworem.

Jak podaje Neimitz [65] bardziej ogólne rozwiązanie problemu koncentracji naprężeń zostało przedstawione przez Inglisa [66] i dotyczy przypadku otworu o kształcie eliptycznym. Schemat rozciąganego pasma materiału z eliptycznym otworem, poddanemu rozciąganiu został przedstawiony na rysunku 2.4. Naprężenia rozciągające w punkcie A można obliczyć ze wzoru:

$$(\sigma_{22})_A = \sigma_A = \sigma_{zw} \left(1 + \frac{2a}{b} \right), \quad (2.2)$$

gdzie a to półos wielka eliptycznego otworu, b to półos mała eliptycznego otworu.



Rysunek 2.4. Schemat pasma materiału osłabionego otworem eliptycznym.

Jeśli założymy, że $a = b$, to otrzymamy wzór opisujący naprężenia w rozciągającym materiale o okrągłym otworem (2.1). Jeśli zaś oznaczmy $\varrho = \frac{b^2}{a}$, wtedy wzór (2.2) otrzyma następującą postać:

$$\sigma_A = \sigma_{zw} \left(1 + 2 \sqrt{\frac{a}{\varrho}} \right) = 2\sigma_{zw} \sqrt{\frac{a}{\varrho}} \quad \text{dla} \quad \varrho \ll a. \quad (2.3)$$

Dla bardzo małych promieni naprężenia w punkcie A przekraczają znacznie wartość $3\sigma_{zw}$. W granicznym przypadku gdy ϱ będzie bliskie zeru, czyli gdy otwór eliptyczny przechodzi w szczelinę o ostrym wierzchołku, naprężenia osiągają wartości dążące do nieskończoności. Zjawisko to określane jest jako osobliwość naprężeń w wierzchołku pęknięcia, będącym koncentratorem naprężeń [65]. Takie zachowanie, osobliwość naprężeń występuje we wszystkich rozwiązaniach pól naprężeń wewnątrz obciążonych elementów zawierających dowolną szczelinę, za wyjątkiem rozwiązania dla ciała doskonale plastycznego. Wyrażenie opisujące rozkład pól naprężeń przed wierzchołkiem szczeliny w obciążonym ciele zostało opisane przez Irvin [67], i ma postać:

$$\sigma_{ij} = \frac{K_\alpha}{\sqrt{2\pi r}} f_{ij}^{(1)\alpha}(\theta) + \sum_{n=2}^{n=\infty} C_\alpha^{(n)} r^{\frac{n-2}{2}} f_{ij}^{(n)\alpha}(\theta), \quad (2.4)$$

gdzie $f_{ij}^{(1)\alpha}$ oznacza uniwersalną funkcję kąta niezależną od geometrii próbki oraz zewnętrznego obciążenia, indeksy $i, j = 1, 2, 3$ wskazują na odpowiednią składową wielkości tensorowej lub wektorowej w układzie współrzędnych $\{x_i\}$, indeks $\alpha = I, II, III$ oznacza sposób obciążenia próbki; r to odległość od wierzchołka pęknięcia; θ to współrzędna

biegunowa układu współrzędnych; $K_{(\alpha)}$ oznacza współczynnik intensywności naprężeń WIN, zależny od obciążenia zewnętrznego, długości szczeliny oraz parametrów geometrycznych próbki; $C_{(\alpha)}^n$ to współczynnik zależny od geometrii próbki oraz zewnętrznego obciążenia; n to wykładnik potęgowy w prawie Ramberga-Osgooda.

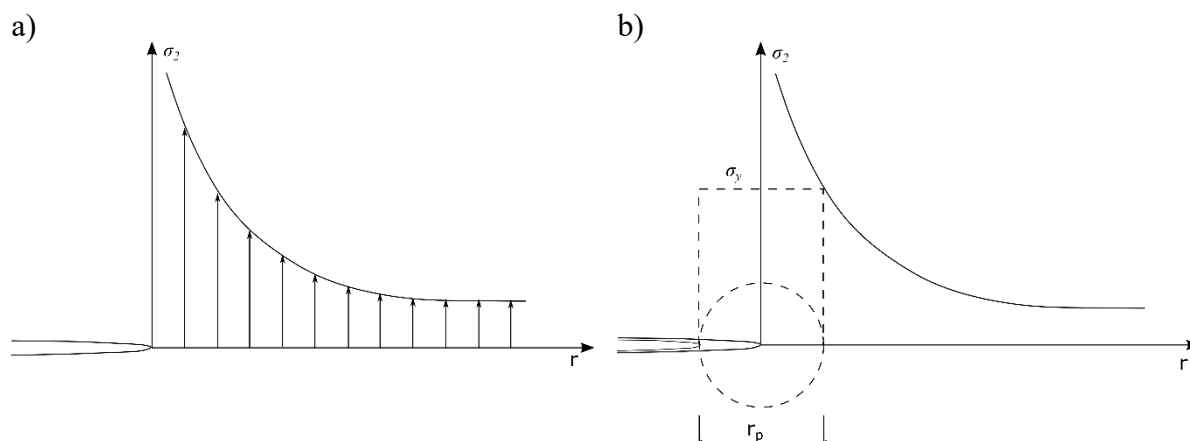
Na podstawie analizy wyrażenia (2.4) można stwierdzić, że pierwszy człon rozwinięcia staje się dominujący ze względu na swój osobliwy charakter w miarę zbliżania się do wierzchołka pęknięcia. Drugi człon jest niezależny od odległości, natomiast pozostałe zachowują się niefizycznie, bowiem maleją do zera kiedy zbliżamy się do wierzchołka pęknięcia. W praktyce mechaniki pęknięcia analiza koncentruje się zatem na pierwszym, osobliwym członie, a rozkład naprężeń przed wierzchołkiem pęknięcia zapisuje się w postaci:

$$\sigma_{ij} = \frac{K_{\alpha}}{\sqrt{2\pi r}} f_{ij}^{(1)\alpha}(\theta) + \dots + O(r^0). \quad (2.5)$$

Rozkład naprężeń opisany równaniem (2.4) oraz (2.5) wskazuje, że w miarę gdy r dąży do zera, naprężenia stają się nieskończone. W rzeczywistości materiały konstrukcyjne nie mogą przenosić nieskończonych naprężeń, ponieważ odkształcają się plastycznie po przekroczeniu swojej granicy plastyczności, σ_y . W konsekwencji wokół wierzchołka pęknięcia powstaje strefa plastyczna. Irwin [67] zakładał strefę plastyczną o średnicy r_p równej odległości od wierzchołka pęknięcia do punktu, w którym naprężenie sprężyste σ_{ij} osiąga granicę plastyczności materiału σ_y (dla materiałów kruchych może to być wytrzymałość na rozciąganie). Średnicę obszaru plastycznego można określić jako:

$$r_p = \frac{K_I^2}{\pi \sigma_y^2}, \quad (2.6)$$

Rysunek 2.5 przedstawia rozkład naprężeń przed wierzchołkiem pęknięcia oraz oszacowanie wielkości strefy plastycznej.

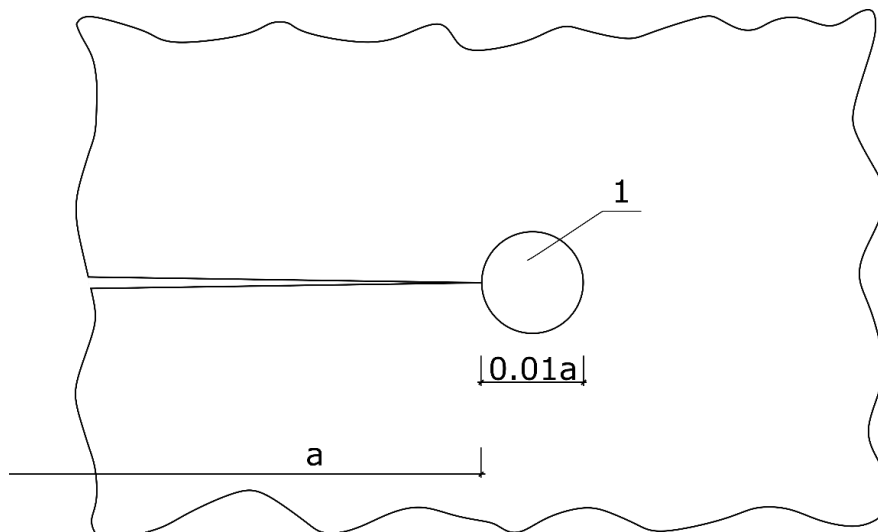


Rysunek 2.5. Naprężenia przed wierzchołkiem pęknięcia: a) rozkład naprężeń (w płaszczyźnie $\theta=0$), b) oszacowanie wielkości strefy plastycznej.

Występowanie obszaru uplastycznionego może prowadzić do trudności obliczeniowych, dlatego w mechanice pękania przyjmuje się, że przy bardzo małej strefie plastyczności, gdy:

$$r_p < 0,01a, \quad (2.7)$$

można stosować liniową mechanikę pękania. Zakłada się wtedy, że obszar plastyczny jest całkowicie kontrolowany przez otaczający go obszar sprężysty. Taką sytuację przedstawia rysunek 2.6.



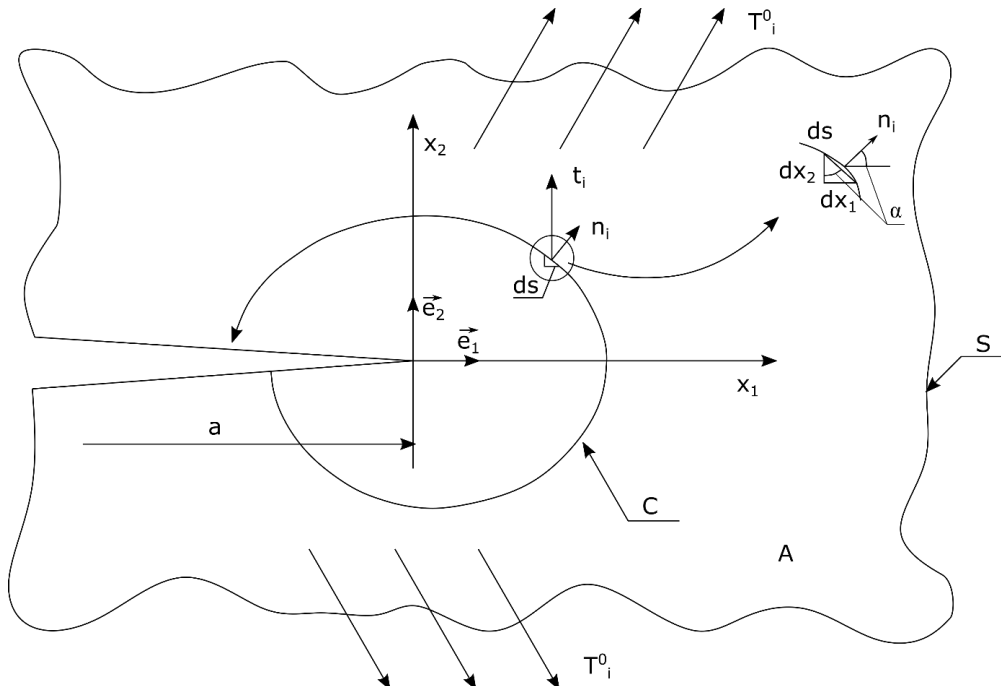
Rysunek 2.6. Schemat przedstawiający wielkość dopuszczalnego obszaru plastycznego (1) przy którym można stosować metody teorii sprężystości.

Z mechaniką pęknięcie w ciele plastycznym nierozzerwanie wiąże się pojęcie całki J . Definiuje się ją jako różnicę energii potencjalnej dwóch niemal identycznych elementów obciążonych, które różnią się jedynie długością szczeliny o wartość da . Zależność tę można zapisać w postaci:

$$J = -\frac{\partial \Pi}{\partial a}, \quad (2.8)$$

gdzie Π to energia potencjalna, $\Pi = \int_V w(\varepsilon_{ij})dV - \int_S T_i^0 u_i ds$; T_i^0 oznacza obciążenie na brzegu próbki spełniającym zależność $T_i^0 = \sigma_{ij}n_j$; n to jednostkowy wektor normalny do konturu całkowania C ; V oznacza objętość próbki przy jednostkowej grubości; S to brzeg próbki.

Całka ta jest niezależna od drogi całkowania w dwuwymiarowym stanie. Warunkiem jest, aby kontur całkowania obejmował wierzchołek pęknięcia i prowadził od dolnej do górnej powierzchni pęknięcia. Wprowadzenie tej koncepcji do mechaniki pęknięcia przypisuje się niezależnie trzem badaczom: Rice'owi [68], Cherepanovowi [69] i Eshelby'emu [70]. Schemat pęknięcia z zaznaczonym konturem całkowania przedstawiono na rysunku 2.7.



Rysunek 2.7. Schemat pęknięcia w materiale wraz z konturem całkowania.

Znając wartość całki J , korzystając z rozwiązania Hutchinsona [71] oraz Rice'a i Rosengrena [72] można zapisać wyrażenie na naprężenia przed wierzchołkiem pęknięcia jako:

$$\sigma_{ij} = \sigma_y \left(\frac{J}{\alpha \sigma_y \varepsilon_y I_n r} \right)^{\frac{1}{1+n}} \tilde{\sigma}_{ij}(\theta, n), \quad (2.9)$$

gdzie: α to stała ze związku Ramberga-Osgooda; ε_y oznacza odkształcenie w kierunku rozciągania jednoosiowej próbki odpowiadające granicy plastyczności; I_n to wielkość zależna od wykładnika n oraz sposób obciążenia i grubości próbki.

Obliczanie pól naprężeń w gruntach w ujęciu mechaniki pęknięcia stanowi zagadnienie złożone. Dokładne oszacowanie wartości wymaga szczegółowego poznania charakterystyki badanego materiału, w tym wyznaczenia jego stałych materiałowych. W przypadku materiałów konstrukcyjnych, takich jak stal, zadanie to jest znacznie łatwiejsze, ponieważ charakteryzują się one wysoką powtarzalnością właściwości oraz znacznym stopniem homogenizacji, wynikającym z kontrolowanej technologii wytwarzania. W odniesieniu do gruntów sytuacja jest znacznie trudniejsza, ponieważ materiały te cechują się dużą zmiennością naturalną, porowatą strukturą oraz silną zależnością właściwości od wilgotności a co za tym idzie – ssania. Wszystko to powoduje, że precyzyjne określenie stałych materiałowych gruntu jest zadaniem wyjątkowo wymagającym i obciążonym znaczną niepewnością. Oprócz tego skomplikowane jest również definiowanie związków konstytutywnych gruntu w zależności od jego wilgotności. Z tego powodu analityczne podejścia do pęknięć gruntu nie są popularne. Analiza pęknięć opiera się głównie o badania doświadczalne.

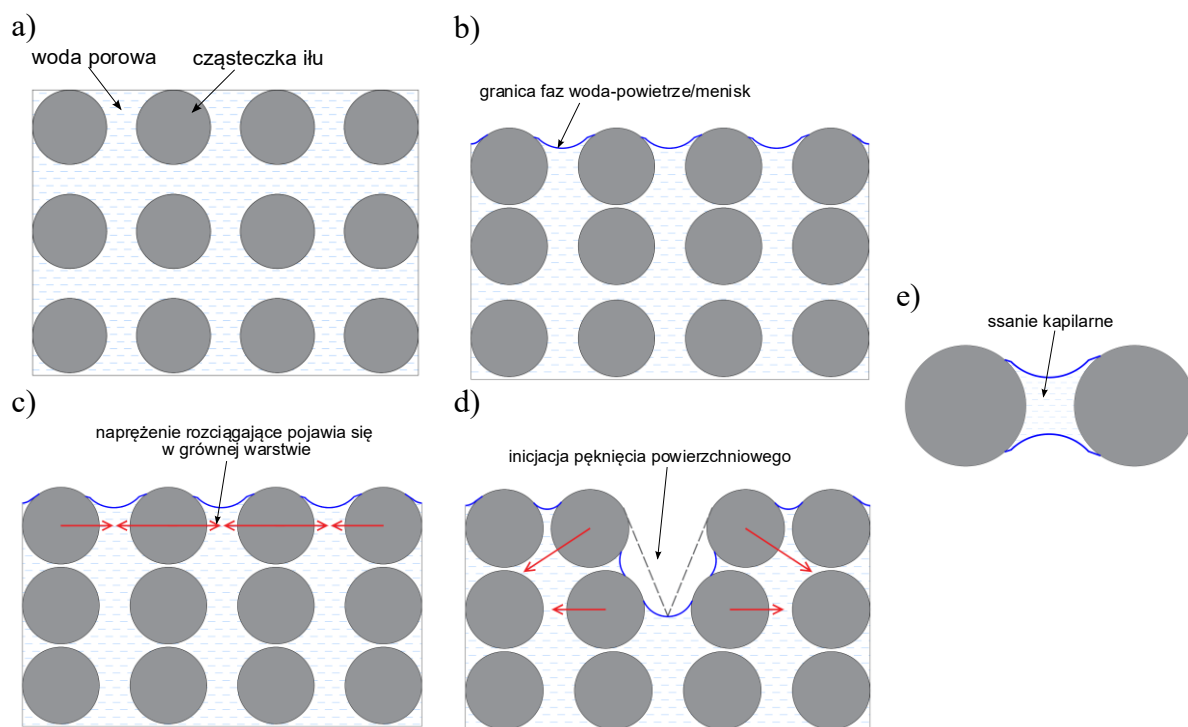
2.2. Proces inicjacji i rozwoju pęknięć

2.2.1. Inicjacja pęknięć w gruntach

2.2.1.1. *Mechanizmy i koncepcje inicjacji pęknięć*

Według [4,73] pierwsze pęknięcia na powierzchni gruntu pojawiają się przy niemal pełnym nasyceniu wodą. Na rysunku 2.8 przedstawiono schemat powstawania pęknięć w gruncie ilastym, opracowany na podstawie [74]. Według niego inicjacja pęknięć rozpoczyna się wraz z ewaporacją wody nadosadowej, czyli tej, która znajduje się nad cząsteczkami iłu. Na tym etapie struktura gruntu oraz stan naprężenie-odkształcenie pozostają niezmiennione. W miarę postępowania wysychania poziom wody stopniowo obniża się, aż osiąga powierzchnię warstwy gruntu (rysunek 2.8a). Następnie pomiędzy cząsteczkami iłu zaczynają tworzyć się meniski woda-powietrze (rysunek 2.8b). W górnej części warstwy rozwija się ssanie kapilarne (rysunek 2.8e). Wraz z dalszym parowaniem krzywizna menisku rośnie, co powoduje wzrost wartości ssania kapilarnego i naprężenia efektywnego między cząsteczkami iłu. W konsekwencji warstwa ulega konsolidacji i zmniejsza swoją wysokość. Każda

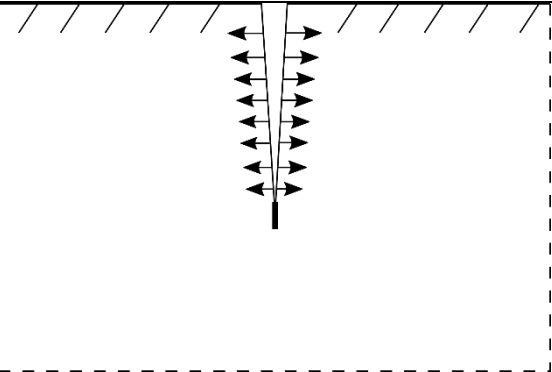
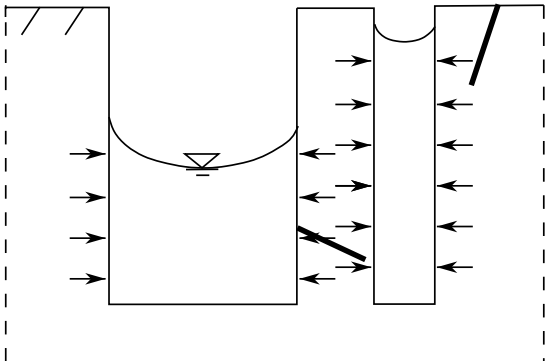
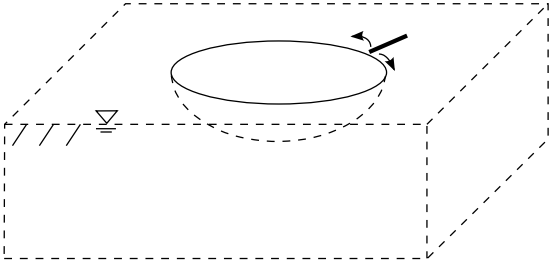
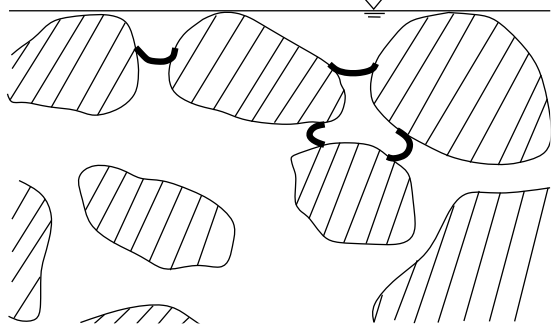
cząsteczka iłu na powierzchni warstwy jest poddawana sile rozciągającej wywołanej ssaniem kapilarnym sąsiednich cząsteczek (rysunek 2.8c). Gdy naprężenia rozciągające przekroczą wytrzymałość na rozciąganie warstwy iłu, na powierzchni zaczynają pojawiać się pęknięcia (rysunek 2.8d).



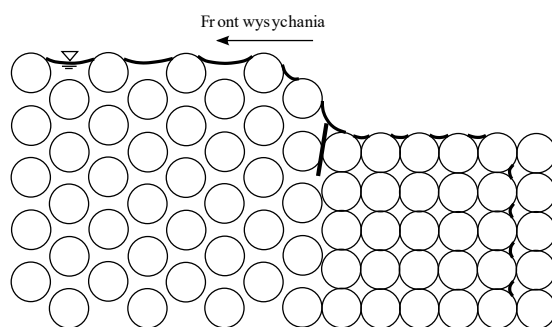
Rysunek 2.8. Koncepcja procesu inicjacji pęknięć w gruncie ilastym: a) początkowa, w pełni nasycona warstwa iłu, b) rozwój menisku na granicy faz woda-powietrze między cząsteczkami iłu oraz pojawienie się konsolidacji pionowej, c) rozwój naprężeń rozciągających w górnej warstwie iłu, d) inicjacja pęknięcia powierzchniowego, e) ssanie kapilarne między cząsteczkami iłu. Sporządzono na podstawie [74].

Przedstawiony na rysunku 2.8 mechanizm powstawania pęknięć w wyniku wyczerpania wytrzymałości gruntu na rozciąganie został potwierdzony eksperymentalnie i jest najczęściej stosowany do opisu procesu inicjacji pęknięć. Kryterium zniszczenia definiuje się w taki sposób, że do pęknięcia gruntu dochodzi, gdy naprężenie rozciągające w gruncie przekroczy jego wytrzymałość na rozciąganie. Oznacza to, że zarówno naprężenie rozciągające, jak i wytrzymałość na rozciąganie decydują o spełnieniu kryterium pęknięcia. Model ten został przyjęty również w dalszej części niniejszej rozprawy. Należy jednak podkreślić, że istnieją także inne podejścia modelowe. Zostały one przedstawione w pracy [75], gdzie przytoczono z literatury różne teorie dotyczące inicjacji pęknięć desykacyjnych. Zestawienie tych podejść zaprezentowano w tabeli 2.2.

Tabela 2.2. Teorie opisujące proces inicjacji spękań w gruncie. Opracowano na podstawie [75].

Teoria	Mechanizm	
Przekroczenie wytrzymałości na rozciąganie		Naprężenie rozciągające $>$ wytrzymałość materiału na rozciąganie. Najczęściej przyjmowany model. [5,76–80]
Nieregularny front wysychania		Różnice w ciśnieniach kapilarnych i następujące po nich zniszczenie ścian porowych. Model koncepcyjny. [81]
Naprężenie obwodowego		Rozrost pęknięcia promieniowego z powodu naprężeń obwodowych. Model koncepcyjny, brak weryfikacji. [82]
Wejście powietrza w pory		Pojawiania się menisków w wyniku narastającego naprężenia kapilarnego. Model koncepcyjny, brak weryfikacji. [83–85].

Zapadania się
struktury



Zapadanie się warstw ziaren
gruntu pod wpływem ssania
kapilarnego.

Koncepcja używana do
pęknięć zawieszin ilu. [85].

2.2.1.2. Oddziaływania występujące w gruntach

Wytrzymałość gruntu na rozciąganie dla celów inżynierskich jest przeważnie przyjmowana jako równa zero [86]. Jest to spowodowane jej relatywnie niską wartością, w porównaniu z wytrzymałością na ścinanie czy ściskanie oraz brakiem zadowalającej pomiarowej techniki laboratoryjnej. Podobnie jak w przypadku próbek betonowych, wytrzymałość gruntu na rozciąganie można mierzyć metodami pośrednimi (metoda brazylijska, rozciąganie przy zginaniu, double punch test) [87]. Badanie wytrzymałości gruntu na rozciąganie metodami bezpośrednimi wykonywane jest rzadko. Brak szeroko dostępnych maszyn do badania tej wartości powoduje, że badacze sami konstruują urządzenia służące do tego celu [26,86,88]. Standardowe bezpośrednie badania wytrzymałości na rozciąganie, takie jak jednoosiowe rozciąganie próbki w kształcie pręta, są możliwe w przypadku materiałów o silnych wiązaniach międzycząsteczkowych, takich jak skały, beton czy cementogrunty.

Dla gruntów w pełni nasyconych lub całkowicie nienasyconych, wytrzymałość na rozciąganie jest często traktowana jako stała materiałowa lub jako część wytrzymałości na ścinanie [89]. W przypadku gruntów częściowo nasyconych wytrzymałość na rozciąganie nie może być uznana jako wartość stała, ponieważ jej wartość zależy od stopnia nasycenia. Może ona wynosić od kilku kilopaskali dla gruntów piaszczystych [89] do kilkuset kilopaskali dla ilów [90].

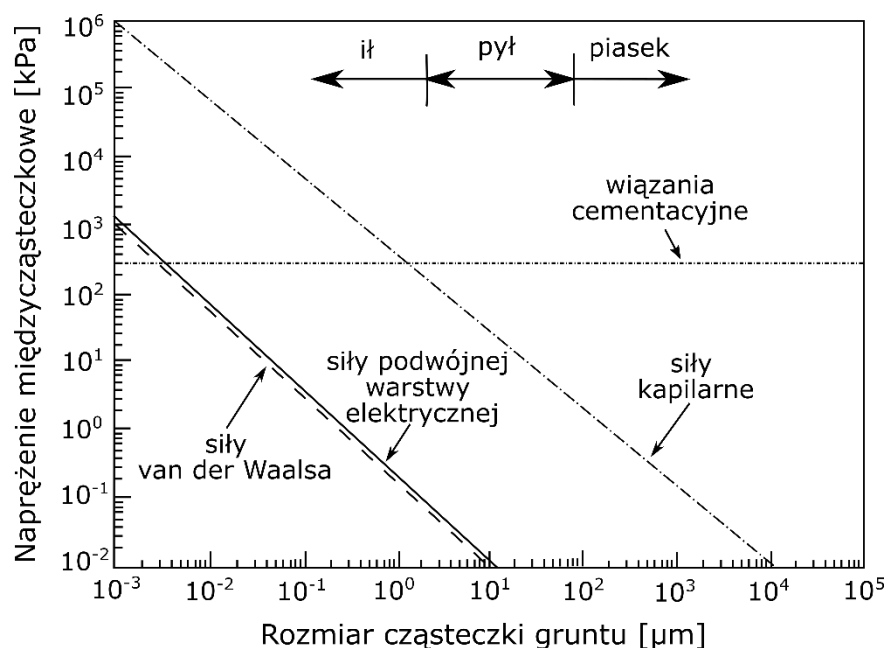
Źródłem wytrzymałości na rozciąganie jest spójność oraz tak zwana spójność związana z występowaniem sił kapilarnych. Niektórzy badacze [5] przyjmują wytrzymałość na rozciąganie jako połowę wartości spójności. Jednak nowsze badania wskazują, że takie przyjmowanie wartości wytrzymałości na rozciąganie może być nieprawidłowe [86]. Całkowita wartość spójności kształtowana jest przez zespół oddziaływań, w tym naprężenia

makroskopowe oraz mikroskalowe oddziaływania międzycząsteczkowe [91]. Do najważniejszych naprężeń makroskopowych można zaliczyć ujemne ciśnienie porowe, zwane również ssaniem matrycowym. Zjawisko to występuje w gruntach nienasyconych, czyli takich, w których w porach oprócz wody obecne jest także powietrze, co pozwala traktować grunt jako ośrodek trójfazowy. W takich warunkach rozkład wody porowej ma charakter złożony i heterogeniczny, a niekiedy może wykazywać cechy anizotropii wynikające z budowy porów. Charakterystykę tego rozkładu można modyfikować poprzez zmianę uziarnienia materiału gruntowego lub stopnia jego nasycenia. Pomimo niejednorodności w skali mikro, w ujęciu inżynierskim grunt nienasycony opisuje się jako ośrodek porowaty w ramach modeli ciągłych. Wartość ssania matrycowego najczęściej opisywana jest jako różnica ciśnienia porowego wody i ciśnienia porowego powietrza. Bardziej ogólna definicja określa ssanie matrycowe jako zmianę energii swobodnej w jednostkowej objętości wody podczas izotermicznego przejścia ze stanu wody gruntowej do stanu wody swobodnej [92].

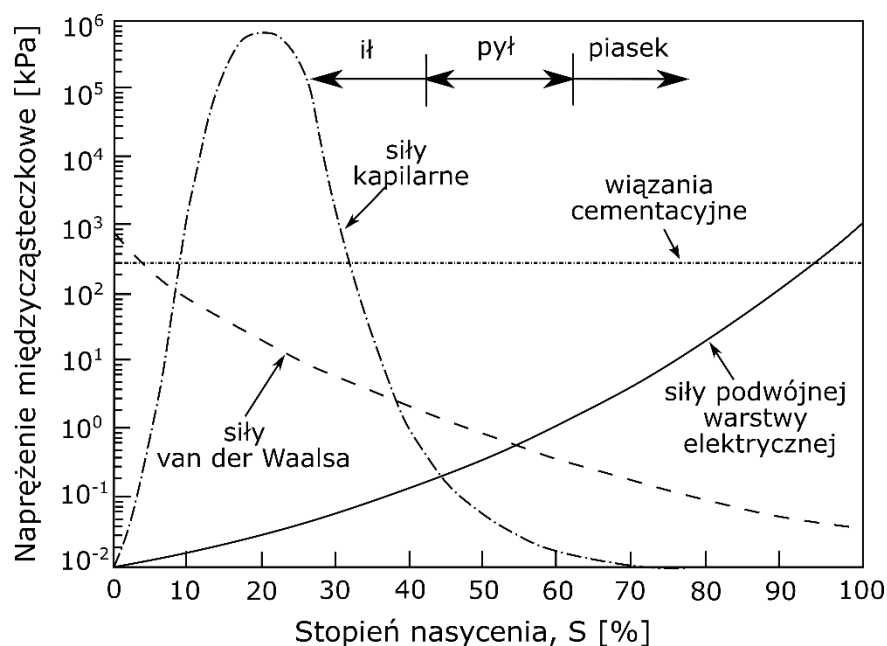
W pracy [91] charakteryzowano naprężenia międzycząsteczkowe w skali mikro, na które składa się wiele sił fizykochemicznych. Zestawienie tych sił przedstawiono na rysunku 2.9. Wśród nich można wyróżnić:

- siły van der Waalsa;
- siły podwójnej warstwy elektrycznej;
- siły cementacyjne;
- siły kapilarne.

a)



b)



Rysunek 2.9. Konceptyjne wielkości składowych naprężeń międzycząsteczkowych w funkcji:
a) wielkości cząsteczek, b) stopnia nasycenia. Opracowano na podstawie [91].

Źródłem siły van der Waalsa jest oddziaływanie pola elektromagnetycznego między dwoma atomami znajdującymi się blisko siebie. Oddziaływanie jest najbardziej widoczne przy odległościach międzycząsteczkowych mniejszych niż 2 nm. Wartość siły van der Waalsa zależy od wielkości cząsteczek gruntu, ich kształtu i geometrii oraz rodzaju ośrodka między nimi, a przyciągające naprężenie generowane przez nie osiąga 1 MPa. Największe wartości tego oddziaływania występują przy nasyceniu rezydualnym. Wraz ze wzrostem nasycenia zmniejsza

się wartość ssania matrycowego, w konsekwencji wzrastają odległości między cząsteczkami gruntu, a to powoduje, że wartość przyciągania van der Waalsa maleje wykładniczo.

Siły podwójnej warstwy elektrycznej są spowodowane niedoborem ładunku w stałej sieci krystalicznej gruntu spoistego. Na poziomie makroskopowym przejawiają się one zwykle jako naprężenia międzycząsteczkowe o charakterze odpychającym. Cząsteczki gruntu uzyskują ujemny ładunek gdy na ich powierzchni adsorbują się ujemnie naładowane jony z ośrodka dyspersyjnego [93]. W efekcie ujemnie naładowana cząstka przyciąga dodatnie przeciwjony z otoczenia. Wokół niej tworzy się podwójna warstwa elektryczna, obejmująca jony związane z powierzchnią cząstki oraz warstwę przeciwjonów w ośrodku. Cała warstwa jako układ jest elektrycznie obojętna. Jeśli jednak cząsteczki gruntu są zbyt blisko siebie, ujemna warstwa powierzchniowa wywołuje odpychanie elektrostatyczne. Wielkość tego efektu zależy między innymi od rozmiaru cząstek, rodzaju minerału oraz składu chemicznego ośrodka porowego. Naprężenia odpychające w wyniku działania podwójnej warstwy mogą osiągać wartości nawet do 1 MPa i utrzymywać się w odległości do około 10 Å [91].

Cementacja między cząsteczkami wynika z powstawania wiązań kowalencyjnych lub jonowych pomiędzy środkiem wiążącym a cząstkami gruntu. Uważa się, że środek cementujący tworzy nową fazę stałą w przestrzeniach pomiędzy cząstkami. Początkowo może on wnikać do układu gruntowego w postaci stałej lub rozpuszczonej zanim dojdzie do reakcji cementacji. Oddziaływania kohezyjne generowane przez siły cementujące mogą osiągać maksymalnie około 300 kPa. Siły cementujące jako jedyne spośród sił odpowiadających za spójność są niezależne od stopnia nasycenia i wielkości ziarna gruntu [91].

Wartość międzycząsteczkowych sił kapilarnych jest mocno zależna od wielkości i stopnia nasycenia gruntu. Siły kapilarne składają się z dwóch czynników: ciśnienia porowego wody oraz napięcia powierzchniowego na granicy faz woda-powietrze. W zależności od rodzaju gruntu, wielkości cząsteczek, ich wzajemnego położenia i stopnia nasycenia. Dla bardzo małych cząstek wielkość naprężeń może zbliżać się do górnej granicy, wynoszącej około 0,1 GPa.

Mnogość oddziaływań, które mają wpływ na wartość wytrzymałości na rozciąganie świadczy o tym, że jest to bardzo złożone zjawisko. W większości przypadków modele opisujące te procesy opierają się na analizie oddziaływań pomiędzy dwiema cząstkami gruntu, pomijając jednoczesne interakcje w większych układach ziarnowych. Takie uproszczenie prowadzi do częściowej reprezentacji zjawiska i nie odzwierciedla w pełni jego rzeczywistej

złożoności. Jest to jeden z powodów, dla których w analitycznych opisach wytrzymałości na rozciąganie nie uwzględnia się wszystkich czynników odpowiedzialnych za to zjawisko.

2.2.1.3. Modele wytrzymałości na rozciąganie

Penghai w pracy [94] podzielił modele do opisywania wytrzymałości na rozciąganie gruntu na trzy grupy. Pierwszą z nich stanowią modele empiryczne, które zostały stworzone w oparciu o dane doświadczalne oraz analizę regresyjną. Do tej grupy można zaliczyć model [95] opracowany dla gliny o średniej plastyczności, w szerokim stopniu nasycenia ($S = 0,1 - 0,9$). Model został opracowany w oparciu o wyniki zmodyfikowanego badania trójosowego ściskania z kontrolą ssania:

$$\sigma_t = a + b \cdot \exp \left\{ -0,5 \cdot \left[\frac{\ln \left(\frac{S}{C} \right)}{d} \right]^2 \right\}, \quad (2.10)$$

gdzie σ_t oznacza wytrzymałość na rozciąganie [kPa]; s to ssanie gruntu [kPa]; a, b, c, d oznaczają parametry gruntu uzyskiwane eksperymentalnie.

Inna wartość przytoczenia formułą jest liniowe wyrażenie opisujące wytrzymałość na rozciąganie w funkcji ssania gruntu zaproponowane w [26]. Zakres zastosowania wzoru obejmuje wartości ssania $s \in (0 - 5 \text{ MPa})$ dla zagęszczonej gliny o wysokiej plastyczności:

$$\sigma_t = k_1 + k_2 s, \quad (2.11)$$

gdzie k_1, k_2 to parametry gruntu uzyskiwane doświadczalnie.

Kolejną grupę stanowią modele teoretyczne oparte na spójności pozornej. W tej grupie wytrzymałość na ścinanie gruntów nienasyconych opiera się o kryterium Coulomba-Mohra rozszerzone o wpływ ssania, co zostało opisane w [96]. Zakłada się, że grunty drobnoziarniste oprócz wytrzymałości na ścinanie wykazują wytrzymałość na rozciąganie, która wynika ze spójności. Spójność pochodzi z sił cementacji lub spójności pozornej c_{app} , która jest efektem ssania i przyjmuje wartości:

$$c_{app} = c' + s \cdot \operatorname{tg} \varphi^b, \quad (2.12)$$

gdzie c' oznacza spójność efektywną w stanie nasycenia [kPa]; φ^b to kąt tarcia związane z wartością ssania matrycowego [$^\circ$].

Spójność pozorna jest interpretowana jako punkt przecięcia obwiedni zniszczenia Coulomba-Mohra z osią naprężeń stycznych przy określonym ssania matrycowym oraz zerowej wartości naprężenia normalnego netto. Istnieje kilka modeli opisujących wytrzymałość na rozciąganiu przy pomocy spójności pozornej. Jednym z nich jest model z pracy [5], w którym to spójność pozorną mnoży się przez empiryczny współczynnik redukcyjny α_T :

$$\sigma_t = \alpha_T \cdot c_{app} \cdot \operatorname{ctg} \varphi' = \alpha_T (c' + s \cdot \operatorname{tg} \varphi^b) \operatorname{ctg} \varphi', \quad (2.13)$$

gdzie α_T oznacza współczynnik redukcyjny, według [97] mieszczący się w przedziale $\alpha_T \in (0,5 - 0,7)$; φ' to efektywny kąt tarcia wewnętrznego w stanie nasycenym [°].

Z kolei Vanapalli w pracy [98] zaproponował model półempiryczny, nieliniowy model do określania wytrzymałości na ścinanie w oparciu o krzywą zachowania wody w gruncie (krzywą SWCC – Soil Water Characteristic Curve). Podstawiając to równanie do modelu zaproponowanego przez Fredlunda [96] otrzymujemy następujące wyrażenie: ten model można przedstawić w następującej postaci:

$$\operatorname{tg} \varphi^b = (S_r)^\kappa (\operatorname{tg} \varphi'), \quad (2.14)$$

gdzie S_r oznacza stopień nasycenia; κ to parametr gruntu związany z indeksem plastyczności.

Podstawiając wzór 2.13 do wzoru 2.14 można zapisać:

$$\sigma_t = \alpha_T [c' + s \cdot (S_r)^\kappa (\operatorname{tg} \varphi')] \operatorname{ctg} \varphi', \quad (2.15)$$

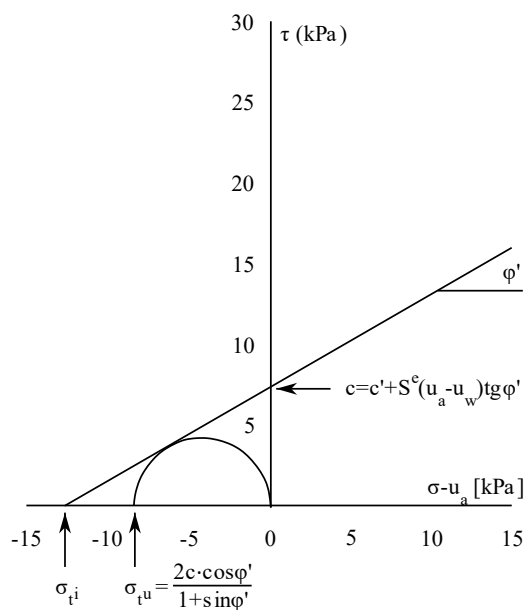
W pracy [99] opublikowano równanie opracowane dla gliny pylastej o niskiej plastyczności, wyprowadzone na podstawie wyników badań z wykorzystaniem próby bezpośredniego rozciągania, które przyjmuje postać:

$$\sigma_t = c_{app} \cdot \operatorname{ctg} \varphi' = (c' + S_r^e \cdot s \cdot \operatorname{tg} \varphi') \operatorname{ctg} \varphi', \quad (2.16)$$

gdzie $S_r^e = (S_r)^\alpha$, α ($\alpha \geq 1$) to parametr związany ze strukturą gruntu.

Równanie to zostało zmodyfikowane w pracy [100], w której wytrzymałość na rozciąganie określono na podstawie analizy procesu wysychania gruntu. Badaniom poddano dwa rodzaje gruntów spoistych o średniej oraz wysokiej plastyczności. Wyrażenie to można wyprowadzić z koła Mohra, co zostało zilustrowane na rysunku 2.10. Przy założeniu zerowej wartości głównego naprężenia otrzymuje się następującą postać równania:

$$\sigma_{tu} = \frac{2c' \cos \varphi' + 2S_r^e \cdot s \cdot \operatorname{tg} \varphi' \cdot \cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \frac{2 \cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'} c_{app}, \quad (2.17)$$



Rysunek 2.10. Model Coulomba-Mohra dla wytrzymałości na rozciąganie. σ_{tu} - wytrzymałość na rozciąganie w stanie jednoosiowego rozciągania, σ_{ti} - wytrzymałość na rozciąganie w stanie izotropowego rozciągania.

Kolejną grupę modeli prognozowania wytrzymałości na rozciąganie, wyszczególnioną w [94], stanowią modele opisane w naprężenia efektywnych. W ramach tego podejścia przyjmuje się, że zniszczenie na rozciąganie nie nastąpi, dopóki siły wiążące w punktach styku pomiędzy cząsteczkami gruntu w płaszczyźnie potencjalnego zniszczenia nie będą wynosiły zero. Oznacza to, że w momencie zniszczenia układ grunt-woda-powietrze nie przenosi efektywnego naprężenia w płaszczyźnie zniszczenia. W konsekwencji wytrzymałość na rozciąganie można wyznaczyć, przyrównując efektywne naprężenie w gruntach nienasyconych do zera ($\sigma'_n = 0$).

W literaturze istnieje kilka modeli opartych na tym podejściu. Jednym z nich jest model oparty na zasadzie efektywnego naprężenia Bishopa [101]:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi s, \quad (2.18)$$

gdzie u_a oznacza ciśnienie powietrza w porach gruntu; χ to parametr efektywnego naprężenia Bishopa zależny od stopnia nasycenia.

W pracy [102] zaproponowano formułę stanowiącą wynik połączenia teorii sił wiązania międzycząsteczkowego Hainesa-Fishera [103] oraz teorii Griffitha [104] dotyczącej zniszczenia ciał sprężystych z pęknięciami, opracowanej dla pyłu o niskiej plastyczności.

Równanie ma następującą postać:

$$\sigma_t = F(S_r) \cdot s = \left[\frac{\chi}{f(S_r)} \right] \cdot s, \quad (2.19)$$

gdzie $F(S_r)$ zastało przybliżone jako $F(S_r) = aS^b + \text{err}$, w tym przypadku a i b to współczynniki dopasowania, natomiast składnik err reprezentuje błąd dopasowania; $f(S_r)$ to funkcja proporcjonalności w oparciu o teorię koncentracji napreżeń Griffitha.

Innym modelem opartym na efektywnym naprężeniu jest model zaproponowany przez Pérona [105]. Został on wyprowadzony dla iltu pylastego o niskiej plastyczności na podstawie wyników z badania trójosiowego ścinania:

$$\sigma'_t = \sigma'_{t,\text{sat}} + k_2 \left[1 - \exp \left(-\frac{k_1 s}{k_2} \right) \right], \quad (2.20)$$

gdzie σ'_t oznacza efektywną wytrzymałość na rozciąganie [kPa]; $\sigma'_{t,\text{sta}}$ to efektywna wytrzymałość na rozciąganie w stanie nasyconym [kPa], k_1, k_2 to parametry gruntu wyznaczone w doświadczeniu (parametry modelu gruntu).

Następnie w pracy [89] został zaproponowany model teoretyczny do oszacowania wytrzymałości na rozciąganie nienasyconych gruntów piaszczystych, opartą na zależności wyrażonej następującą formułą:

$$\sigma_{tu} = 2 \operatorname{tg} \phi_t \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_t}{2} \right) \frac{S_e}{\alpha} \left[S_e^{n/(1-n)} - 1 \right]^{1/n}, \quad (2.21)$$

gdzie σ_{tu} to jednoosiowa wytrzymałość na rozciąganie; ϕ_t oznacza kąt tarcia wewnętrznego określony przy niskich wartościach naprężenia normalnego; α oraz n to parametry dopasowania modelu; S_e oznacza znormalizowany stopień nasycenia, zdefiniowany jako stosunek stopnia nasycenia S pomniejszonego o rezydualny stopień nasycenia S_r do różnicy między pełnym a rezydualnym stopniem nasycenia, to jest:

$$S_e = \frac{S - S_r}{1 - S_r}. \quad (2.22)$$

Tang [88] zmodyfikował wzór (2.21) poprzez wprowadzenie dodatkowego składnika uwzględniającego udział sił spójności, oddziaływań van der Waalsa oraz podwójnej warstwy elektrycznej w całkowitej wytrzymałości na rozciąganie gruntu spoistego. Składnik ten, oznaczany jako σ_{tr} reprezentuje resztkową wytrzymałość na rozciąganie przy pełnym nasyceniu. Jest uwzględniany w obliczeniach po przekroczeniu wartości S_c , czyli krytycznej

wartości stopnia nasycenia, przy którym osiągana jest maksymalna wartość wytrzymałości na rozciąganie. Zmodyfikowana postać wzoru (2.21) ma następującą formę:

$$\sigma_{tut} = \begin{cases} 2 \operatorname{tg} \phi_t \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_t}{2} \right) \frac{S_e}{\alpha} \left[S_e^{n/(1-n)} - 1 \right]^{1/n} & 0 \leq S \leq S_c \\ \sigma_{tr} + 2 \operatorname{tg} \phi_t \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_t}{2} \right) \frac{S_e}{\alpha} \left[S_e^{n/(1-n)} - 1 \right]^{1/n} & S_c < S \leq 100\%, \end{cases} \quad (2.23)$$

Dodanie składnika σ_{tr} reprezentującego resztkową wytrzymałość na rozciąganie przy pełnym nasyceniu, stanowi pewne uproszczenie modelu. Wynika to z faktu, że zarówno siły spójności, jak i oddziaływania van der Waalsa oraz podwójnej warstwy elektrycznej wykazują znaczną zmienność w funkcji stopnia nasycenia [91]. Ich wartości przy pełnym nasyceniu istotnie odbiegają od wartości obserwowanych w warunkach, w których osiągana jest maksymalna wytrzymałość na rozciąganie (około 40–50% dla ilów [88]). Wprowadzenie tego składnika pozwoliło jednak na rozszerzenie możliwości stosowania modelu również do gruntów spoistych. W niniejszej pracy przyjęto wartość resztkowej wytrzymałości na rozciąganie jako równą wartości spójności. Model ten przyjęto do rozważań opisanych w punkcie 5.3.

2.2.1.4. Wytrzymałość na ścinanie gruntów nienasyconych

Obecność ssania matrycowego powoduje również zmiany w innych właściwościach gruntu, w tym wytrzymałości na ścinanie. Wytrzymałość na ścinanie gruntów nienasyconych była przedmiotem wielu badań. Pierwszym, który rozszerzył teorię efektywnego naprężenia Terzagiego na grunty nienasycone był Bishop, modyfikując kryterium Coulomba-Mohra w następujący sposób [101,106]:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \operatorname{tg} \phi' + (u_a - u_w)[(\chi)(\operatorname{tg} \phi')], \quad (2.24)$$

gdzie τ oznacza wytrzymałość na ścinanie gruntu nienasyconego; σ_n to naprężenie normalne; u_w oznacza ciśnienie wody w porach; $(\sigma_n - u_a)$ to naprężenie normalne netto; $(u_a - u_w)$ ssanie matrycowe.

W kolejnych latach wzór (2.24) był wielokrotnie modyfikowany i rozwijany przez wielu badaczy, między innymi przez Vanapalli and Fredlund [98]:

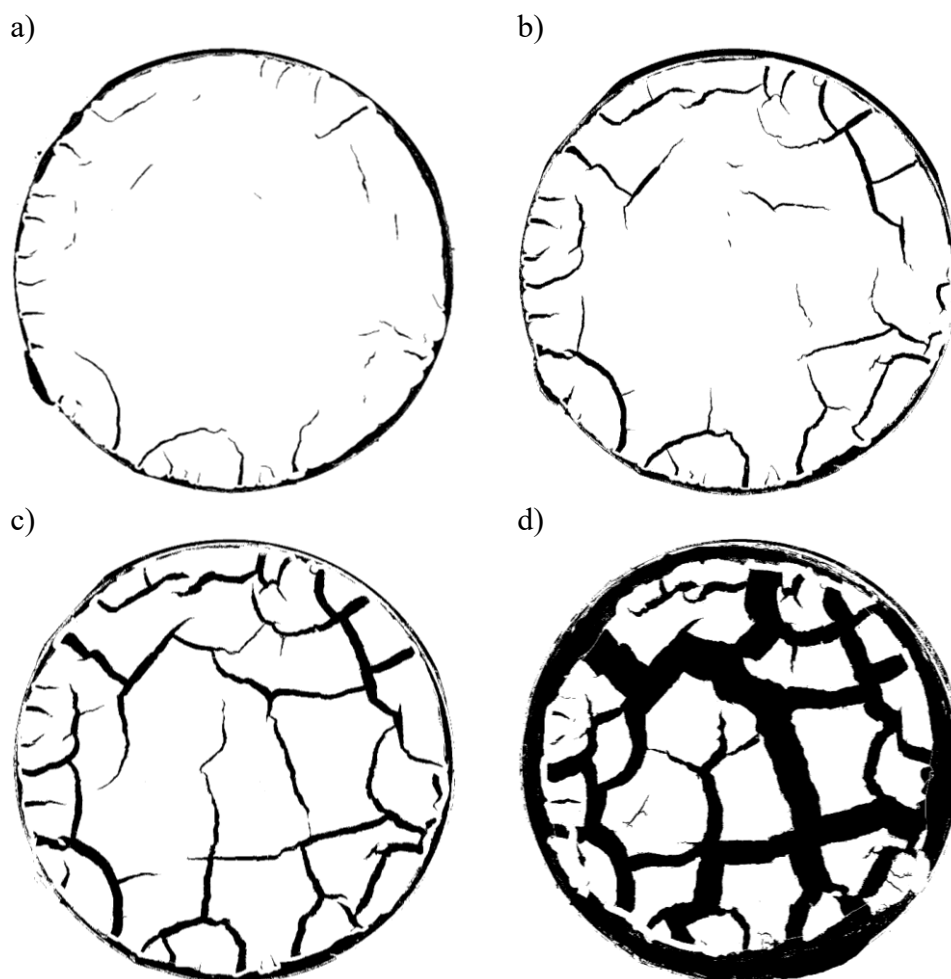
$$\tau = [c' + (\sigma_n - u_a) \operatorname{tg} \phi'] + [(u_a - u_w)\{(\theta^\kappa)(\operatorname{tg} \phi')\}], \quad (2.25)$$

gdzie κ oznacza parametr dopasowania; θ to znormalizowana zawartość wody θ_w/θ_s ; θ_w to aktualna zawartość wody; θ_s oznacza zawartość wody w stanie pełnego nasycenia.

Przedstawione modele pokazują złożoność zagadnienia wytrzymałości na rozciąganie gruntów nienasyconych. Wspólnym elementem jest istotna rola ssania matrycowego w kształtowaniu właściwości mechanicznych gruntu.

2.2.2. Obserwacja i typologia siatek pęknięć

Rozwój siatki pęknięć był opisywany przez wielu badaczy [74,21,107,108]. Zazwyczaj przebiega według podobnego schematu, który został również zaobserwowany w przeprowadzonych badaniach własnych, co zilustrowano na rysunku 2.11.

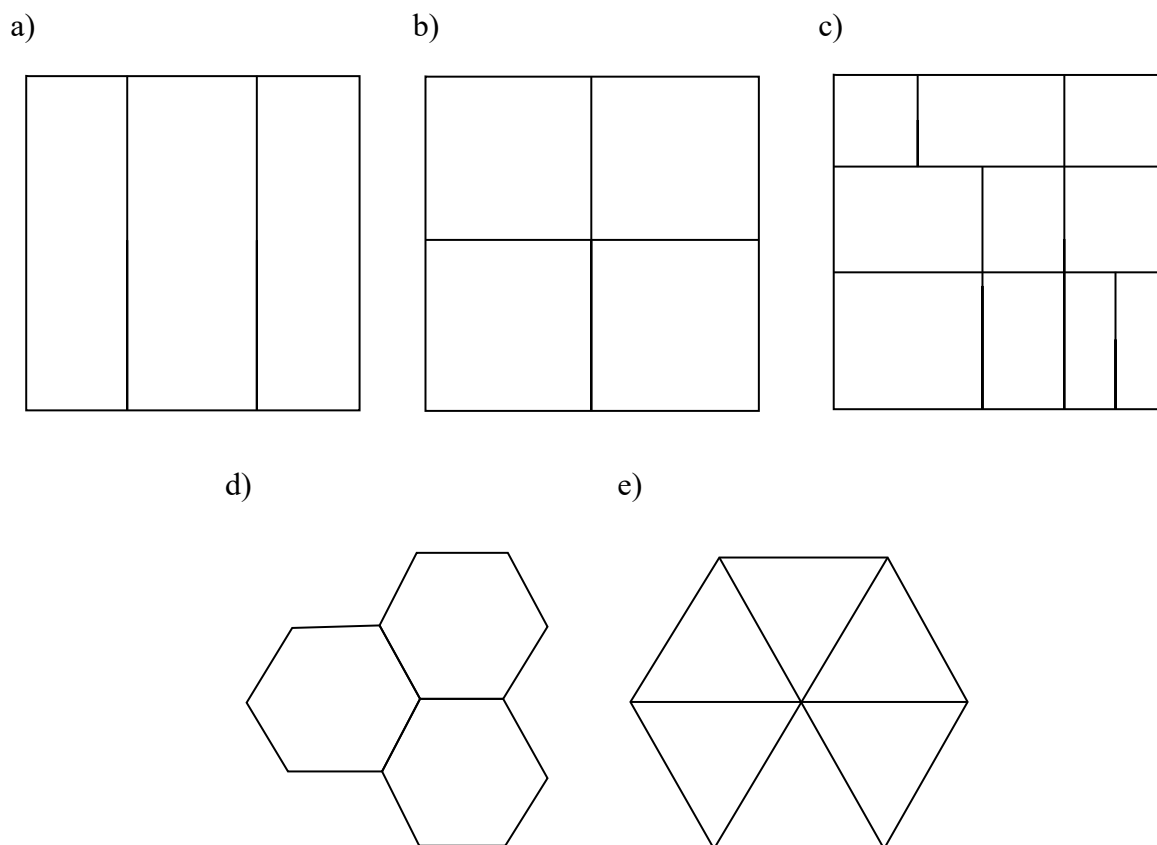


Rysunek 2.11. Rozwój siatki pęknięć na powierzchni próbki podczas wysychania gruntu. Próbkę gruntu o wilgotności: a) $w = 149\%$, b) $w = 146\%$, c) $w = 142\%$, d) $w = 74\%$.

Proces pęknięcia przebiega najczęściej w następujących etapach:

- W początkowej fazie pojawiają się pierwsze rysy zlokalizowane zwykle na krawędziach próbek, w miejscach osłabionych lub w strefach ograniczeń brzegowych (2.11a). Rysy te propagują się w kierunku wnętrza próbki i zatrzymują swój rozwój po przecięciu z innymi pęknięciami (2.11b, 2.11c). Takie pęknięcia określane są pęknięciami pierwotnymi.
- Następnie pojawiają się pęknięcia drugiego rzędu, które rozwijają się z pęknięć pierwotnych i kończą swój bieg po połączeniu z innym pęknięciem pierwotnym (2.11c, 2.11d). W tej fazie kształtują się drobne pęknięcia, która wyznaczają geometryczny układ siatki pęknięć oraz tworzą segmenty gruntu wolne od spękań. W niektórych przypadkach segmenty mogą ponownie zacząć się rozdzielać na mniejsze jednostki wskutek rozwoju pęknięć trzeciego rzędu (2.11d).
- W miarę postępu procesu wysychania siatka pęknięć stopniowo stabilizuje się, a nowe pęknięcia przestają powstawać. Dalsze obniżanie wilgotności skutkuje głównie poszerzaniem istniejących pęknięć, bez istotnych zmian w geometrii całej struktury.

Według [108,109] rozwinięte siatki pęknięć mogą przyjmować różne formy geometryczne, takie jak: równoległa, kwadratowa, nieregularna ortogonalna, sześciokątna oraz trójkątna. Według [21] najczęściej występującą formą siatki pęknięć jest siatka kwadratowa, można tłumaczyć to tym, że wokół istniejącego pęknięcia naprężenia rozciągające częściowo zanikają. Nowe pęknięcie spowodowane skurczem rozwija się więc tam, gdzie działają najsilniejsze siły rozciągające i kieruje się prostopadle w stronę starszego pęknięcia [110]. Według badań Pérona [111] pęknięcia najczęściej przecinają się pod kątem od około 90° do około 150° . W pracy [112] wyróżniono dwa podstawowe typy siatek pęknięć: ortogonalne i nieortogonalne. Stwierdzono, że pęknięcia ortogonalne są charakterystyczne dla powolnego wysychania zawieszin oraz miękkich gruntów spoistych. Z kolei pęknięcia nieortogonalne występują rzadziej, a ich pojawienie się związane jest z większą szybkością wysychania lub małą miąższością warstwy gruntu. Na rysunku 2.12 przedstawiono przykłady poszczególnych typów siatek pęknięć.



Rysunek 2.12. Schematyczne koncepcje typów siatek pęknięć: a) równoległa, b) kwadratowa, c) nieregularna ortogonalna, d) sześciokątna, e) trójkątna.

W geotechnice liniową nieciągłość w gruncie najczęściej określana jest mianem pęknięcia gruntu. Jednak w literaturze związanej z innymi dyscyplinami istnieją również inne terminy opisujące tego rodzaju struktury, takie jak szczeliny, pory czy puste przestrzenie. Wybór nazewnictwa zależy zazwyczaj od dyscypliny naukowej, skali rozpatrywanych zjawisk oraz genezy powstania danej struktury. W pracy [113] zaproponowano klasyfikację genetyczną pęknięć gruntu, w której wyróżniono trzy typy i sześć podtypów. Klasyfikację tę przedstawiono w tabeli 2.3.

Tabela 2.3. Klasyfikacja typów pęknięć. Opracowano na podstawie [113].

Geneza			Warunki powstawania
Typ	Podtyp	Przyczyna	
Spowodowane procesami naturalnymi	Hipergeniczne	Skurcz-pęcznienie	Pęknięcia gruntu spowodowane zmianami wilgotności gruntu [114].
		Zamrażanie-rozmrażanie	Pęknięcia gruntu spowodowane rozszerzalnością i kurczeniem się gruntu podczas cykli zamarzania i rozmrażania [115,116].
		Rozpuszczanie i krystalizacja soli	Pęknięcia gruntu spowodowane rozpuszczaniem i krystalizacją minerałów solnych w zasolonym gruncie [117].
	Procesy biologiczne	Rozwój systemu korzeniowego roślin	Pęknięcia gruntu powstające na styku między korzeniami roślin a gruntem podczas wzrostu systemu korzeniowego. Oprócz tego do tej grupy można zaliczyć wtórne pęknięcia gruntu powstające w wyniku rozkładu korzeni (np. w postaci kawern) lub wywołane odspajaniem się gruntu podczas wzrostu korzeni [118,119].
		Działalność gryzoni i zwierząt ryjących	Otwory (nory) bezpośrednio wytworzone przez aktywność gryzoni lub zwierząt ryjących. Dodatkowo, pęknięcia gruntu mogą powstawać w wyniku deformacji i zapadania się tych dużych otworów [120].
	Procesy geologiczne	Procesy hydrogeologiczne	Otwory i kawerny utworzone w wyniku oddziaływania wód podziemnych [121].
		Oddziaływanie osuwisk	Pęknięcia gruntu powstałe w obrębie osuwiska, takie jak pęknięcia rozciągające w niszy osuwiskowej oraz pęknięcia ścinające na krawędzi bocznej, wywołane ruchami osuwiskowymi [122].
		Zawalenie krasowe	Deformacja warstwy gruntu spowodowana płytkim zapadliskiem krasowym zlokalizowanym pod analizowaną warstwą [123].
		Trzęsienia ziemi	Pęknięcia spowodowane deformacją gruntu wywołaną drganiami [124].
		Pęknięcie mas ziemnych	Lokalna deformacja powierzchni terenu spowodowana ruchami skorupy ziemskiej oraz innymi czynnikami [125].
Antropogeniczne	Górnictwo	Wydobycie podziemne	Deformacje terenu spowodowane przez eksploatację surowców mineralnych, ropy naftowej i gazu ziemnego oraz obniżeniem poziomu wód gruntowych [126].
		Wydobycie odkrywkowe	Górnictwo odkrywkowe może powodować deformację skarp, powierzchni terenu oraz zmiany w filtracji wód podziemnych [127].
	Budownictwo podziemne	Budowle podziemne	Deformacje powierzchni terenu spowodowane podziemnymi pracami wykopowymi związanymi z na przykład budową tuneli i metra [128].
	Budownictwo ogólne	Wykopy fundamentowe, niwelacja terenu i skarpy	Deformacje gruntu spowodowane usypywaniem skarp i innymi działaniami inżynierii lądowej [41,129].

Istnieje wiele metod stosowanych do monitorowania i rejestracji procesu pęknięcia gruntu. Jak podaje [130], najpopularniejszą z nich jest analiza zachowania wysychającego gruntu na podstawie zdjęć wysychającej powierzchni cienkich warstw [4,73,74,131–138]. Pierwsza opisana w literaturze obserwacja pękniętej powierzchni gruntu za pomocą fotografii była opublikowana już w 1917 roku [139]. Metoda ta cieszy się popularnością ze względu na to, że jest skuteczna i relatywnie tania [21]. Typowy zestaw do takiej analizy opiera się o aparat cyfrowy, statyw i źródło światła. Próbkę można umieszczać na wadze, aby umożliwić monitorowanie utraty wody podczas wysychania. W pracy [21] zostały przedstawione zalecenia do tego typu badań:

- Rozdzielczość aparatu powinna mieścić się w zakresie 5–10 megapikseli [132]. Autorzy twierdzą, że niższa rozdzielczość pogarsza jakość obrazu i obniża dokładność wyników, natomiast wyższa znacząco zwiększa czas potrzebny do przetwarzania. Oczywiście, wraz z rozwojem narzędzi fotograficznych oraz wzrostem mocy obliczeniowej narzędzi do przetwarzania obrazu, zasadne jest stosowanie wyższych rozdzielczości.
- Zapewnienie odpowiedniego źródła światła. Zaleca się użycie pojedynczego źródła światła, co może poprawić warunki oświetleniowe nad powierzchnią próbki gruntu. Inną metodą jest umieszczenie próbki całkowicie w cieniu innego obiektu lub w zamkniętym środowisku z jednym źródłem światła [133].
- Stabilne ustawienie aparatu. Zestaw fotograficzny powinien pozostawać nieruchomy przez całe badanie, z osią obiektywu ustawioną prostopadle do powierzchni próbki i przy stałym powiększeniu [140].

W przypadku złych warunków fotografowania próbek gruntu lub zdjęć o niskiej jakości można zastosować metodę opisaną w [141], służącą do automatycznego rozpoznawania pęknięć gruntu, opartą na głębokim uczeniu.

Istnieją również techniki oparte na przetwarzaniu zdjęć fotograficznych, wykorzystujące analizę tekstury, anemometrię obrazową cząstek (PIV) oraz korelację obrazów cyfrowych (DIC). Metoda PIV polega na analizie przemieszczeń pikseli pomiędzy kolejnymi zdjęciami w odniesieniu do charakterystycznych cech teksturalnych powierzchni. Oprogramowanie stosowane w tej technice umożliwia generowanie pól wektorowych przemieszczeń związanych z ruchem gruntu. Technika DIC wykorzystuje obrazy zarejestrowane przed i po przemieszczeniu. Umożliwia to uzyskanie ciągłego i pełnego

odwzorowania odkształceń występujących na powierzchni próbek gruntu. Metody te były stosowane w pracach [142–144] (PIV) oraz [24,131,145,146] (DIC).

Do analizy pęknięć gruntu bywają stosowane również bardziej zaawansowane urządzenia. Stosuje się między innymi profilometry laserowe [4,147], które pozwalają na bezkontaktowe skanowanie laserowe. Pozwalają one precyzyjnie odwzorować powierzchnię gruntu poprzez rzutowanie i rejestrację odbitych linii, które następnie przetwarza się komputerowo do trójwymiarowych modeli. Umożliwia to szczegółową analizę morfologii i ewolucji sieci pęknięć, przy czym ograniczeniem pozostaje obrazowanie wyłącznie powierzchniowe, bez możliwości wglądu w pęknięcia wewnątrz próbki.

W pracy [148] została zastosowana technika obrazowania w podczerwieni z użyciem kamery termowizyjnej do badania pęknięć desykacyjnych. Metoda ta pozwala powiązać rozkład temperatury na powierzchni próbki z miejscami inicjacji pęknięć i kierunkiem ich propagacji. Jednak podobnie jak inne techniki optyczne monitoruje ona jedynie pęknięcia powierzchniowe.

W testach laboratoryjnych niektóre pęknięcia pojawiają się na górnej powierzchni próbki, podczas gdy inne zlokalizowane są wewnątrz próbki i nie są bezpośrednio widoczne [99]. W celu detekcji niewidocznych pęknięć oraz śledzenia trójwymiarowego rozwoju sieci pęknięć stosuje się zaawansowane techniki, takie jak tomografia elektrooporowa (ERT), georadar (GPR) i rentgenowska tomografia komputerowa (CT).

Opór elektryczny gruntu odzwierciedla sposób, w jaki aniony i kationy przemieszczają się pod przyłożonym polem elektrycznym. Stanowi to czuły wskaźnik wielu właściwości gruntu [149–151], takich jak: cechy ziaren gruntu, układ porów, właściwości cieczy w porach gruntu. Obecność pęknięć znacząco zmienia ścieżki przepływu prądu elektrycznego ze względu na niezwykle niską przewodność elektryczną powietrza (około 10 rzędów wielkości niższą niż w gruncie), co powoduje duże straty potencjału w porównaniu do gruntów o zwartej strukturze.

GPR wykorzystuje krótkie impulsy fal elektromagnetycznych do identyfikacji granic o zróżnicowanych własnościach dielektrycznych, co umożliwia rejestrację zmian w budowie gruntu, w tym rozwoju trójwymiarowej sieci pęknięć. Badania laboratoryjne [152] wykazały jednak, że w warunkach laboratoryjnych dokładność oraz głębokość penetracji GPR są ograniczone i silnie zależą od częstotliwości zastosowanej anteny.

Inną skuteczną i nieniszczącą metodą obrazowania wewnętrznej struktury obiektów z wysoką rozdzielczością jest tomografia komputerowa (CT). Promienie rentgenowskie przenikają obiekt w wielu kierunkach, a pomiar stopniowego osłabiania odzwierciedla kontrast

gęstości obiektu [153]. W naukach o gruncie i geologii po raz pierwszy badania z użyciem CT zostały opisane w pracy [154]. Wykazano istnienie liniowej zależności pomiędzy gęstością objętościową gruntu a stopniem tłumienia promieniowania rentgenowskiego. Badania oparte na CT pozwalają na analizę objętościowych i geometrycznych cech sieci porów i pęknięć w gruncie, takich jak porowatość, średnica porów, obwód i pole powierzchni, kolistość oraz gęstość sieci spękań [15,21,155–158].

W ostatnim czasie zastosowano także technikę czujników światłowodowych (FOS) do monitorowania zmian pola odkształceń gruntu oraz interpretacji rozwoju pęknięć [159,160]. Choć metoda FOS jest inwazyjna, cechuje ją relatywnie wysoka dokładność w porównaniu z technikami ERT i GPR.

Wybór metody badawczej zależy nie tylko od dostępnego zaplecza i infrastruktury, lecz przede wszystkim od właściwości gruntu, których wpływ na pękanie chcemy przeanalizować oraz od cech samych pęknięć, które zamierzamy zbadać. W praktyce to właśnie te uwarunkowania, wraz ze skalą zjawiska i oczekiwaną głębokością wglądu determinują czy zastosujemy techniki obrazowe, geofizyczne czy tomograficzne. Ze względu na powszechność stosowania metod obrazowych w badaniach gruntów oraz ich wykorzystanie w niniejszej dysertacji, szczególną uwagę poświęcono charakterystykom opisującym pęknięcia. Parametry te wyznacza się na podstawie analizy fotografii powierzchni spękanej próbki.

W literaturze wykazano, że geometryczne charakterystyki pęknięć, takie jak szerokość, długość, głębokość, czy rozmieszczenie, w istotny sposób wpływają na pracę obiektów posadowionych na gruntach ekspansywnych [161]. Do ilościowego opisu pęknięć stosuje się zarówno proste jak i bardziej zaawansowane wskaźniki. Wśród tej pierwszej grupy można wyróżnić wskaźnik intensywności pęknięć (*CIF*), liczba pęknięć powierzchniowych N_{seg} , liczba węzłów pęknięć N_n , średnia długość pęknięcia L_{avg} czy średnia szerokość pęknięcia W_{avg} [21]. Do tych bardziej złożonych należą na przykład liczby Minkowskiego [162] do opisu spękań lub parametry używane do opisu zjawisk fraktalnych [109,163]. W ramach prowadzonych badań opracowano również autorski wskaźnik, krzywiznę pęknięcia κ , który może być stosowany do oceny dynamiki rozwoju pęknięć [164]. W tabeli 2.4 zaprezentowano wskaźniki geometryczne służące do opisu pęknięć.

Tabela 2.4. Wskaźniki geometryczne służące do opisu pęknięć. Opracowano na podstawie [21].

Wskaźnik geometryczny	Definicja	Opisany w:
Wskaźnik intensywności pęknięć - crack intensity factor (<i>CIF</i>), lub bliźniaczy wskaźnik pęknięć powierzchniowych - surface crack ratio (<i>R_{sc}</i>)	$CIF = \frac{A_c}{A}$ $R_{sc} = \frac{A_c}{A_i}$ <i>A_c</i> to całkowita powierzchnia pęknięć; <i>A</i> to całkowita powierzchnia próbki gruntu; <i>A_i</i> to początkowa powierzchnia próbki gruntu.	[16]
Kąt przecięcia pęknięcia	Kąt pomiędzy przecinającymi się pęknięciami.	[165]
Liczba węzłów pęknięć - number of crack nodes (<i>N_n</i>)	Brane pod uwagę są dwa rodzaje węzłów: węzły przecięcia między segmentami pęknięć oraz węzły końcowe pojedynczego pęknięcia, które nie przecinają się z innym pęknięciem.	[166]
Liczba pęknięć powierzchniowych <i>N_{seg}</i>	Pęknięcie jest określone jako linia przechodząca przez dwa węzły sąsiadujące ze sobą.	[133]
Średnia szerokość pęknięcia <i>W_{avg}</i>	$W_{avg} = \frac{W_{sum}}{N_{seg}}$ <i>W_{sum}</i> to suma szerokości wszystkich pęknięć, gdzie każda szerokość jest przyjmowana jako największa odległość od losowo wybranego punktu na jednej granicy do przeciwległej granicy segmentu pęknięcia.	[166]
Średnia długość pęknięcia <i>L_{avg}</i>	$L_{avg} = \frac{L_{sum}}{N_{seg}}$ <i>L_{sum}</i> to suma długości wszystkich pęknięć, gdzie każda długość przyjmowana jest jako długość osi segmentu pęknięcia.	[166]
Gęstość linii pęknięć <i>C_L</i>	Stosunek obwodów wszystkich pęknięć do całkowitej powierzchni próbki gruntu.	[10]
Szerokość, długość, kierunek i liczba segmentów (segment – zamknięty obszar wydzielony przez pęknięcia)	Średnica Fereta jest przyjmowana jako odległość ortogonalna między parą stycznych równoległych do obiektu pod określonym kątem. Średnica Fereta jest pojęciem z zakresu analizy obrazu. Długość segmentu oznacza maksymalną średnicę Fereta; szerokość segmentu oznacza minimalną średnicę Fereta; kierunek segmentu oznacza kierunek maksymalnej średnicy Fereta.	[166]
Liczby Minkowskiego	Liczby Minkowskiego to podstawowe miary geometryczne opisujące kształt i strukturę obiektów (np. w 2D: pole, obwód i liczba Eulera), które w pełni charakteryzują ich własności przestrzenne i topologiczne.	[162]
Wymiar fraktalny <i>D_{frac}</i> krawędzi pęknięcia i powierzchni pęknięcia	Miara wypełnienia przestrzeni przez obraz pęknięcia. Jest obliczana jako ujemne nachylenie regresji liniowej $\log(N_{box})$ oraz $\log(L_d)$. <i>N_{box}</i> to liczba pól potrzebnych do pokrycia całego obrazu pęknięcia. <i>L_d</i> to boczny wymiar pola.	[109,163]
Funkcja gęstości prawdopodobieństwa <i>f</i> parametru geometrycznego pęknięcia <i>α_c</i>	$f(\alpha) = \frac{\Delta N_c}{N_{seg} \cdot \Delta \alpha_c}$ <i>α_c</i> oznacza parametr pęknięcia (na przykład długość, szerokość, powierzchnia); <i>ΔN_c</i> to liczba segmentów pęknięcia, których długość zawiera się w przedziale <i>Δl</i>.	[133]

Najbardziej prawdopodobna wartość <i>MPV</i> (Most probable value)	Parametr geometryczny α związany z maksymalną wartością $f(\alpha)$	[133]
Krzywizna pęknięcia κ	Wskaźnik geometryczny, może być wykorzystywany do badań dynamiki pęknięcia.	[164]

2.3. Czynniki wpływające na powstawanie pęknięć

Grunt jest materiałem trójfazowym o złożonej strukturze, którego podatność na pękanie wynika z oddziaływania wielu współwystępujących czynników o charakterze wewnętrznym i zewnętrznym. W literaturze najczęściej podkreśla się rolę wilgotności, składu mineralogicznego, gęstości objętościowej oraz temperatury [74,107]. Szczególnie wrażliwą grupę stanowią grunty ekspansywne, których właściwości objętościowe ulegają znacznym zmianom w wyniku cyklicznych procesów nawilżania i wysychania. Zjawiska pęcznienia i skurczu są w tym przypadku ściśle związane z obecnością minerałów ilastych, zwłaszcza montmorylonitu, który charakteryzuje się najwyższą zdolnością do zmian objętościowych [167]. Ekspansywność gruntów ocenia się na podstawie szeregu parametrów, takich jak zawartość frakcji iłowej, rodzaj dominującego minerału ilastego, wskaźnik plastyczności, a także maksymalne odkształcenie pęcznienia oraz ciśnienie pęcznienia [168]. Należy podkreślić, że dwa ostatnie wskaźniki, mimo ich wysokiej wartości poznawczej, są w praktyce oznaczane stosunkowo rzadko.

Zmiany objętościowe gruntów ekspansywnych prowadzą do powstawania deformacji, które mogą stanowić istotne zagrożenie dla stateczności i trwałości konstrukcji budowlanych posadowionych na tego typu podłożu [169]. Zrozumienie mechanizmów związanych ze skurczem ma zatem zasadnicze znaczenie dla przewidywania i modelowania procesów pęknięcia. Należy przy tym zauważyć, że inicjacja pęknięć i ewolucja siatki pęknięć są rezultatem współdziałania wielu czynników, które można usystematyzować w czterech głównych grupach:

1. właściwości wewnętrzne gruntu;
2. ograniczenia brzegowe,
3. warunki środowiskowe
4. niejednorodności i defekty strukturalne.

W pracy [21] wyszczególniono trzy główne grupy czynników. W niniejszej klasyfikacji dodano jednak dodatkową grupę obejmującą niejednorodności i defekty strukturalne, ze

względem na ich istotny wpływ na inicjację i rozwój siatki pęknięć. Kompleksowa analiza tych wszystkich czterech grup uwarunkowań pozwala lepiej wyjaśnić mechanizm powstawania oraz rozwoju pęknięć.

Proces wysychania gruntu można traktować jako efekt skurczu objętościowego, którego wielkość wprost przekłada się na rozwój i intensywność sieci pęknięć. Im większy skurcz objętościowy, tym bardziej rozbudowana i złożona staje się powstająca siatka pęknięć. Wielkość tego skurczu w dużym stopniu zależy od składu mineralnego frakcji ilowej. Autorzy [170] wykazali, że zarówno rodzaj minerału ilastego, jak i powierzchnia właściwa cząstek istotnie wpływają na odległość pomiędzy równoległymi płytkami ilastymi oraz na wskaźnik porowatości. Szczególne znaczenie mają bentonity, zawierające duże ilości smektytu (montmorylonitu), minerału o wyjątkowo wysokiej zdolności do pęcznienia i skurczu. W konsekwencji spękania skurczowe w tego typu gruntach są szczególnie intensywne [171]. Wyniki badań [36] potwierdzają, że próbki zawierające montmorylonit wykazują największe odkształcenia objętościowe sięgające 16,4%, w porównaniu do 11,7% obserwowanych w próbkach z przewagą illitu. Z powyższych badań wynika, że większa zawartość frakcji ilowej sprzyja silniejszemu skurczowi i prowadzi do bardziej intensywnego rozwoju pęknięć skurczowych [21].

Kolejnym parametrem determinującym mechanizm pękania jest gęstość gruntu, która odzwierciedla początkowy układ i stopień uporządkowania cząstek. Badania [172] wykazały, że w glinach zagęszczonych czas do inicjacji pęknięć był dłuższy i rósł liniowo wraz ze wzrostem grubości próbki, natomiast w gruntach przygotowanych w formie zawiesiny zależność ta miała charakter nieliniowy. Wynikało to z odmiennych warunków transportu wilgoci. W gruntach gęstszych tempo parowania i dyfuzji pary wodnej było niższe. Dodatkowo autorzy [17] potwierdzili, że odkształcenia objętościowe maleją wraz ze wzrostem stopnia zagęszczenia. Największe wartości skurczu, a w konsekwencji także liczniejsze i bardziej rozbudowane pęknięcia, obserwuje się w próbkach o luźniejszej strukturze.

Kolejną grupę czynników, które odgrywają istotną rolę w procesie inicjacji oraz rozwoju pęknięć, stanowią ograniczenia brzegowe. Pęknięcia występują szczególnie często w sytuacjach, gdy naturalny skurcz objętościowy gruntu zostaje zaburzony przez wpływ brzegów formy, w której wysuszana jest badana próbka [111,173]. W pracy [73] wskazano, że wskutek wpływu warunków brzegowych pęknięcia mogą pojawiać się nawet przy niemal pełnym nasyceniu wodą, bliskim wartości $S = 100\%$. W takiej sytuacji w materiale powstają naprężenia rozciągające, które przewyższają jego wytrzymałość na rozciąganie, inicjując

rozwój pęknięć. Na charakter i intensywność tego procesu wpływają różne czynniki, w tym geometria bryły gruntu, tarcie na styku z podłożem czy obecność pokrywy roślinnej modyfikującej warunki wymiany wilgoci (w warunkach *in situ*). W pracy [132] wykazano, że rodzaj podłoża ma istotne znaczenie dla liczby spękań: im mniejsze było tarcie między gruntem a podłożem, tym mniej pęknięć powstawało. Wpływy warunków brzegowych mogą nakładać się na siebie, prowadząc do złożonych mechanizmów inicjacji i propagacji pęknięć.

Geometria próbki lub warstwy gruntu stanowi jeden z najczęściej analizowanych aspektów związanych z warunkami brzegowymi. W badaniach doświadczalnych wykazano, że zarówno kształt, jak i rozmiar czy grubość próbki mogą istotnie zmieniać sposób powstawania siatki spękań. W pracy [174] wskazano, że kształt formy (kołowy lub prostokątny) wpływa na układ i rozwój spękań, co wskazuje na znaczenie geometrii próbki w procesie wysychania. W pracy [136] stwierdzono, że wraz ze wzrostem wymiarów próbki zmniejsza się przeciętna powierzchnia segmentów gruntu bez pęknięć i szerokość pojedynczych spękań. Z kolei całkowita długość pęknięć w przeliczeniu na jednostkę powierzchni rośnie, co świadczy o intensywniejszym rozdrobnieniu struktury.

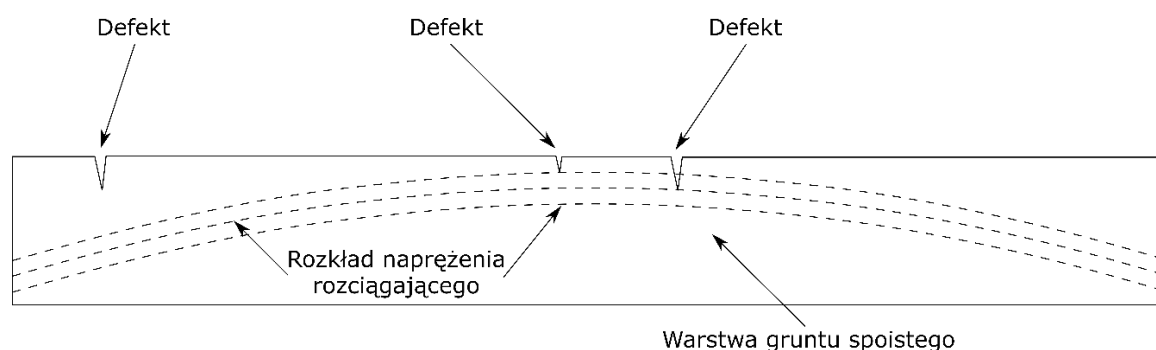
Oprócz kształtu i wielkości formy istotne znaczenie ma także grubość próbek gruntu. Badania [136] wykazały, że przy zwiększeniu grubości próbki od 10 mm do 20 mm wzrasta udział powierzchni objętej spękaniami, choć jednocześnie całkowita długość pęknięć maleje. W pracy [133] autorzy po analizie próbek o grubości 5, 8 i 11 mm stwierdzili, że większa grubość warstwy wpływa na rozkład naprężeń, transport wody oraz przepływ ciepła podczas wysychania, prowadząc do powiększenia długości i szerokości pęknięć. W pracy [107] odnotowano wolniejsze tempo wysychania w próbkach grubszych oraz wyraźniejsze różnice wilgotności pomiędzy górą i dołem próbki. Zjawisko to jest konsekwencją dłuższej drogi transportu wody. W rezultacie wraz ze wzrostem grubości próbek obserwuje się większy rozstaw i szerokość pęknięć. Z kolei w artykule [132] wskazano, że im grubsza była warstwa, tym przy wyższej wilgotności inicjowały się pierwsze pęknięcia. Grubość wpływała również na liczbę i rozwartość pęknięć, cieńsze warstwy generowały ich więcej niż grubsze. Jak wskazano w pracy [108] cieńsze próbki wykazują większą tendencję do formowania heksagonalnej siatki pęknięć.

Proces wysychania i powstawania pęknięć w gruntach jest silnie uzależniony od warunków środowiskowych, takich jak temperatura czy wilgotność powietrza. Czynniki te odgrywają istotną rolę w inicjacji i propagacji pęknięć desykacyjnych, co potwierdzają badania eksperymentalne. W pracy [175] wykazano, że wzrost temperatury zwiększa intensywność

parowania wody porowej, co prowadzi do przyspieszonego skurczu gruntu i w konsekwencji do wcześniejszego pojawienia się pęknięć, a także ich szybszego i bardziej dynamicznego rozwoju. Autorzy pracy [137] dowiedli ponadto, że geometria sieci pęknięć silnie zależy od temperatury, jej wzrost powoduje zwiększenie końcowego wskaźnika powierzchni pęknięć (R_{sc}), średniej długości pęknięć oraz ich średniej szerokości. Do podobnych wniosków doszli autorzy pracy [133], wskazując, że temperatura w istotny sposób wpływa na właściwości i strukturę gruntu, a tym samym na mechanizm oraz intensywność pęknięcia.

Mechanizm powstawania pęknięć w gruntach jest również silnie powiązany z obecnością defektów strukturalnych oraz powierzchniowych, które pełnią rolę lokalnych koncentratorów naprężeń. Jak podkreślono w pracy [176], szczególnie podatnymi miejscami na rozwój pęknięć są punkty styku ziaren, anomalie w rozmiarach ziaren, pory gruntu, obce wtrącenia, mikrowgłębienia na powierzchni czy nieregularności topograficzne. Tego typu nieciągłości prowadzą do lokalnej modyfikacji stanu naprężeń, w wyniku czego wartości naprężeń rozciągających w ich otoczeniu mogą przekraczać graniczną wytrzymałość gruntu na rozciąganie. Koncentracja naprężeń w tych obszarach stanowi kluczowy czynnik inicjujący proces powstawania pęknięć i determinuje dalszą ewolucję morfologii siatki pęknięć.

W większości badań pęknięcia nie inicjowały się dokładnie w miejscach, gdzie teoretycznie powinno występować maksymalne naprężenie rozciągające. Głównym powodem jest wpływ defektów na inicjację pęknięć. W pracy [108] stwierdzono, że naprężenie rozciągające potrzebne do powstania pęknięcia w okolicy defektu jest odwrotnie proporcjonalne do pierwiastka kwadratowego z wielkości defektu. Oznacza to, że pęknięcia mogą powstawać w miejscach oddalonych od teoretycznych maksimów naprężeń, jeśli znajdują się tam wystarczająco duże defekty, zdolne do inicjacji pęknięcia przy aktualnym poziomie naprężeń rozciągających. Rysunek 2.13 przedstawia wpływ defektów na inicjację pęknięć z wykorzystaniem rozkładu naprężeń obwodowych w cylindrycznej próbce gruntu.



Rysunek 2.13. Wpływ defektów na inicjację pęknięć z wykorzystaniem rozkładu naprężeń obwodowych w cylindrycznej próbce gruntu. Wykonano na podstawie [108].

Z uwagi na złożoność zjawiska wysychania i pęknięcia gruntów, a także liczne czynniki środowiskowe i materiałowe, które mogą inicjować oraz kontrolować proces powstawania pęknięć, szczególnie istotna staje się identyfikacja tych elementów, które odgrywają istotną rolę. Ich rozpoznanie jest niezbędne do opracowania skutecznych działań inżynierskich, ukierunkowanych zarówno na ograniczanie rozwoju pęknięć, jak i minimalizację ich konsekwencji dla stateczności i nośności podłoża. Dotychczasowe badania dostarczyły licznych dowodów na znaczenie poszczególnych czynników. Wyniki te jednak opierają się głównie na obserwacjach i nie dają jednoznacznej odpowiedzi, które mechanizmy i właściwości należy uznać za dominujące. Problem jest przedmiotem badań opisanych w podrozdziale 5.1.

2.4. Zabiegi ograniczające powstawanie pęknięć

2.4.1. Dodatki chemiczne

W celu poprawy właściwości mechanicznych gruntów powszechnie stosuje się ich chemiczną stabilizację [177–179]. Spoiwa wykorzystywane w tym procesie różnią się skutecznością, kosztami oraz wpływem na środowisko, co zestawiono w tabeli 2.5. Wśród nich cement portlandzki uznawany jest za jedno z najefektywniejszych spoiw, charakteryzuje się stosunkowo niską toksycznością i umiarkowanym kosztem, a jednocześnie zapewnia znaczną poprawę parametrów wytrzymałościowych gruntu. Mieszanki cementogruntowe są materiałami dość dobrze poznanymi, badania nad ich wytrzymałością i wytrzymałościowych prowadzono już około 70 lat temu, kiedy to najistotniejsze parametry, takie jak moduł sprężystości czy kąt tarcia wewnętrznego dla różnych domieszek cementowych, były analizowane w badaniach Balmera [180]. Współcześnie, obok kwestii technicznych, coraz większe znaczenie zyskują zagadnienia związane z oddziaływaniem procesu stabilizacji na środowisko. Produkcja cementu wiąże się bowiem z dużym zużyciem energii oraz znaczną emisją gazów cieplarnianych, co czyni minimalizację jego zastosowania jednym z istotnych wyzwań inżynierii lądowej. Według danych przedstawionych w [181], całkowita emisja CO₂ związana z produkcją cementu stanowi aż 8% globalnej emisji tego gazu, co wyraźnie

podkreśla konieczność poszukiwania alternatywnych, bardziej zrównoważonych metod stabilizacji gruntów [182].

Tabela 2.5. Klasyfikacja i ocena właściwości spoiw. Opracowano na podstawie [183].

Rodzaj spoiwa	Właściwości					
	właściwości penetracyjne gruntu	trwałość	łatwość aplikacji	toksyczność	palność	kosztowność
cement portlandzki	niskie	wysoka	średnia	niska	niepalny	niska
krzemiany	wysokie	średnia	wysoka	niska	niepalny	niska
akrylany	wysokie	średnia	wysoka	średnia	niska	wysoka
ligniny	wysokie	średnia	wysoka	wysoka	niska	wysoka
uretany	średnie	wysoka	średnia	wysoka	wysoka	wysoka
żywice	niskie	wysoka	średnia	wysoka	średnia	wysoka

Spoiva mogą być również stosowane do redukcji pęknięć. W kontakcie z wodą cement ulega hydratacji, wytwarzając produkty hydratacyjne, które wzmacniają strukturę gruntu i ograniczają jego skurczliwość [184,185]. Jednak stosowanie cementu ma wady: nie zawsze skutecznie zapobiega pęknięciom przy wysokiej początkowej wilgotności, mogą szkodzić roślinności i środowisku [186,187]. Trudnością jest też równomierne wymieszanie dodatków z gruntem w skali in situ [188].

Innym dodatkiem chemicznym, który przyczynia się do redukcji powierzchniowych pęknięć, jest pył krzemionkowy, zawdzięczający swoje właściwości reakcjom pucolanowym [189]. Z kolei w pracy [21] wykazano, że dodatek pyłu krzemionkowego oprócz redukcji pęknięć powierzchniowych, powoduje zmniejszenie ściśliwości oraz podatności na pęcznienie gruntów spoistych. Szczególnie cennym źródłem pyłu krzemionkowego są pyły odpadowe powstające podczas przerobu kruszyw, takie jak pył granodiorytowy [190]. Procesy technologiczne związane z przygotowaniem kruszyw do produkcji mieszanek asfaltowych generują znaczące ilości tego typu odpadów. Szacuje się, że w trakcie wytwarzania jednej partii mieszanki asfaltowej nawet około 5% masy użytego kruszywa ulega przekształceniu w drobny pył odpadowy. Według [191] przeciętna wytwórnia asfaltu generuje rocznie nawet około 5000 ton takiego materiału odpadowego. Porównywalne ilości odpadów pyłowych powstają również podczas obróbki kamienia naturalnego przeznaczonego do produkcji kostki brukowej, płyt elewacyjnych, posadzek czy pomników [191].

Wykorzystanie tego rodzaju materiałów ubocznych w procesie stabilizacji gruntów wpisuje się w ideę zrównoważonego rozwoju w inżynierii lądowej, umożliwiając jednocześnie ograniczenie negatywnego oddziaływania na środowisko poprzez zagospodarowanie odpadów przemysłowych oraz zmniejszenie zużycia tradycyjnych spoiw cementowych. W niniejszej rozprawie podjęto problem zastąpienia części cementu w mieszankach cementogruntowych pyłem odpadowym.

2.4.2. Dodatek włókien

W celu zwiększenia wytrzymałości na rozciąganie gruntu można stosować zbrojenie w postaci włókien. Krótkie, losowo rozmieszczone włókna są często stosowane do poprawy właściwości materiałów kruchych, ze względu na udział w opóźnieniu inicjacji pęknięć oraz wpływu na ich propagację [192]. W latach sześćdziesiątych po raz pierwszy wykonano beton zbrojony włóknami [193] i rozpoczęto zakrojony na szeroką skalę program badań. Obecnie jest on często stosowanym materiałem [192]. Do wzmacniania betonu i materiałów do niego podobnych najczęściej stosuje się włókna wykonane ze stali, polipropylenu, szkła i włókna węglowe [194].

Konwencjonalnym, najczęściej stosowanym typem zbrojenia jest zbrojenie geosyntetykami, składające się z poziomych, długich, ułożonych warstwami inkluzji w postaci siatek, prętów czy taśm, które zwiększają wytrzymałość gruntu na ścinanie.

Prace nad zbrojeniem gruntów trwają od kilkudziesięciu lat [195]. Wraz z obiecującymi wynikami współpracy betonu ze zbrojeniem w postaci włókien rozproszonych w ostatnich latach odnotowano rosnące zainteresowanie wykorzystaniem takich włókien do wzmacniania gruntu. Ten rodzaj zbrojenia gruntu jest relatywnie nowym rozwiązaniem [192]. Zbrojenie materiałów gruntowych włóknami w porównaniu do geosyntetyków ma następujące zalety [86]:

- losowo rozmieszczone włókna ograniczają potencjalne płaszczyzny osłabienia;
- włączenie włókien zmienia jedynie właściwości fizyczne gruntu;
- włókna można dodawać do gruntu jednocześnie z cementem, dzięki czemu pracochłonność przygotowania cementogruntu zbrojonego włóknami jest zbliżona do klasycznej stabilizacji chemicznej.

Podobnie jak w przypadku betonu, do zbrojenia gruntu najczęściej stosuje się włókna polipropylenowe oraz szklane [2,86,192,196,197]. W ostatnim czasie badane są również inne materiały do zbrojenia gruntu, są to zarówno materiały syntetyczne oraz naturalne. W tabeli 2.6 zestawiono wybranych dodatków na intensywność i charakter desykacyjnych pęknięć gruntu.

Tabela 2.6. Zestawienie wpływu dodatków modyfikujących na intensywność pęknięć oraz odkształcalność gruntu w warunkach wysychania. Opracowano z wykorzystaniem [21].

Dodatek	Udział dodatku/ komentarz	Wynik badań	Na podstawie
Dodatki chemiczne			
Cement portlandzki	0; 3; 7; 12%	Dodatek wapna i cementu nie zapobiega w pełni pękaniu gruntu poddanemu wysuszeniu gdy początkowa zawartość wody jest wysoka. Może mieć negatywny wpływ na wzrost roślin i powodować nieodwracalne problemy środowiskowe.	[186]
Wapno gaszone	0; 4; 7; 9%		
Wapno	2; 3; 4; 6; 8%	Po dodaniu 2% wapna odkształcenie pionowe próbki zmniejszyło się o jedną trzecią, a po dodaniu 3% wapna o jedną szóstą w stosunku do próbki niepoddanej stabilizacji.	[198]
Popiół lotny	0; 2; 4; 6; 8; 10; 12%	Optymalizacja mieszanki gruntu i dodatków oraz homogenizacja mieszanki gruntowej jest zadaniem relatywnie trudnym, szczególnie in situ.	[188]
Pył kamienny	0; 10; 15; 20; 25; 30; 40; 50%		
CaCl ₂	0; 0,5; 1; 1,5; 2%		
Na ₂ SiO ₃	0; 0,5; 1; 1,5; 2%		
Popiół lotny	5; 10; 20%	Mieszanka tworzy znaczną ilość tobermorytu, co prowadzi do powstania materiału o wyższej gęstości. Pod względem kosztów korzystne jest wykorzystanie popiołu lotnego, ponieważ stanowi on materiał odpadowy.	[199]
Pył krzemionkowy	5; 10; 15; 20; 25; 30; 50%	Pył krzemionkowy może ograniczyć powstawanie pęknięć desykacyjnych w zagęszczonych warstwach uszczelniających i pokrywach wykonanych z gruntów spoistych.	[189]
Włókna naturalne			
Kokosowe	4; 28; 30%	Badania wykazały, że w przypadku gruntów pozyskanych z regionu Taperoa optymalny stosunek wody do gruntu potrzebny do wytworzenia szkieletu gruntowego o wysokiej wytrzymałości wynosi 28%. Dzięki dodatkowi 4% włókna kokosowego lub sizalowego do gruntu udało się uzyskać znaczną ciągliwość.	[200]
Sizalowe	0; 0,1; 0,3; 0,6%	Dodatek włókien sizalowych zmniejszał liczbę i szerokość pęknięć, opóźniał inicjację pęknięcia, ograniczał rozwój pęknięć.	[201]
Palmowe	0; 0,5; 1%	Wraz ze spadkiem zawartości włókien palmowych następuje spadek całkowitej absorpcji wody, zmniejsza się też pęcznienie.	[202]
Jutowe	0; 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6%	Wraz ze wzrostem zawartości włókien jutowych zmniejszał się wskaźnik pęknięć (powierzchnia pęknięć do powierzchni próbki) i średnia szerokość	[203]

Popiół z łusek ryżowych	0; 4; 8; 12; 16%	szczelin, a jednocześnie rosła liczba drobnych pęknięć, które zastępowały te większe. W próbkach gruntu z większą zawartością popiołu z łusek ryżowych zaobserwowano mniejszą ilość pęknięć.	[204]
Lniane	0, 5; 10; 15; 20; 30%	Dodatek włókien lnianych znacząco ograniczył pękanie desykacyjne, zmniejszył wskaźnik CIF około 8 razy.	[205]
Ludzkie włosy	0; 1; 2; 3%	Dodatek zapobiega pękaniu próbki.	[206]
Słoma	0; 0,05; 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5%	Dodatek słomy ryżowej zwiększył wilgotność gruntu, zmniejszył gęstość objętościową i opóźnił powstawanie pęknięć.	[207]
Guma guar	0,5; 1; 2%	Dodatek zwiększa granicę płynności.	[208]
Trzcina	0; 1; 2; 3; 4; 5%	Badania wykazały, że dodatek włókien z trzciny cukrowej może zwiększyć całkowitą porowatość, jednocześnie zmniejszając skurczalność a co za tym idzie zmniejsza potencjał rozwoju pęknięć desykacyjnych.	[209]
Włókna syntetyczne i mineralne			
Polipropylenowe	0,05; 0,1; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8%	Dodatek włókien spowodował zmniejszenie siatki pęknięć i zredukował wielkość pęknięć desykacyjnych.	[2]
	0; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8%	Ilość pęknięć nie zmieniła się znacząco po trzech cyklach nawilżania i suszenia.	[210]
	0; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 1,0; 1,2%	Wartość CIF malała wraz ze wzrostem zawartości włókien w próbce gruntu.	[211]
	0; 0,5%	Obecność włókien zapobiega powiększaniu się pęknięć po ich początkowym uformowaniu.	[212]
	0; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8%	Zaobserwowano redukcję pęknięć. Wyniosła on około 50% w porównaniu do próbki gruntu bez dodatku włókien.	[213]
	0; 0,3; 0,6; 0,9%	Zbrojenie w postaci włókien zmniejszyło zarówno odkształcenia skurczowe oraz ciśnienia pęcznienia ekspansywnych gruntów.	[185]
Poliestrowe	0; 0,25; 0,5; 0,75%	Zaobserwowano wyraźną redukcję całkowitej powierzchni pęknięć. Intensywność pęknięć, średnia szerokość, odstępy między pęknięciami i powierzchnia bloków zmniejszyły się wraz z dodatkiem włókien.	[214]
Polietylenowe	0; 0,1; 0,3%	Dodatek włókien HDPE do piasku zwiększa jego odporność na odkształcenia.	[215]
Szklane	1; 2; 3; 4%	Dodatek włókien szklanych spowodował bardziej kruche zachowanie próbki w trakcie zniszczenia.	[216]
Nylonowe	0,5; 0,75; 1; 1,25% - dodatek włókien do próbek. Część próbek zbrojnych włóknami była stabilizowana cementem w udziale: 5; 8; 10%	Włókna spowodowały wzrost wytrzymałości na jednoosiowe ścislenie oraz odkształcenia osiowego przy zniszczeniu, a także zmieniły kruche zachowanie gruntu stabilizowanego cementem na bardziej plastyczne.	[217]
Polialkohol winylowy	0,3-1%	Alkohol poliwinylowy może zmniejszać proces pęcznienia gruntu.	[218]
Folia plastikowa (polietylenowa)	0,5; 1%	Folia z tworzywa sztucznego zwiększa szybkość skurczu wywołanego wysychaniem, jednak zmniejsza jego ostateczną wartość.	[219]

Biomateriały			
Wytrącanie kalcytu wywołane mikrobiologicznie (MICP)	W stosunku 2:1; 1:1	MICP tworzy wiązania w miejscach styków międzyziarnowych. [220,221]	
	Różny rodzaj płynu i liczba cykli obróbki	Obróbka metodą MICP, wykorzystująca zarówno bakterie, jak i roztwory cementujące, jest najskuteczniejsza w obniżaniu ryzyka pęknięcia gruntu. [222,223]	
	6 cykli wprowadzania zawiesiny bakterii	Węglan wapnia utworzony przez MICP na powierzchni piasku może tworzyć cienką i słabo przepuszczalną warstwę przypominającą swoimi cechami skorupę, zmniejszając w ten sposób przepuszczalność. [224]	
	Zastosowano 200 m ³ zawiesiny bakteryjnej na 1000 m ³ gruntu	MICP można stosować w ulepszaniu gruntu in situ. [225]	
	Zawartość włókien – 0; 0,4; 0,8%	Włókna powodują powstawanie mostków w porach międzycząsteczkowych i sprzyjają przebiegowi procesu MICP. [226]	
	MICP – 0; 0,2; 0,4; 0,6 CS	Odporność na upłynnienie czystego piasku wapiennego można znacznie poprawić poprzez stabilizację metodą MICP. [227]	
	Piasek + Kaolin pH=7	Zaobserwowano interakcje chemiczne pomiędzy roztworem zasilającym a minerałami ilastymi, efekty osmotyczne i efekt konsolidacji osmotycznej. [228]	
	Piasek + Kaolin pH=9		
	Piasek + Kaolin + bakterie pH=9		
	Stabilizacja bentonitu metodą MICP	Zmieniło właściwości bentonitu i doprowadziło do powstania większej liczby nienaruszonych segmentów podczas suszenia. [229]	
	Badano prędkość fali ścinającej, prędkość fali podłużnej, rezystywność gruntu	Mały rozmiar porów w cząsteczkach gliny uniemożliwia przedostawanie się bakterii. [230]	
Połączony efekt paru dodatków			
Włókna nylonowe i enzymy	Włókna: 0; 0,3; 0,6; 0,9; 1,2%; enzymy: 0,35 g (lipaza, amylaza, proteaza)	Dodanie włókien nylonowych i enzymu do wysuszonego gruntu opóźniło inicjację pęknięć i zmieniło ich układ. [231]	

W tabeli 2.7 zestawiono wpływ dodatków na wybrane właściwości mechaniczne gruntów.

Tabela 2.7. Wpływ dodatków na właściwości mechaniczne gruntu. Opracowano z wykorzystaniem [21,232] oraz przeglądu własnego.

Dodatek	Udział dodatku/ komentarz	Wynik badań	Na podstawie
Dodatki chemiczne			
Popiół lotny	0; 10; 20; 30; 40; 50; 60; 70; 80; 90; 100%	Dodatek popiołu zwiększa nośność (CBR), pierwsze maximum zaobserwowany przy udziale 20%, a drugie 70%.	[233]
	0; 5; 10; 20; 30%	Dzięki zastosowaniu popiołu w ilości 20% Wytrzymałość na ściskanie UCS wzrosła o około 50% oraz wskaźnik CBR 2,5 razy 20% po dodaniu popiołu.	[234]
	0; 5; 10; 15; 20; 25; 30; 35; 40; 45; 50%	Popiół lotny zwiększał spójność maksymalnie (z 18 do 30 kPa) i kąt tarcia (z 11° do 16°).	[235]
Nanokrzemionka	0; 1; 2; 3; 4%	Dodatek nanokrzemionki zwiększył wytrzymałość na ścinanie (maksimum przy 2%), podnosząc zarówno spójność, jak i kąt tarcia dzięki tworzeniu dodatkowych wiązań i zagęszczeniu struktury gruntu.	[236]
Wapno palone	0; 3; 5; 7; 9%	Wapno wyraźnie zwiększało spójność (do 56%) i kąt tarcia (do około 60%).	[237]
Wapno gaszone	0; 10; 16; 23%	Wapno nie zmieniało kąta tarcia, ale znacząco zwiększało spójność, spójność wzrastała wraz z zawartością wapna.	[238]
Cement	0; 3; 5; 7; 9; 11%	Dodatek cementu zwiększał liniowo wskaźnik CBR, najsilniejszy efekt obserwowano dla piasku i laterytu.	[239]
	0; 5; 5,5; 7; 10%	Cement znacząco zwiększał wytrzymałość na ścinanie.	[240]
Włókna naturalne			
Kokosowe	0; 0,25; 0,5; 0,75; 1%	Włókna kokosowe zwiększały wartość wytrzymałości UCS oraz wskaźnika CBR (maksimum przy 1%).	[241]
	0; 0,5; 1; 1,5; 2%	Dodatek włókien kokosowych zwiększał wartość wytrzymałości UCS.	[242]
	0; 1%	Dodatek 1% włókien kokosowych zwiększał kąt tarcia wszystkich gruntów, natomiast zmniejszał ich spójność.	[243]
	4; 28; 30%	Badania wykazały, że w przypadku gruntów pozyskanych z regionu Taperoa optymalny stosunek wody do gruntu potrzebny do wytworzenia szkieletu gruntowego o wysokiej wytrzymałości wynosi 28%. Dzięki dodatkowi 4% włókna kokosowego lub sizalowego do gruntu udało się uzyskać znaczną ciągliwość, a także nieznacznie zwiększyć jego wytrzymałość na ściskanie.	[200]
Sizalowe	0; 0,5; 1; 1,5; 2%	Wytrzymałość UCS początkowo rosła, osiągając maksimum przy udziale 0,5% włókien, po czym spadała przy większej zawartości.	[244]
	0; 0,5; 1; 1,5; 2%	Wskaźnik CBR wzrósł maksymalnie o 290% dzięki włóknom, UCS o 124% w porównaniu z gruntem bez dodatku.	[245]
Palmowe	0; 0,25; 0,5; 0,75; 1%	Dodatek włókien sizalowych wyraźnie zwiększał spójność - maksymalnie z 18 do 66 kPa.	[246]
	0; 0,25; 0,5; 0,75; 1; 1,5; 2; 2,5%	Dodatek włókien palmowych spowodował wzrost wytrzymałości USC oraz wskaźnika CBR.	[247]
	0; 0,25; 0,5%	Dodatek spowodował wzrost spójności oraz kąta tarcia wewnętrznego.	[248]

	0; 1%	Dodatek 1% włókien palmowych zwiększał kąt tarcia wszystkich gruntów, natomiast zmniejszał ich spójność. [243]
Jutowe	0; 0,5; 1; 2; 3%	Dodatek 2% włókien spowodował wzrost wytrzymałości USC 4,26 razy. [249]
	0; 0,3; 0,6; 0,9%	Włókna jutowe zwiększyły spójność i wytrzymałość na ścinanie. [250]
	0; 0,3; 0,6; 0,9%	Spójność próbek gruntu z dodatkiem włókien początkowo wzrastała wraz ze zwiększaniem ich zawartości i długości, osiągała wartość maksymalną, a następnie malała przy dalszym wzroście tych parametrów. Kąt tarcia wewnętrznego próbek zbrojonych nie ulegał wyraźnym zmianom pod wpływem zawartości ani długości włókien. Wyższa zawartość wody ograniczała efekt poprawy właściwości mechanicznych próbek modyfikowanych włóknami, działając jak środek smarny na styku włókien i cząstek gruntu. [251]
Bambusowe	0; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 1; 1,2; 1,4 %	Dzięki dodatkowi włókien wskaźnik CBR dla gruntu wilgotnego i suchego wzrósł odpowiednio o 2,3 i 3,7 razy w stosunku do gruntu bez włókien. [252]
	0; 1; 2; 3; 4; 5%	Dodatek włókien bambusowych powodował wzrost spójności i kąta tarcia wewnętrznego gruntu, jednak zbyt duża ich zawartość (5%) prowadziła do spadku tych parametrów. [253]
Słoma	0; 0,3; 0,45; 0,6; 0,75; 1%	Włókna słomiane zwiększały wytrzymałość na ścinanie lessu poprzez wzrost spójności (o 4,8-24,5 kPa) i wzrost kąta tarcia (o 0,8-12,4°). [254]
Włosy ludzie	0; 1; 2; 3%	Dodatek znacznie zwiększa wytrzymałość na ściskanie. [206]
Guma guar	0,5; 1; 2%	Dodatek gumy zwiększył wytrzymałość na ścinanie odpadów kopalnianych, wyższe zawartości biopolimerów prowadzą do większych przyrostów wytrzymałości. [208]
Włókna syntetyczne i mineralne		
Polipropylenowe	0; 0,3; 0,6; 0,9%	Dzięki dodatkowi włókien odnotowano wzrost wytrzymałości UCS. [185]
	0; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8%	Włókna polipropylenowe znacząco zwiększają wytrzymałość. Odnotowano wzrost: UCS, sztywności i CBR gruntu. [255]
	0; 0,05; 0,1; 0,15; 0,2%	Włókna zwiększały wytrzymałość gruntu na rozciąganie - do 65,7%. [86]
	0; 0,1; 0,2; 0,3%	Włókna polipropylenowe zwiększyły wytrzymałość na ścinanie gruntu: zwiększyły spójność, nieznacznie obniżyły kąt tarcia wewnętrznego. [197]
	0; 0,5; 1; 2%	Włókna polipropylenowe poprawiały wytrzymałość na ścinanie iłu. [256]
Poliestrowe	0; 0,5; 1; 1,5; 2%	Dodatek włókien zwiększył wytrzymałość UCS. [242]
	0; 0,1; 0,3; 0,5%	Recyklingowe włókna poliestrowe poprawiają parametry wytrzymałościowe: spójność, kąt tarcia wewnętrznego; odnotowano wzrost wskaźnika CBR. [257]
	0, 0,5; 1; 1,5%	Włókna poliestrowe zwiększyły kąt tarcia (z 45,3° do 51,3°) i spójność (z 0 do 17,5 kPa). [258]
Poliestrowe (PET)	0; 0,5; 1; 1,5; 2%	Dodatek włókien zwiększa wytrzymałość gruntu, wzrost UCS rzędu 50-115%. Dłuższe włókna (6-2 mm) i większy ich udział (1-2%) dają największy efekt wzmocnienia. [259]
	0; 0,1; 0,3; 0,6; 1%	Recyklingowe włókna obniżały moduł sprężystości i kąt tarcia, ale zwiększały spójność. [195]

Polietylenowe	0; 1; 2; 3; 4%	Odpadowe włókien wyraźnie poprawiają wytrzymałość UCS oraz powodują wzrost wartości wskaźnika CBR.	[260]
	0; 0,1; 0,3%	Dodatek włókien zwiększa wytrzymałość gruntu na ścinanie.	[215]
Szklane	0; 3%	Dodatek spowodował wzrost wytrzymałości na ściskanie w trójosiowym stanie naprężenia.	[261]
	0; 0,25; 0,5; 0,75; 1%	Dodatek włókien spowodował wyraźny wzrost CBR.	[262]
	0,1; 0,3; 0,5%	Dodatek włókien szklanych spowodował wzrost wartości spójności i kąta tarcia wewnętrznego.	[263]
	1; 2; 3; 4%	Włókna szklane poprawiły właściwości mechaniczne gruntów piaszczystych.	[216]
Bazaltowe	1%, 2%	Dodatek włókien spowodował wzrost nośności granicznej podłoża pod fundamentem.	[264]
Nylonowe	0,5; 0,75; 1; 1,25% - dodatek włókien do próbek. Część próbek zbrojonych włóknami była stabilizowana cementem w udziale: 5; 8; 10%	Włókna spowodowały wzrost wartości USC.	[217]
Stalowe	5; 7,5; 10%	Dodatek włókien powoduje wzrost wytrzymałości na rozciąganie gruntu.	[265]
Polialkohol winylowy	0,3-1%	Alkohol poliwinylowy może poprawiać wytrzymałość na ścinanie.	[218]
Biomateriały			
Wytrącanie kalcytu wywołane mikrobiologicznie (MICP)	7 ml zawiesiny bakteryjnej + 7 ml roztworu reagentów na 200 g W stosunku 2:1; 1:1 Popiół: 0; 10; 25; 50% FABC (popiół lotny + biocement): 0; 10; 25; 50%	dodatek zwiększył wytrzymałość na ścinanie piasku o 44-86%, wzrost spójności (z ~0 do 25 kPa), wzrost kąta tarcia wewnętrznego (o około 6°). MICP zwiększa moduł odkształcalności i wytrzymałość piasku na ścinanie. Próbki z 25% FABC wykazały znaczącą poprawę wartości USC gruntu ekspansywnego.	[266] [220] [267]
Połączony efekt paru dodatków			
Włókna szklane i cement	Włókna: 0; 3%; Cement: 0; 1%	Dodatek włókien i cementu spowodował większy wzrost wytrzymałości na ściskanie w trójosiowym stanie naprężenia niż sam dodatek włókien.	[261]
Włókna polipropylenowe i cement	Włókna: 0,1; 0,15; 0,25%; Cement: 0; 5; 10%.	Dodatek zwiększa wytrzymałość na ściskanie, podnosi moduł odkształcenia i wyraźnie poprawia ciągliwość.	[192]
Włókna polipropylenowe i pył krzemionkowy	Włókna: 0; 0,25; 0,5; 1%; Pył: 0; 2; 4; 8%	Dzięki działaniu obu dodatków uzyskano poprawę wartości wskaźnika CBR, dla dodatku 8% pyłu oraz 0,25% włókien uzyskano wzrost wartości CBE o 108%.	[268]
Włókna polopropylenowe i popiół lotny	Włókna: 0; 0,5; 1%;	Dodatek włókien zwiększył wytrzymałość UCS próbek gruntu z dodatkiem popiołu lotnego oraz zmienił kruche zachowanie próbek na ciągliwe.	[269]

	popiół: 0, 10, 15%	
Włókna kokosowe i popiół lotny	Włókna: 0; 1; 1,5; 2%; popiół: 0; 5; 10; 20; 30%	Po dodaniu włókien wskaźnik CBR podłoża zwiększył się 1,5 razy w porównaniu z próbką zawierającą tylko dodatek popiołu. [234]
Włókna nylonowe i enzymy	Włókna: 0; 0,3; 0,6; 0,9; 1,2%; enzymy: 0,35 g (lipaza, amylaza, proteaza)	Zastosowanie włókien nylonowych oraz enzymu w wysuszonym gruncie spowodowało wzrost jego wytrzymałości na rozciąganie. [231]

2.4.3. Wpływ dodatków na nośność graniczną

Aby ocenić, w jaki sposób dodatki wprowadzane do gruntu przekładają się na rzeczywiste problemy inżynierskie, odpowiednim studium przypadku jest analiza nośności granicznej podłoża pod fundamentem płytko posadowionym.

Problem nośności podłoża pod płytko posadowionymi fundamentami był szeroko badany przez licznych autorów, z wykorzystaniem zarówno metod analitycznych [8,270–272], jak i numerycznych [273,274], a w ostatnich latach także podejść opartych na sztucznej inteligencji, w tym sieciach neuronowych [275].

Jednak analizy nośności podłoża wzmocnianego włóknami są w literaturze nadal stosunkowo nieliczne. W pracy [276] badano wpływ dodatku włókien poliolefinowych na wytrzymałość na ścinanie oraz nośność graniczną piasku. Wykazano analitycznie, w jaki sposób udział włókien wpływa na nośność graniczną ośrodka pod ławą fundamentową. Autorzy wskazali również zakres optymalnego wzmocnienia, zapewniający najwyższą nośność. W pracy [264] zbadano wpływ dodatku różnych typów włókien na nośność posadowienia fundamentowego, analizując włókna bazaltowe, szklane oraz macromesh (włókna polipropylenowe o strukturze kopolimerowej), a także ich mieszanki. Największy wzrost nośności uzyskano dla gruntu z dodatkiem włókien macromesh. Nośność podłoża pod stopą fundamentową była określana eksperymentalnie. Autorzy pracy [277] wyznacжали nośność podłoża wzmocnianego włóknami polipropylenowymi pod stopą fundamentową w sposób analityczny.

W literaturze częściej niż zagadnienie wzmocniania włóknami badano wpływ zastosowania klasycznych geosyntetyków na nośność podłoża. W artykule [278] przebadano wpływ drobnych geosiatek wykonanych ze stali, polipropylenu oraz włókien kokosowych na

nośność podłoża. Nośność określano eksperymentalnie, przy czym elementem modelującym stopę fundamentową była stalowa płyta. Wpływ geosyntetyków na nośność gruntów był również przedmiotem analiz numerycznych [279]. W pracy przeglądowej [280] autorzy stwierdzili, że zastosowanie jutowych geotekstyliów poprawia nośność podłoża, a ponadto stanowi rozwiązanie zarówno ekonomicznie, jak i ekologicznie uzasadnione.

Probabilistyczna analiza posadowienia fundamentowego była przedmiotem licznych badań. W literaturze wykorzystano między innymi metody pól losowych oraz symulacji Monte Carlo [281–286]. Dostępne są również opracowania przeglądowe dotyczące tego zagadnienia [287]. W tej pracy podkreślono, że obliczanie niezawodności, zwłaszcza z zastosowaniem symulacji Monte Carlo, wiąże się z istotnym obciążeniem obliczeniowym.

Zastosowanie metod niezawodnościowych do oceny nośności granicznej podłoża wzmocnianego włóknami pozostaje wciąż słabo reprezentowane w literaturze. Istnieje niewiele publikacji bezpośrednio odnoszących się do tego zagadnienia. W pracy [277] analitycznie wyznaczono nośność posadowienia stopy fundamentowej na dwuwarstwowym podłożu, w którym warstwa przypowierzchniowa została wzmocniona włóknami polipropylenowymi. Autorzy zastosowali metodę Monte Carlo, a zmienność parametrów geotechnicznych określono na podstawie danych literaturowych, uwzględniając zarówno zmienność przestrzenną, jak i korelacje pomiędzy kątem tarcia wewnętrznego a spójnością.

2.5. Numeryczne modelowanie pęknięć gruntu

Modelowanie numeryczne pęknięcia gruntu stanowi złożone zagadnienie. Wiele istniejących modeli obejmuje jedynie wybrane aspekty procesu, pomijając istotne zmienne. Często brakuje także ich odpowiedniej kalibracji i walidacji w oparciu o wyniki badań eksperymentalnych. W literaturze przedstawiono różne metody numeryczne służące do opisu inicjacji i rozwoju pęknięć desykacyjnych w ośrodkach gruntowych. W artykule przeglądowym [64] dokonano klasyfikacji technik modelowania pęknięć na dwie główne grupy: metody siatkowe oraz metody bezsiatkowe.

Do metod opartych na siatce numerycznej zaliczono:

- metodę elementów skończonych (Finite Element Method, FEM, MES);
- rozszerzoną metodę elementów skończonych (Extended FEM, XFEM);
- metodę różnic skończonych (Finite Difference Method, FDM);
- liniowo-sprężystą mechanikę pęknięcia (Linear Elastic Fracture Mechanics, LEFM);
- metodę pola fazowego (Phase Field Method, PFM);
- model strefy kohezijnej (Cohesive Zone Model, CZM).

Z kolei do metod bezsiatkowych należą:

- metoda elementów dyskretnych (Discrete Element Method, DEM);
- metoda punktów materialnych (Material Point Method, MPM);
- metoda cząstek wygładzonych (Smoothed Particle Hydrodynamics, SPH);
- model sieci sprężynowych (Lattice Spring Model, LSM);
- perydynamika (Peridynamics, PD).

W pracy [21] wyróżniono dodatkową kategorię metod hybrydowych, które stanowią połączenie różnych technik należących do opisanych wcześniej grup metod siatkowych i bezsiatkowych, na przykład połącznie FEM oraz DEM.

W analizie pęknięcia gruntu najczęściej stosuje się metody oparte na siatce numerycznej, w szczególności metodę elementów skończonych [21], dlatego niniejszy podrozdział koncentruje się przede wszystkim na tej klasie modeli.

W pracy [288] opartej na metodzie elementów skończonych, analizowano mechanizm powstawania pęknięć pomiędzy rzędami uprawnymi na polach ryżowych. Model oparto na równaniu konsolidacji Biota i zweryfikowano go na podstawie obserwacji eksperymentalnych. W badaniu nie uwzględniono zmienności wytrzymałości na rozciąganie gruntu, traktując ją jako wartość stałą. Ponadto model pozwalał jedynie na identyfikację lokalizacji inicjacji pęknięć, bez możliwości analizy ich dalszego rozwoju ani prognozowania głębokości.

Istotnym ograniczeniem klasycznej metody elementów skończonych w odwzorowaniu rozwijających się nieciągłości jest to, że pozwala ona jedynie na symulację objętościowego skurczu gruntu podczas suszenia, bez możliwości modelowania powstawania oraz dalszej ewolucji pęknięć w trakcie obliczeń [21]. Ze względu na ograniczenia klasycznej metody

elementów skończonych stosuje się różnego rodzaju modyfikacje mające na celu umożliwienie modelowania rozwijających się pęknięć.

W pracy [289], również opartej na FEM, zastosowano technikę node-release. Metoda ta polega na rozdzielaniu węzłów pomiędzy elementami, gdy lokalne naprężenia osiągają wytrzymałość na rozciąganie. W efekcie tworzy się nowa powierzchnia brzegowa reprezentująca pęknięcie, co umożliwia jego propagację w ramach siatki elementów skończonych. W modelu uwzględniono zmienność parametrów mechanicznych w funkcji ssania. Należy jednak podkreślić, że model nie został skalibrowany pod kątem rozstawu ani głębokości pęknięć, a badanie przeprowadzono dla jednego rodzaju gruntu.

W artykule [290] zastosowano metodę elementów skończonych rozszerzoną o elementy stykowe (joints), określaną jako Joint Finite Element Method. W podejściu tym pęknięcia są odwzorowywane za pomocą specjalnych, bardzo cienkich elementów stykowych wstawianych na granicach klasycznych elementów ciągłych. Zniszczenie tych elementów umożliwia odwzorowanie inicjacji i propagowania pęknięć bez konieczności modyfikacji siatki elementów właściwych objętościowych. W omawianym modelu co około 1 mm wprowadzane były pionowe stykowe elementy o zerowej grubości, stanowiące potencjalne powierzchnie pęknięcia. Dzięki temu pęknięcia mogły rozwijać się wyłącznie wzdłuż tych zadanych ścieżek. Model poprawnie odwzorował rozstaw pęknięć, który został skalibrowany w odniesieniu do danych eksperymentalnych przedstawionych w badaniu [4]. Uwzględniono w nim również właściwości hydrauliczne gruntu. Należy jednak zaznaczyć, że moduł sprężystości oraz wytrzymałość na rozciąganie były traktowane jako wartości stałe i niezależne od wilgotności, co stanowi pewne uproszczenie.

W pracy [291] wykorzystano z kolei technikę fragmentacji siatki FEM. Podejście to jest koncepcyjnie zbliżone do JFEM. Fragmentacja siatki polega na rozdzieleniu sąsiadujących elementów o bardzo małą odległość i wstawieniu w powstałą szczelinę cienkich elementów, tworząc w siatce potencjalne płaszczyzny pęknięcia. W ten sposób tworzy się gęstą sieć potencjalnych nieciągłości, co umożliwia rozwój pęknięć zgodnie ze stanem naprężeń, bez uprzedniego definiowania kierunku ich propagacji. W odróżnieniu od JFEM, gdzie powierzchnie pęknięcia są ściśle zdefiniowane jako pojedyncze spoiny, technika fragmentacji generuje system wielu możliwych płaszczyzn, zapewniając większą elastyczność ścieżki propagowania pęknięć. Opisany model nie obejmował właściwości hydraulicznych gruntu, a parametry mechaniczne, w tym wytrzymałość na rozciąganie, miały wartość stałą. Model

miał na celu odwzorowanie ogólnej tendencji do pęknięcia i morfologii sieci pęknięć, stąd nie był walidowany pod kątem rozstawu pęknięć.

Wszystkie przytoczone przykłady modeli bazują na teorii sprężystości, co dodatkowo ogranicza możliwość pełnego odwzorowania rzeczywistych, nieliniowo-sprężysto-plastycznych właściwości gruntów.

W pracy przeglądowej [292] stwierdzono, że metoda elementów skończonych jest dominującym podejściem stosowanym również w modelowaniu zjawisk zbliżonych do pęknięcia gruntu, takich jak pęknięcie podatnych nawierzchni asfaltowych. Autorzy podkreślają, że modele FEM pozwalają stosunkowo realistycznie odwzorować proces inicjacji oraz propagowania pęknięć, lecz wymagają dokładnych danych materiałowych oraz znacznych zasobów obliczeniowych. Jednocześnie zwrócono uwagę na ograniczenia FEM, w tym wysoką wrażliwość wyników na przyjęte parametry materiałowe. Wymusza to konieczność rzetelnej kalibracji i walidacji oraz powoduje zależność wyników od jakości i geometrii siatki elementów skończonych. Autorzy podsumowują, że FEM pozostaje najbardziej zaawansowanym i elastycznym narzędziem do analizy mechanizmu pęknięcia nawierzchni asfaltowych. Jednak jego szersze zastosowanie w praktyce inżynierskiej wymaga między innymi uproszczenia modeli, ujednolicenia procedur kalibracyjnych oraz dostępu do wiarygodnych danych doświadczalnych.

Podobnych obserwacji dokonano w pracy [293], wskazując, że FEM posiada istotne ograniczenia przy modelowaniu pęknięć w gruntach. Do najważniejszych należą: zależność od siatki elementów skończonych; utrudniająca odwzorowanie złożonych; nieregularnych siatek pęknięć; trudności w realistycznym uchwyceniu krętych, wielokierunkowych ścieżek propagacji oraz duże wymagania obliczeniowe podczas symulacji propagacji pęknięć.

Pomimo tych ograniczeń metody oparte na FEM są intensywnie rozwijane. Jak wskazano w artykule przeglądowym [21], badania koncentrują się na poprawie zdolności modeli do przewidywania: lokalizacji i orientacji pęknięć, inicjacji i rozwoju oraz modelowania sprzężonych procesów termo-hydro-chemo-bio-mechanicznych, charakterystycznych dla wysychania ośrodków gruntowych.

Rozwinięciem klasycznej metody elementów skończonych jest rozszerzona metoda elementów skończonych (XFEM). Polega ona na wzbogaceniu standardowej aproksymacji FEM poprzez dodanie dodatkowych funkcji kształtu czy stopni swobody. Umożliwia to reprezentację nieciągłości pola przemieszczeń, takich jak pęknięcia, wewnątrz elementów, bez konieczności dopasowywania siatki do geometrii pęknięć. Dzięki temu rozwój pęknięć może

być opisywany niezależnie od kształtu siatki, przy jednoczesnym zachowaniu typowej struktury równań metody elementów skończonych.

W pracy [294] zastosowano XFEM do modelowania skurczu i pęknięcia desykacyjnego pyłu z iłem. Parametry modelu zostały wyznaczone na podstawie eksperymentów opisanych przez [295]. W przedstawionym modelu rozstaw pęknięć określono w sposób uproszczony, dopasowując go do wyników uzyskanych w pracy [295]. Model nie przewiduje głębokości pęknięć, przyjęto, że pęknięcie natychmiast obejmuje całą grubość próbki, wynoszącą 12 mm. Dodatkowo parametry mechaniczne gruntu przyjęto jako niezależne od jego wilgotności, co stanowi uproszczenie w kontekście rzeczywistych procesów wysychania.

Metody bezsiatkowe, w przeciwieństwie do metod opartych na siatce numerycznej, opisują ośrodek poprzez oddziaływania pomiędzy węzłami (cząstkami) a ich sąsiadami, zamiast poprzez połączenia wynikające ze struktury siatki obliczeniowej. Jedną z najczęściej stosowanych metod bezsiatkowych jest metoda elementów dyskretnych.

Metoda DEM reprezentuje grunt jako układ dyskretnych cząstek połączonych wiązaniami. Poszczególne cząstki są zwykle modelowane jako ziarna o kształcie zbliżonym do kulistego. Podejście to jest dostosowane do symulacji pęknięcia desykacyjnego [21]. Ze względu na wysokie wymagania obliczeniowe DEM jest jednak najczęściej stosowana dla problemów o małej skali.

Jednym z przykładów wykorzystania tej metody jest praca [296], gdzie opracowano model pęknięć desykacyjnych cienkiej warstwy iłu. Grunt potraktowano jako układ kulistych ziaren związanych ze sobą oddziaływaniami, które mogły ulegać zniszczeniu w wyniku rozciągania lub ścinania. Kalibrację i walidację modelu przeprowadzono na podstawie wyników eksperymentalnych przedstawionych przez [74]. Model poprawnie odwzorował mechanizm inicjacji i rozwoju pęknięć, jednak nie obejmował procesów hydraulicznych zachodzących w gruncie. Co więcej, analiza koncentrowała się na geometrii pęknięć. Model nie został zwalidowany pod kątem rozstawu pęknięć czy ich głębokości.

Metody hybrydowe obejmują podejścia łączące techniki oparte na siatce z metodami bezsiatkowymi. Jednym z najczęściej stosowanych rozwiązań jest połączenie metody elementów skończonych i metody elementów dyskretnych (FEM-DEM). Pomimo opracowania wielu metod siatkowych oraz bezsiatkowych do analizy desykacyjnego pęknięcia gruntu, rozwój metod hybrydowych pozostaje ograniczony [21]. Wynika to przede wszystkim z ich złożoności, czasochłonności obliczeń oraz wysokich wymagań obliczeniowych.

Obecnie nie istnieje również powszechnie stosowana koncepcja prawidłowego modelowania procesu pękania desykacyjnego. Jest to związane z dużą liczbą zmiennych właściwości gruntowych zależnych od wilgotności oraz ze złożonymi, często trudnymi do jednoznacznego zdefiniowania warunkami brzegowymi i początkowymi [21].

Na podstawie przeprowadzonych studiów literaturowych można stwierdzić, że modelowanie numeryczne pęknięć w gruntach napotyka liczne trudności metodologiczne oraz obliczeniowe. Wiele istniejących modeli nie uwzględnia wpływu wysychania na właściwości mechaniczne gruntu, traktując parametry takie jak moduł sprężystości czy wytrzymałość na rozciąganie jako stałe, mimo że w rzeczywistości podlegają one silnym zmianom wraz z obniżaniem się wilgotności.

Znaczna część opublikowanych badań nie została poddana pełnej kalibracji i walidacji na podstawie rzeczywistych danych eksperymentalnych, co ogranicza możliwość weryfikacji ich użyteczności. W wielu pracach koncentrujących się na odwzorowaniu pęknięcia nacisk położono głównie na odtworzenie morfologii pęknięć, a nie na istotne właściwości, takie jak rozstaw czy głębokość pęknięć, które mają znaczenie dla oceny bezpieczeństwa i trwałości konstrukcji geotechnicznych.

Dodatkowo, geometria uzyskanych pęknięć jest często silnie zależna od struktury siatki numerycznej, co prowadzi do powstania artefaktów i może zniekształcać rzeczywistą ścieżkę rozwoju pęknięć. Wykorzystanie bardziej zaawansowanych metod, takich jak DEM czy XFEM, wiąże się z kolei z wysokimi wymaganiami obliczeniowymi, co czyni je trudnymi do zastosowania w analizach inżynierskich na większą skalę. Obliczenia te są często czasochłonne i wymagają znacznych zasobów obliczeniowych.

2.6. Luki badawcze

Na podstawie przeprowadzonej analizy literatury można stwierdzić, że mimo iż problematyka pęknięcia gruntów była dotychczas badana z różnych perspektyw i w wielu ujęciach, wciąż występują istotne luki badawcze. Chociaż zjawisko pęknięć gruntowych od wielu lat stanowi przedmiot zainteresowania badaczy, nadal podejmowane są liczne prace naukowe, czego potwierdzeniem są daty publikacji cytowanych pozycji literaturowych. Jak wskazano we wstępie, problem pęknięcia gruntów dotyczy znacznej części obszarów lądowych

Ziemi, co sprawia, że zagadnienie to powinno być nadal analizowane zarówno z punktu widzenia naukowego, jak i inżynierskiego. Na podstawie przeglądu literatury zidentyfikowano następujące luki badawcze, których wypełnienie podjęto w niniejszej rozprawie:

1. Niedostateczna identyfikacja i brak klasyfikacji czynników decydujących o intensywności powstawania pęknięć. W analizowanych pracach problem ten nie był dotychczas przedmiotem badań. Wskazywano jedynie wybrane czynniki wpływające na proces pęknięcia. Nie określano jednak ich względnej istotności ani czynników dominujących, decydujących o intensywności tego zjawiska. Identyfikacja oraz klasyfikacja czynników pod kątem ich wpływu na intensywność powstawania pęknięć umożliwi ukierunkowane wdrażanie rozwiązań inżynierskich, których celem jest skuteczne ograniczanie negatywnych konsekwencji tego procesu.

Wyniki badań w tym zakresie zostały przedstawione w pracy autora pod tytułem „*Ocena wpływu cech gruntu na powstawanie pęknięć i ich prognozowanie z wykorzystaniem uczenia maszynowego*” [297], która została przekazana do redakcji czasopisma 17 kwietnia 2025 roku. We wrześniu 2025 została opublikowana praca [298] (dostępna on-line od 3 lipca 2025), podejmująca zbliżoną tematykę i wykorzystująca metody uczenia maszynowego. Fakt ten został odnotowany na końcowym etapie opracowywania rozprawy. Potwierdza on aktualność podjętej problematyki oraz zasadność doboru zastosowanej metodologii badawczej.

2. Brak szerokiej analizy porównawczej parametrów wytrzymałościowych gruntu oraz cementogruntu wzmocnionego różnym typem włókien. Badania dotyczące parametrów wytrzymałościowych gruntów modyfikowanych różnego rodzaju dodatkami były przedmiotem licznych prac, co zostało zestawione w tabeli 2.7. Należy jednak zauważyć, że badania przedstawione w tej tabeli były prowadzone na różnych rodzajach gruntów oraz przez różnych autorów. W związku z tym nie jest możliwe jednoznaczne, ilościowe określenie wpływu poszczególnych dodatków na parametry wytrzymałościowe gruntu, możliwe jest jedynie wskazanie ogólnych tendencji. Ponadto, w pracy [243], ujętej w zestawieniu w tabeli 2.7, sformułowano wniosek, że zastosowanie dodatku włókien prowadzi do obniżenia wartości spójności. Wynik ten pozostaje w sprzeczności z rezultatami innych badań przytoczonych w tej tabeli, w których obserwowano przeciwną zależność. Rozbieżności te wskazują na potrzebę

przeprowadzenia szerokiej analizy wpływu dodatków stosowanych do ograniczania pęknięć gruntu na parametry wytrzymałościowe, realizowanej w identycznych warunkach badawczych oraz na tym samym rodzaju gruntu.

3. Niedostateczne rozpoznanie problematyki niezawodnościowej analizy nośności granicznej podłoża gruntowego zbrojonego włóknami. W literaturze brakuje prac poświęconych ocenie niezawodności posadowień fundamentowych na podłożu modyfikowanym różnymi rodzajami włókien, w tym włóknami stosowanymi łącznie z dodatkiem stabilizatorów. Istotnym kierunkiem badań jest przeprowadzenie analiz obejmujących szerokie spektrum dodatków wzmacniających, co umożliwiłoby porównanie skuteczności poszczególnych materiałów z punktu widzenia nośności granicznej oraz poziomu niezawodności konstrukcji. Tego rodzaju podejście pozwala ocenić przydatność rozproszonego zbrojenia gruntu włóknami w praktyce inżynierskiej. Ze względu na konieczność przeanalizowania szerokiej gamy dodatków uzasadnione jest stosowanie metod obliczeniowych o niewielkim nakładzie obliczeń, które pozwalają efektywnie prowadzić analizy niezawodnościowe przy zachowaniu wymaganej dokładności.
4. Ograniczony zakres badań nad modelami numerycznymi umożliwiającymi określenie rozstawu i głębokości pęknięć. Można stwierdzić, że w dostępnej literaturze brak jest modelu numerycznego, który byłby jednocześnie efektywny obliczeniowo i wiarygodny z punktu widzenia odwzorowania rzeczywistych procesów pęknięcia gruntu. Istniejące podejścia charakteryzują się zazwyczaj wysokim nakładem obliczeniowym. Model przeznaczony do analiz tego typu powinien być skalibrowany i walidowany na podstawie danych eksperymentalnych; uwzględniać sprzężone procesy hydro-mechaniczne; umożliwiać oszacowanie zarówno rozstawu, jak i głębokości pęknięć oraz umożliwiać prowadzenie symulacji przy relatywnie niskim nakładzie obliczeniowym.

Zestawienie zidentyfikowanych luk badawczych, będących przedmiotem niniejszej rozprawy, przedstawiono w tabeli 2.8.

Tabela 2.8. Zidentyfikowane luki badawcze.

Luki badawcze	
Niedostateczna identyfikacja i brak klasyfikacji czynników decydujących o intensywności powstawania pęknięć.	-
Brak szerokiej analizy porównawczej parametrów wytrzymałościowych gruntu oraz cementogruntu wzmocnionego różnym typem włókien.	-
Niedostateczne rozpoznanie problematyki niezawodnościowej analizy nośności granicznej podłoża gruntowego zbrojonego włóknami.	-
Ograniczony zakres badań nad modelami numerycznymi umożliwiającymi określenie rozstawu i głębokości pęknięć.	-

3. Badania laboratoryjne parametrów wytrzymałościowych oraz intensywności pęknięć gruntów nienasyconych

W celu określenia wpływu stanu nasycenia gruntu oraz dodatków w postaci włókien i cementu na wytrzymałość mechaniczną podłoża, a także na możliwość ograniczania powstawania pęknięć, wykonano badania laboratoryjne.

Pierwszy etap badań obejmował laboratoryjne określenie wytrzymałości gruntu na ścinanie w aparacie bezpośredniego ścinania, na podstawie którego wyznaczono kąt tarcia wewnętrznego oraz spójność. W początkowej fazie skoncentrowano się na zbadaniu wpływu stopnia nasycenia gruntu. Następnie przeprowadzono badania dotyczące wpływu włókien. Łącznie zastosowano cztery rodzaje włókien: polipropylenowe (materiał referencyjny), naturalne, pochodzące z recyklingu oraz nienadające się do recyklingu. Ocenie poddano zarówno warianty z dodatkiem samych włókien, jak i włókien w połączeniu z cementem. W kolejnej fazie zbadano wpływ samego dodatku cementu na wytrzymałość na ścinanie, stosując dwa poziomy jego zawartości. Równocześnie podjęto próbę częściowego zastąpienia cementu mineralnym pyłem odpadowym w celu oceny potencjału takich dodatków w ograniczaniu zużycia cementu.

Po przeprowadzeniu badań część próbek poddano oznaczeniu wartości ssania metodą bibuły filtracyjnej w celu określenia, w jakim stopniu ssanie matrycowe przyczynia się do wzrostu wytrzymałości próbek.

Aby pogłębić ocenę wpływu włókien i cementacji na właściwości mechaniczne materiału, badania wytrzymałości na ścinanie uzupełniono o testy jednoosiowego ściskania (Unconfined Compressive Strength, UCS). Badanie to umożliwia w prosty, szybki i relatywnie tani sposób określenie wytrzymałości gruntów spoistych oraz gruntów stabilizowanych [299]. Dzięki temu znajduje szerokie zastosowanie w ocenie stanu technicznego istniejących obiektów oraz w procesie projektowania różnego typu konstrukcji geotechnicznych, takich jak nawierzchnie i podbudowy dróg, płytkie fundamenty, zapory ziemne, nasypy kolejowe, mosty

czy tunele [300]. Wyniki badania UCS są powszechnie stosowane w ocenie skuteczności stabilizacji chemicznej gruntów [301].

Równolegle przeprowadzono badania procesu wysychania gruntu. Badania te składały się z dwóch części. Pierwsza obejmowała obserwację inicjacji oraz rozwoju pęknięć na powierzchni wysychających próbek. Celem tych badań była ocena wpływu procesu wysychania na intensywność pęknięć oraz określenie, w jaki sposób włókna i dodatek minerałów ilastych wpływają na przebieg tego zjawiska. Druga część polegała na analizie wpływu wilgotności oraz dodatku włókien na intensywność pęknięć wewnątrz próbek gruntu. Strukturę wewnętrzną próbek badano z wykorzystaniem tomografii komputerowej.

3.1. Materiały gruntowe i dodatki

3.1.1. Materiał gruntowy podstawowy

Do badań wykorzystano grunt pochodzący ze złoża w Szkucinie, w województwie Świętokrzyskim. Materiał został zakupiony jako glina mielona bez dodatków, przeznaczona między innymi do zastosowania w budownictwie. Badany materiał został zaklasyfikowany jako pył (Si) według normy [302]. Właściwości badanego gruntu przedstawia tabela 3.1. Materiał gruntowy charakteryzuje się niską spójnością, zawartość frakcji ilowej wynosi 8,68%. Pył ten wykorzystano we wszystkich badaniach opisanych w niniejszej rozprawie, z wyjątkiem badania wytrzymałości na ściskanie w jednoosiowym stanie naprężenia gruntu niespoistego, w którym zastosowano grunt opisany w sekcji 3.1.2.

Tabela 3.1. Właściwości badanego gruntu

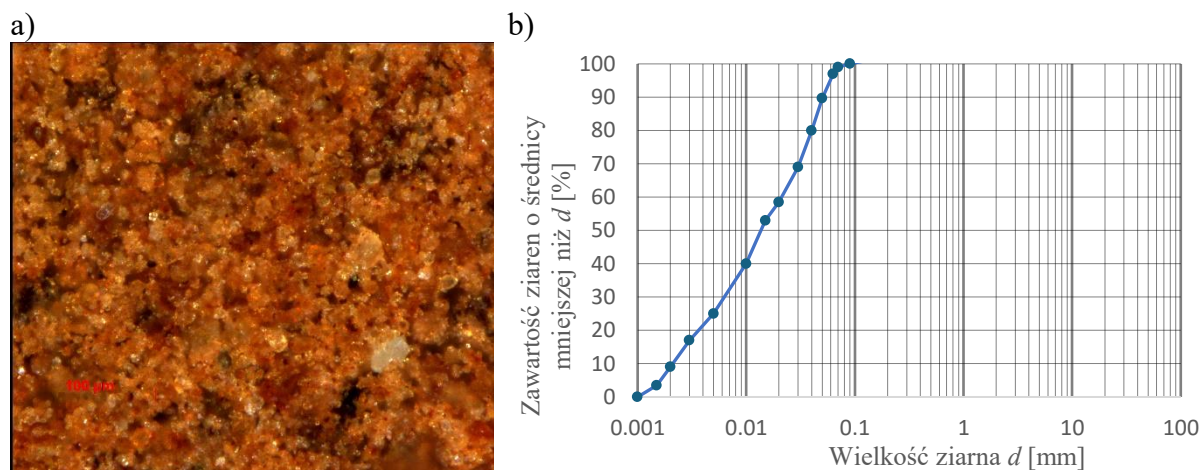
Właściwości	Norma	Wartość
wilgotność optymalna w_{opt} [%]	EN 13286-2 [303]	13,20
maksymalna gęstość szkieletu gruntowego ρ_{ds} [g/cm ³]	EN 13286-2 [303]	1,89
wskaźnik różnoziarnistości		
$C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$ [mm/mm]	PN-EN- ISO 14688-2 [302]	10,17
frakcja żwirowa [%]	ISO 17892-4 [304]	0,00
frakcja piaskowa [%]	ISO 17892-4 [304]	9,44
frakcja pyłowa [%]	ISO 17892-4 [304]	81,88
frakcja iłowa [%]	ISO 17892-4 [304]	8,68

Tabela 3.2 przedstawia uśredniony skład mineralogiczny badanego gruntu, opracowany na podstawie danych udostępnionych przez producenta.

Tabela 3.2. Uśredniony skład mineralogiczny, opracowano na podstawie [305].

Rodzaj minerału	Udział [%]
	Grunt A
Kwarc	20
Kaolinit	8
Illit	7
Hematyt	4
Anataz	3
Plagioklaz	2
Skaleń potasowy	1
Goethyt	1
Minerały mieszanopakietowe - korensyt	39
Faza amorficzna	15

Rysunek 3.1a przedstawia ziarna badanego materiału gruntowego widziane pod mikroskopem. Zdjęcie zostało wykonane za pomocą mikroskopu stereoskopowego ZEISS SteREO Discovery.V20. Krzywa uziarnienia gruntu została przedstawiona na rysunku 3.1b.



Rysunek 3.1. Charakterystyka ziaren badanego gruntu: a) mikroskopowe zdjęcie gruntu, b) krzywa uziarnienia gruntu.

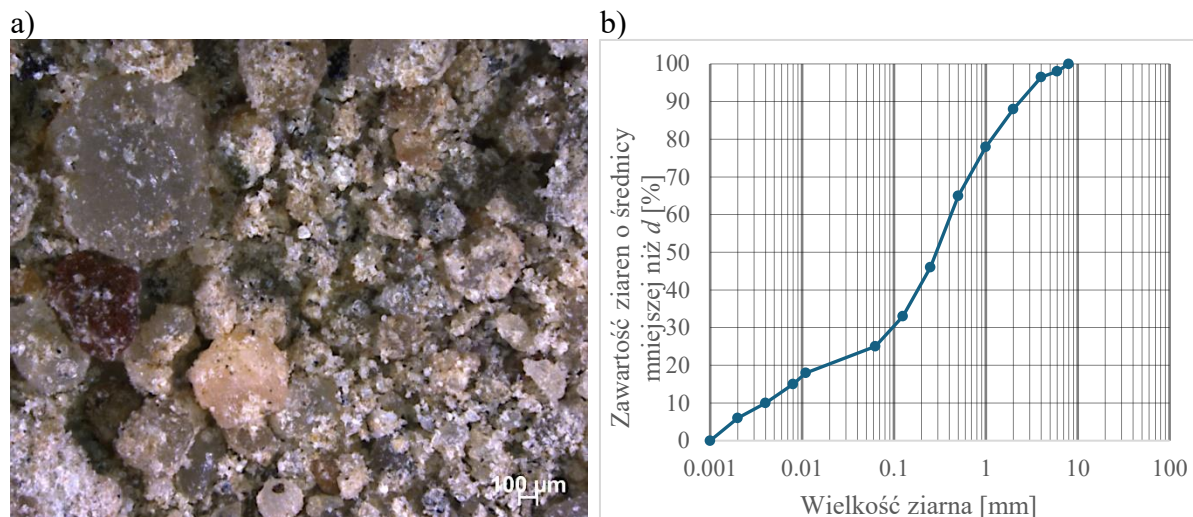
Pył wykorzystano we wszystkich badaniach opisanych w niniejszej rozprawie, z wyjątkiem badania wytrzymałości na ściskanie w jednoosiowym stanie naprężenia gruntu niespoistego, w którym zastosowano grunt opisany w następnej sekcji.

3.1.2. Materiał gruntowy niespoisty

W ramach badań porównawczych wykonano dodatkową serię badań wytrzymałości na ściskanie w jednoosiowym stanie naprężenia, wykorzystując grunt sklasyfikowany jako piasek z pyłem [302]. Na podstawie badań makroskopowych stwierdzono, że jest to grunt niespoisty. Próbkę gruntu pobrano z wykopu zgodnie z zaleceniami normy [306]. Oszacowana naturalna wilgotność wynosiła około 8,5%. Rozkład uziarnienia oraz inne parametry badanego gruntu przedstawiono w tabeli 3.3.

Tabela 3.3. Właściwości badanego gruntu.

Właściwość	Norma	Wartość
Wilgotność optymalna w_{opt} [%]	EN 13286-2 [303]	7,20
Maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego ρ_{ds} [$t \cdot m^{-3}$]	EN 13286-2 [303]	2,067
Wskaźnik piaskowy [-]	EN 933-8 [307]	26,07
Fracja żwirowa [%]	ISO 17892-4 [307]	11,05
Fracja piaskowa [%]	ISO 17892-4 [307]	64,25
Fracja pyłowa [%]	ISO 17892-4 [307]	18,21
Fracja ilowa [%]	ISO 17892-4 [307]	6,49



Rysunek 3.2. Charakterystyka uziarnienia piasku z pyłem: a) zdjęcie mikrostruktury w powiększeniu mikroskopowym; b) krzywa uziarnienia.

Na rysunku 3.2a przedstawiono kształt ziaren badanego materiału gruntowego obserwowany pod mikroskopem, natomiast rozkład uziarnienia zaprezentowano na rysunku 3.2b.

3.1.3. Cement

Do stabilizacji próbek gruntu zastosowano cement portlandzki CEM II/B-M (S-V) N (Heidelberg, GóraŹdŹe, Polska) o klasie wytrzymałości na ściskanie 42,5 MPa. Skład cementu był następujący: klinkier cementu portlandzkiego (K) – 65-79%, popiół lotny krzemionkowy (V) oraz granulowany żuŹel wielkopiecowy (S) – 21-35%, składniki drugorzędne – 0-5%. Wytrzymałość wczesna cementu po 2 dniach kondycjonowania wynosi co najmniej 10 MPa.

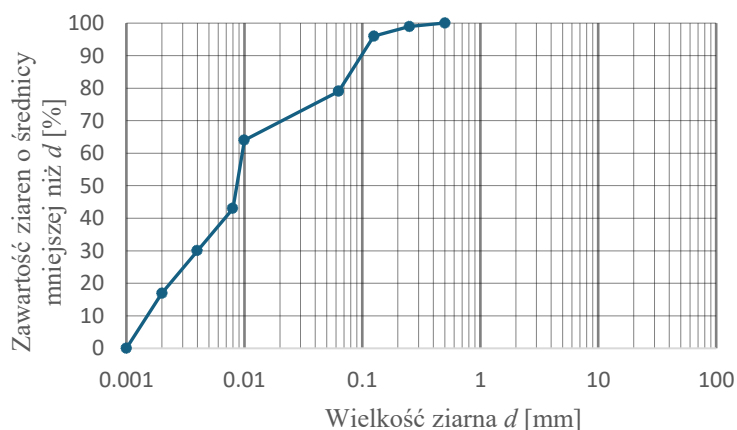
3.1.4. Pył granodiorytowy

Jako dodatek do gruntu zastosowano odpadowy pył granodiorytowy. Materiał pochodził z instalacji odpylania kruszyw wytwórni mieszanek mineralno-asfaltowych Ammann Asphalt. Pyły pochodzące z kruszyw mineralnych często stanowią materiał odpadowy ze względu na duŹą powierzchnię właściwą. Obecność pyłu w masie asfaltowej niekorzystnie wpływa na przyczepność między ziarnami kruszywa a asfaltem [308]. Ilość odpadu powstającego w procesie odpylania zależy od rodzaju kruszywa. W tym przypadku z 100 Mg kruszywa granodiorytowego o frakcji 2-8 mm uzyskano około 620 kg pyłu odpadowego.

W tabeli 3.4 przedstawiono właściwości fizyczne pyłu granodiorytowego. Krzywą uziarnienia badanego pyłu odpadowego przedstawiono na rysunku 3.3. Badanie mieszanek gruntowych z udziałem tego dodatku ma na celu ocenę możliwości stosowania mineralnych pyłów odpadowych do wzmacniania gruntu.

Tabela 3.4. Wybrane parametry fizyczne pyłu odpadowego.

Właściwości fizyczne	Jednostka	Wartość
Wielkość ziaren [EN 933-10] [309]		analiza sitowa
- sito #2,0 mm		0
- sito #0,125 mm	%	4
- sito #0,063 mm		21
- pozostałości poniżej #0,063 mm		75
Gęstość właściwa według [EN1097-7] [310]	g/cm ³	2,79
Zawartość drobnych cząstek dla frakcji #0/0,125 mm [EN 933-9] [311]	g/kg	11,7



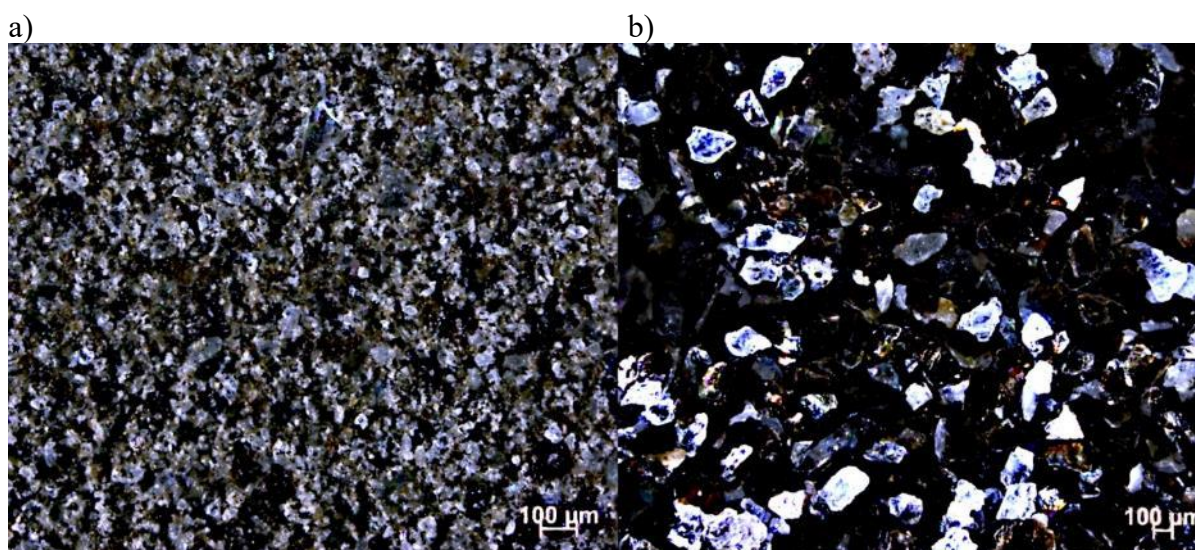
Rysunek 3.3. Krzywa uziarnienia pyłu granodiorytowego.

Tabela 3.5 przedstawia wyniki ilościowej analizy chemicznej pyłu granodiorytowego. Analizę wykonano zgodnie z normą [312].

Tabela 3.5. Wyniki ilościowej analizy chemicznej pyłu granodiorytu.

Ca [%]	K [%]	Na [%]	Si [%]	SiO ₂ [%]	SO ₃ [%]	Cl ⁻ [%]	Strata prażenia [%]	Inne [%]
2,55	2,48	1,94	19,36	41,43	0,04	<0,01	1,65	30,55

Rysunek 3.4a przedstawia zdjęcia pyłu granodiorytowego w pełnym zakresie uziarnienia, natomiast część b) przedstawia zdjęcie pyłu po usunięciu frakcji o średnicy ziaren poniżej 0,1 mm.



Rysunek 3.4. Odpadowy pył granodiorytowy: a) ogólny widok na pył, b) kształt ziaren po przesianiu w celu usunięcia ziaren mniejszych niż 0,1 mm.

3.1.5. Zbrojenie włóknami

Aby określić wpływ dodatku włókien pełniących funkcję zbrojenia rozproszonego na właściwości mechaniczne gruntu, do próbek dodano różne rodzaje włókien. Badaniu poddano cztery grupy włókien: włókna dedykowane do zbrojenia betonu, włókna naturalne, włókna pochodzące z recyklingu oraz włókna pochodzące z materiałów nienadających się do recyklingu.

Wszystkie dodatki wprowadzano w ilości odpowiadającej 0,5% suchej masy mieszanki gruntowej, co stanowi wartość często stosowaną w literaturze [194,313]. Zastosowano włókna o długości 12 mm, wynikającej zarówno z ich łatwej dostępności, jak i częstego wykorzystania w praktyce inżynierskiej i w przemyśle [86,192,194,314,315].

3.1.5.1. Włókna polipropylenowe

Pierwszą grupę włókien stanowiły włókna polipropylenowe (PP). Włókna polipropylenowe charakteryzują się wysoką wytrzymałością, odpornością na odkształcenia

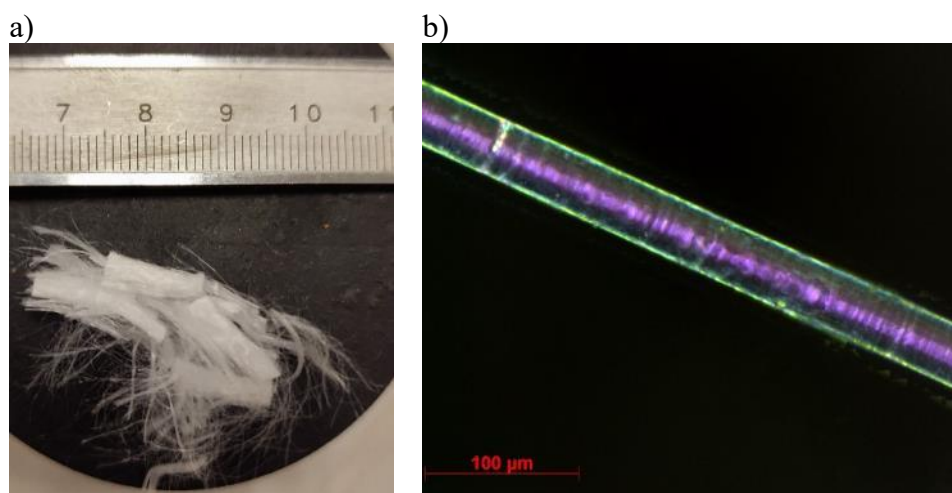
i korozję. Wykazują też wysoką dyspersję, co utrudnia tworzenie się skupisk włókien w procesie mieszania z gruntem [316]. W badaniu zastosowano fabrycznie nowe włókna, przeznaczone do zbrojenia rozproszonego betonu.

Właściwości zastosowanych włókien zostały zestawione w tabeli 3.6. Rysunek 3.5. przedstawia zdjęcia użytych w badaniu włókien polipropylenowych.

Tabela 3.6. Właściwości użytych włókien polipropylenowych.

Rodzaj włókna	Długość ^{3.1} [mm]	Średnica ^{3.1} [μm]	Gęstość linowa ^{3.1} [g/m]	Gęstość ^{3.2} [g/cm ³]	Moduł Younga ^{3.3} [MPa]	Wytrzymałość na rozciąganie ^{3.3} [MPa]
Polipropylenowe	12	34	0,0008	0,903	3500	450

^{3.1} dane producenta, firma Primacol; ^{3.2} opracowanie własne; ^{3.3} opracowano na podstawie [317].



Rysunek 3.5. Włókna polipropylenowe: a) ogólny widok na włókna, b) mikroskopowe zdjęcie włókna.

3.1.5.2. Włókna jutowe

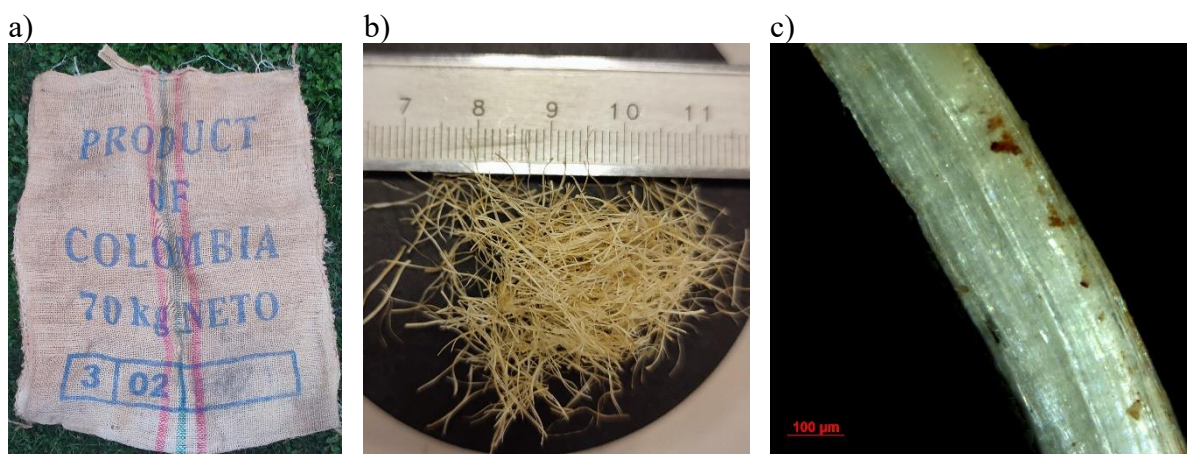
Kolejną grupą włókien zastosowanych w badaniach były włókna jutowe pochodzące z recyklingu. Włókna te są naturalnymi włóknami pozyskiwanymi z juty, uprawianej głównie w Azji Południowej. Juta stanowi jedno z najbardziej wszechstronnych i ekonomicznych włókien naturalnych. W geotechnice jej znaczenie rośnie, ponieważ materiały naturalne, w przeciwieństwie do syntetycznych, łączą niskie koszty i łatwą dostępność z neutralnym oddziaływaniem na środowisko [251]. W badaniach wykorzystano włókna pozyskane z recyklingu worka jutowego używanego pierwotnie do przechowywania ziaren kawy. Worek pocięto na mniejsze fragmenty, a następnie wyodrębnione pojedyncze włókna przycięto do

założonej długości (12 mm). W tabeli 3.7 zestawiono podstawowe właściwości włókien jutowych. Rysunek 3.6. przedstawia zdjęcia włókien juty oraz worka, z którego pochodzą.

Tabela 3.7. Właściwości użytych włókien jutowych.

Rodzaj włókna	Długość ^{3.4} [mm]	Średnica ^{3.4} [μm]	Gęstość linowa ^{3.4} [g/m]	Gęstość ^{3.5} [g/cm ³]	Moduł Younga ^{3.6} [MPa]	Wytrzymałość na rozciąganie ^{3.6} [MPa]
Jutowe	12	250	0,0899	1,45	26000	250

^{3.4} własny pomiar oraz obliczenia; ^{3.5} opracowano na podstawie [318]; ^{3.6} opracowano na podstawie [317].



Rysunek 3.6. Włókna jutowe: a) worek jutowy, z którego pozyskano włókna, b) ogólny widok na włókna, c) mikroskopowe zdjęcie włókna juty z widocznymi zabrudzeniami kawą.

3.1.5.3. Włókna PET

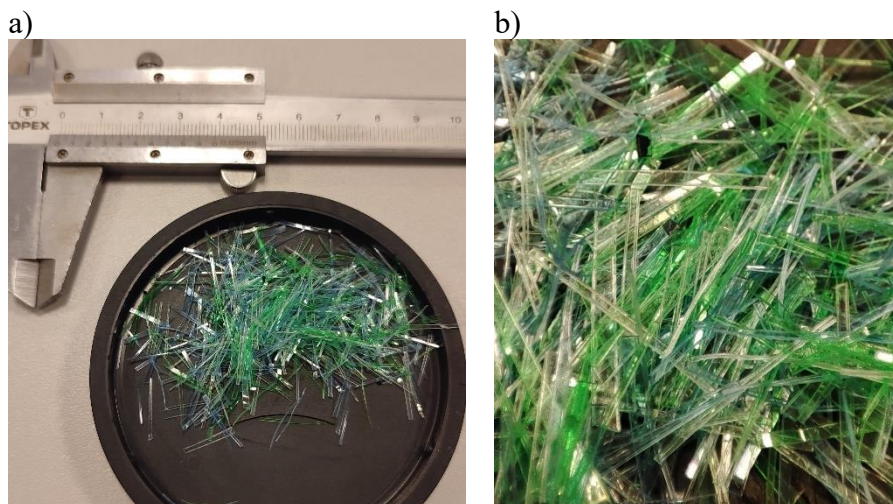
Kolejnym materiałem zastosowanym w badaniach były włókna PET pochodzące z odpadowych butelek niesortowanych (różnokolorowych). Ich użycie miało na celu wskazanie możliwości wykorzystania włókien PET jako materiału wzmacniającego podłoże gruntowe oraz podkreślenie problemu recyklingu wieloodcieniowego PET. Recykling tego typu tworzywa jest znacznie bardziej złożony oraz kosztowny niż w przypadku PET przezroczystego [319].

Włókna PET otrzymano poprzez pocięcie butelek do założonej długości. Przed procesem cięcia butelki zostały opłukane w wodzie z dodatkiem detergentu, a następnie wysuszone w warunkach naturalnych. Podstawowe właściwości zastosowanych włókien PET zestawiono w tabeli 3.8, natomiast ich wygląd przedstawiono na rysunku 3.7.

Tabela 3.8. Właściwości użytych włókien PET

Rodzaj włókna	Długość ^{3.7} [mm]	Grubość ^{3.8} [μm]	Gęstość linowa ^{3.7} [g/m]	Gęstość ^{3.8} [g/cm ³]	Moduł Younga ^{3.9} [MPa]	Wytrzymałość na rozciąganie ^{3.8} [MPa]
PET	12	250	0,431	1,35	2000	151,2

^{3.7} własny pomiar oraz obliczenia; ^{3.8} opracowano na podstawie [320]; ^{3.9} opracowano na podstawie [321].



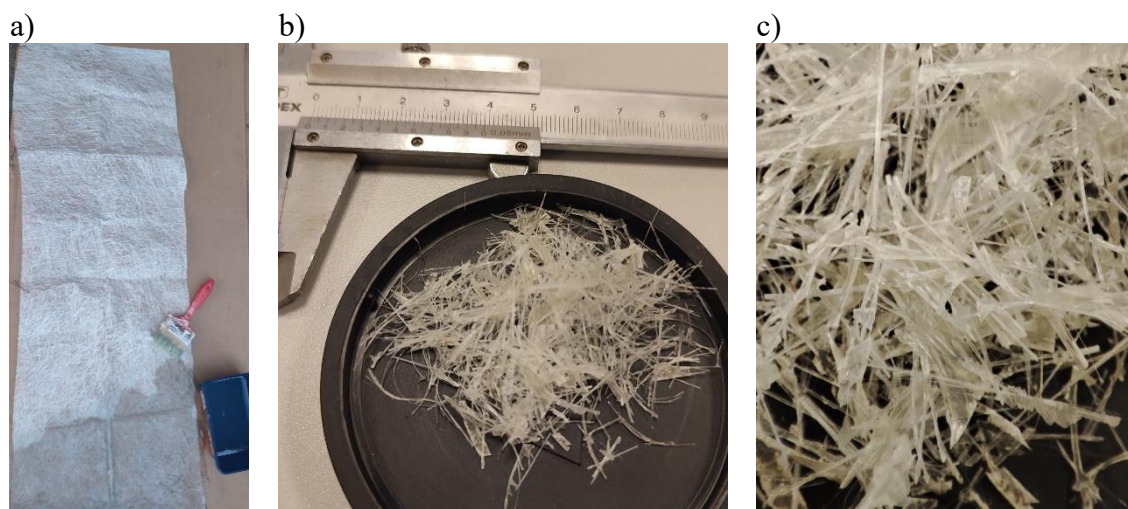
Rysunek 3.7. Włókna PET pochodzące z butelek: a) ogólny widok na włókna, b) powiększenie ukazujące kształt włókien.

3.1.5.4. Włókna szklane pokryte żywicą poliestrową

Ostatnim przebadanym rodzajem były włókna szklane pokryte żywicą poliestrową. Laminaty poliestrowo-szklane należą obecnie do podstawowych materiałów konstrukcyjnych wykorzystywanych w wielu gałęziach przemysłu [322]. Oprócz wysokiej odporności korozyjnej charakteryzują się również dobrą wytrzymałością na obciążenia udarowe, dynamiczne oraz znaczne obciążenia statyczne. Ich właściwości eksploatacyjne można kształtować poprzez odpowiednie projektowanie struktury warstwowej, co umożliwia dostosowanie materiału do różnorodnych wymagań konstrukcyjnych.

Włókna szklane laminowane żywicą poliestrową stanowią materiał szczególnie problematyczny w procesie recyklingu. Najczęściej stosowaną i jednocześnie najtańszą metodą ich odzysku jest mielenie, które osłabia strukturę włókien szklanych i w konsekwencji prowadzi do otrzymania produktu o niskiej wartości użytkowej. Taki materiał znajduje zastosowanie głównie jako dodatek do betonu [323]. W literaturze proponuje się również wykorzystanie tak powstałego recyklatu jako dodatku w procesie ponownego wytwarzania kompozytu poliestrowo-szklanego, jednak rozwiązanie to zazwyczaj skutkuje obniżeniem jego wytrzymałości na rozciąganie [322].

W niniejszym badaniu podjęto próbę wykorzystania trudnego w recyklingu materiału, jakim są laminaty poliestrowo-szklane, jako zbrojenia rozproszonego gruntu. Włókna uzyskano poprzez dokładne naniesienie żywicy poliestrowej na tkaninę szklaną. Następnie, po utwardzeniu kompozyt pocięto na włókna o długości 12 mm. W trakcie cięcia materiał ulegał częściowemu kruszeniu, w wyniku czego otrzymane włókna charakteryzowały się nieregularnym kształtem. Na rysunku 3.8 przedstawiono proces wytwarzania kompozytu oraz zdjęcia zastosowanych włókien. W tabeli 3.9 zawarto właściwości kompozytu, z którego wykonano włókna wykorzystane w badaniach.



Rysunek 3.8. Włókna szklane pokryte żywicą poliestrową: a) proces wytwarzania kompozytu, b) widok ogólny na włókna, c) powiększenie ukazujące kształt włókien.

Tabela 3.9. Właściwości kompozytu (włókien szklanych pokrytych żywicą poliestrową), z którego wykonano włókna wykorzystane w badaniach.

Rodzaj włókna	Długość ^{3.10} [mm]	Grubość ^{3.10} [μm]	Gęstość ^{3.10} linowa [g/m]	Gęstość ^{3.11} [g/cm ³]	Moduł Younga ^{3.12} [MPa]	Wytrzymałość na rozciąganie ^{3.11} [MPa]
laminat poliestrowo-szklany	12	250	0,431	1,9	110	800

^{3.10} własny pomiar oraz obliczenia; ^{3.11} opracowano na podstawie [324]; ^{3.12} opracowano na podstawie [325].

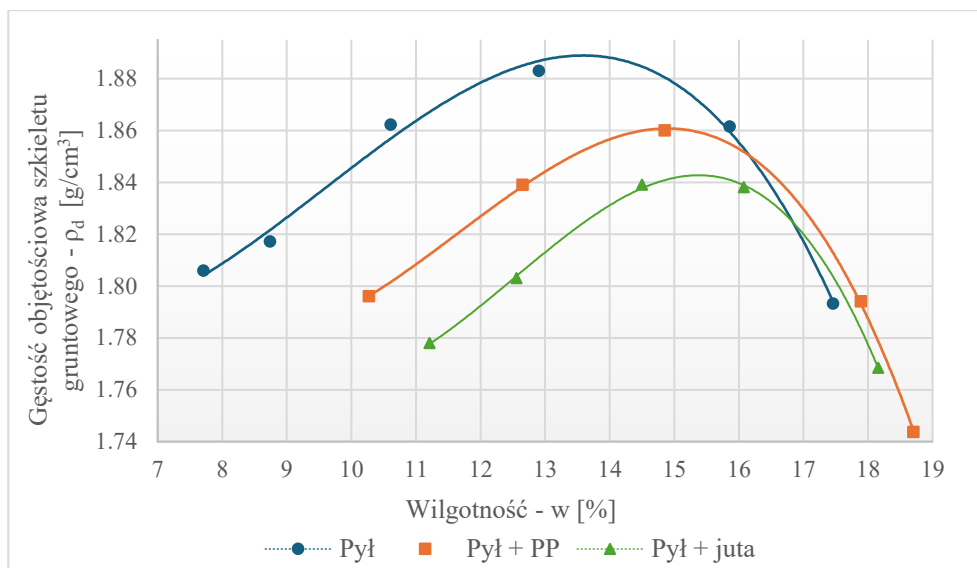
3.2. Przygotowanie próbek i procedury laboratoryjne

3.2.1. Wykonanie próbek do badań wytrzymałości na ścinanie

Przed rozpoczęciem właściwego badania przeprowadzono test zagęszczalności gruntów metodą Proctora, mający na celu wyznaczenie wilgotności optymalnej odpowiadającej maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego. Badanie wykonano zgodnie z normą PN-EN 13286-2 [303]. Do zagęszczania próbek wykorzystano automatyczny ubijak o masie 2,5 kg, spadający swobodnie z wysokości 305 mm. Próbki formowano w cylindrze o średnicy 100 mm i wysokości 120 mm. Materiał zagęszczano w trzech warstwach, stosując po 25 uderzeń na każdą warstwę, co odpowiada energii zagęszczania równej $0,59 \frac{MJ}{m^3}$. Badaniu poddano trzy podstawowe materiały gruntowe: pył, pył z dodatkiem włókien polipropylenowych oraz pył z dodatkiem włókien jutowych. Rysunek 3.9. ukazuje automatyczny ubijak Proctora przed badaniem zagęszczalności. Wyniki uzyskane podczas badania przedstawiono na rysunku 3.10.



Rysunek 3.9. Automatyczny ubijak Proctora przed badaniem zagęszczalności.



Rysunek 3.10. Maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego ρ_{ds} i wilgotność w_{opt} optymalna badanych mieszanek gruntowych: pyłu (na niebiesko), pyłu z włóknami polipropylenowymi (na pomarańczowo), pyłu z włóknami jutowymi (na zielono).

W celu zapewnienia wspólnego punktu odniesienia w dalszych badaniach wytrzymałości na ścinanie, na podstawie krzywych zagęszczania wytypowano docelową gęstość objętościową szkieletu gruntowego, do jakiej zagęszczano próbki. Zdecydowano się na wartość $\rho_d = 1,84 \frac{g}{cm^3}$, czyli gęstość, którą są w stanie osiągnąć wszystkie próbki, a która jednocześnie jest zbliżona do maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego dla każdego z badanych gruntów.

Aby zbadać wpływ wilgotności na parametry wytrzymałościowe, dla każdego z badanych materiałów wskazano po dwie charakterystyczne wartości wilgotności na podstawie krzywych zagęszczalności. Ostatecznie przyjęto następujące wilgotności:

- dla pyłu $w = 9,7\%$ oraz $w = 16,2\%$,
- dla pyłu z dodatkiem włókien polipropylenowych $w = 12,7\%$ oraz $w = 16,3\%$,
- dla pyłu z dodatkiem włókien jutowych $w = 14,8\%$ oraz $w = 16,0\%$.

Próbki z dodatkiem włókien PET, włókien szklanych laminowanych żywicą oraz cementu zostały przygotowane przy wilgotności $w = 16,2\%$, co umożliwiło bezpośrednie porównanie ich właściwości z wynikami uzyskanymi dla próbek pyłu oraz pyłu modyfikowanego włóknami polipropylenowymi i jutowymi.

Wszystkie typy próbek zostały wykonane poprzez dokładne wymieszanie suchych składników w odpowiednich proporcjach, a następnie dodanie wody w kilku porcjach stale

mieszając, aż do uzyskania jednolitej mieszaniny. Receptury badanych mieszanek gruntowych w przeliczeniu na 1000 g suchej mieszanki zostały przedstawiony w tabeli 3.10. Średnie wartości podstawowych paramentów jakości wody użytej do przygotowania wszystkich próbek przedstawiono w tabeli 3.11.

Tabela 3.10. Receptury badanych mieszanek gruntowych w przeliczeniu na 1000 g suchej mieszanki.

Lp.	Rodzaj materiału gruntowego	Grunt [g]	Cement [g]	Pył granodiorytowy [g]	Włókna [g]	Woda [g]	Długość dojrzwania [dni]
1	Pył	1000	-	-	-	97	-
2	Pył	1000	-	-	-	162	-
3	Pył + włókna polipropylenowe	1000	-	-	5	127	-
4	Pył + włókna polipropylenowe	1000	-	-	5	163	-
5	Pył + włókna jutowe	1000	-	-	5	148	-
6	Pył + włókna jutowe	1000	-	-	5	160	-
7	Pył + 4 % cementu	960	40	-	-	162	7
8	Pył + 4 % cementu	960	40	-	-	162	28
9	Pył + 4 % cementu + włókna polipropylenowe	960	40	-	-	163	7
10	Pył + 4 % cementu + włókna polipropylenowe	960	40	-	5	163	28
11	Pył + 4 % cementu + włókna polipropylenowe	960	40	-	5	196	7
12	Pył + 4 % cementu + włókna jutowe	960	40	-	5	160	28
13	Pył + 4 % cementu + włókna PET	960	40	-	5	162	28
14	Pył + 4 % cementu + włókna szklane laminowane żywicą poliestrową	960	40	-	5	162	28
15	Pył + 2 % cementu	980	20	-	-	162	28
16	Pył + 2 % cementu + 2 % pyłu granodiorytowego	960	20	20	-	162	28

Tabela 3.11. Średnie parametry wody kranowej użytej do przygotowania próbek. Opracowano na podstawie [326].

Azotany [mg/l]	Azotyny [mg/l]	Chlorki [mg/l]	Fluorki [mg/l]	Magnez [mg/l]	Mangan [μg/l]	Siarczany [mg/l]	Wapń [mg/l]	Żelazo [μg/l]	Odczyn pH [-]	Przewodność elektryczna [μS/cm]	Twardość Ogólna [mg/lCaCO ₃]
3,8	<0,01	47	0,20	13	<5	84	80	13,3	7,5	622	253

Tak przygotowane próbki umieszczano w formach prostopadłościennych o boku 60 mm i wysokości 20 mm. Materiał zagęszczano w trzech warstwach, aż do uzyskania założonej gęstości. Próbki bez dodatku cementu natychmiast po rozformowaniu umieszczano w aparacie skrzynkowym, aby zminimalizować ubytek wilgoci i niezwłocznie rozpocząć badanie. Z kolei próbki z dodatkiem cementu, po wyjęciu z form, poddawano procesowi kondycjonowania. W tym celu umieszczano je w szczelnej komorze łaźni wodnej, na ruszcie nad lustrem wody, co zapewniało dojrzewanie w warunkach wysokiej wilgotności. Czas dojrzewania próbek cementogruntowych wynosił 7 lub 28 dni, w zależności od wcześniej przyjętego programu badań. Po zakończeniu okresu kondycjonowania wszystkie próbki poddawano testom w aparacie bezpośredniego ścinania.

3.2.2. Wykonanie próbek do badań wytrzymałości na ściskanie w stanie jednoosiowego naprężenia

3.2.2.1. *Próbki gruntu spoistego*

W ramach badań przygotowano sześć typów mieszanek gruntowych. Pierwszą grupę stanowił grunt bez dodatków (0). Drugą grunt z dodatkiem 0,5% włókien polipropylenowych (PP). Trzecią grupę utworzono poprzez dodanie 2% cementu masowo (2C), natomiast czwartą grunt z 4% dodatkiem cementu (4C). Kolejną grupę stanowiła mieszanka gruntu z 2% cementu oraz 2% pyłu (2C2P). Ostatnią, szóstą grupę, tworzyły próbki zawierające 4% cementu i 0,5% włókien polipropylenowych (4CPP). Do badań zastosowano grunt (pył), pył granodiorytowy, cement oraz włókna polipropylenowe, zgodnie z charakterystyką materiałów przedstawioną w poprzedniej sekcji.

Ilość cementu określono na podstawie tabeli 2, punkt 2.2.2 normy [327]. Receptury badanych mieszanek gruntowych w przeliczeniu na 1000 g suchej mieszanki zostały przedstawione w tabeli 3.12.

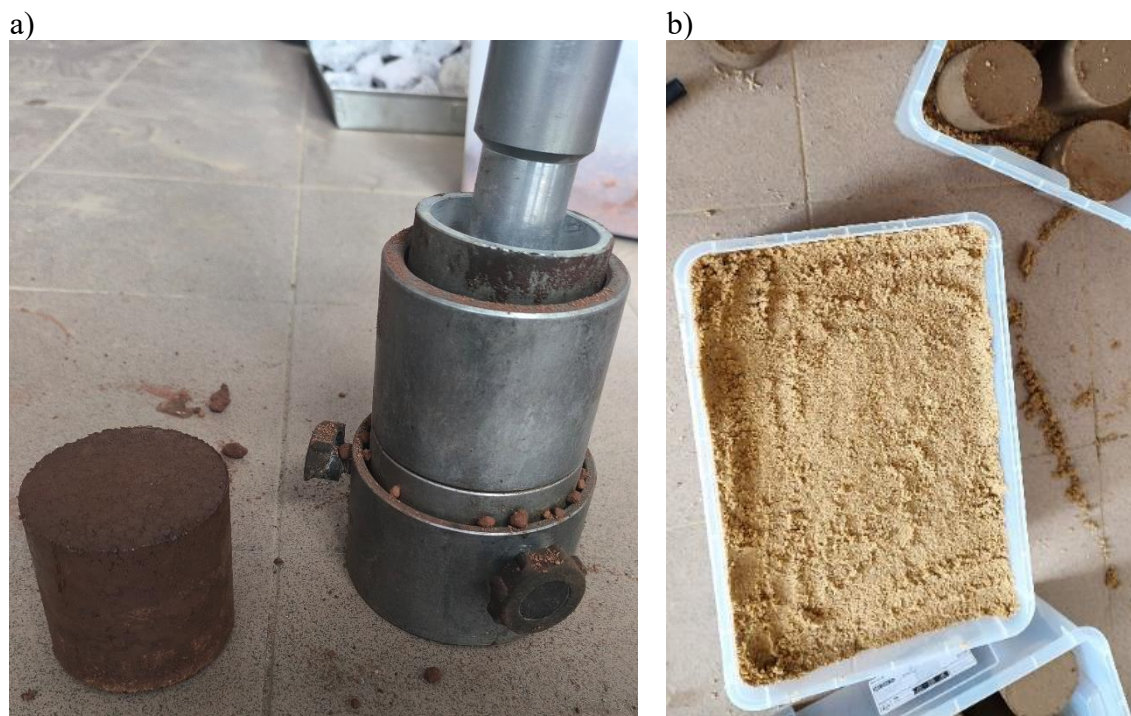
Tabela 3.12. Receptury mieszanek cementowo-gruntowych w przeliczeniu na 1000 g suchej mieszanki.

Składnik	0 [g]	PP [g]	2C [g]	4C [g]	2C2P [g]	4CPP [g]
pył	1000	1000	980	960	960	960
cement	-	-	20	40	20	40
pył granodiorytowy	-	-	-	-	20	-
włókna polipropylenowe	-	5	-	-	-	5
woda	162	163	162	162	162	163

Rysunek 3.11 przedstawia odmierzanie składników do przygotowania próbek, natomiast rysunek 3.12 proces ich przygotowania.



Rysunek 3.11. Odmierzanie składników do przygotowania próbek.

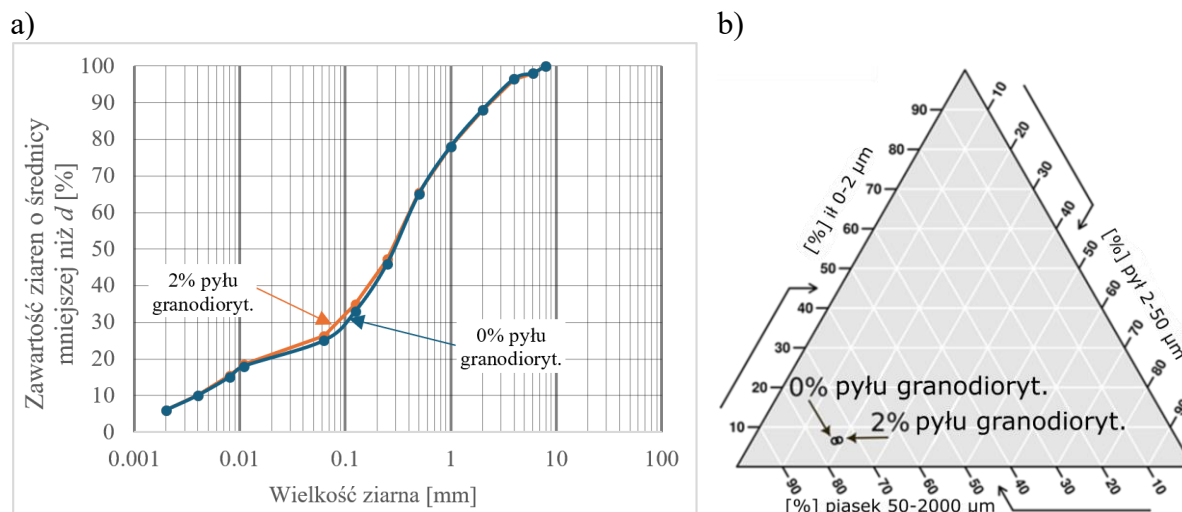


Rysunek 3.12. Proces przygotowania próbek: a) Zagęszczania próbek w formach, b) próbki w hermetycznych pojemnikach zasypanych piaskiem.

3.2.2.2. *Próbki gruntu niespoistego*

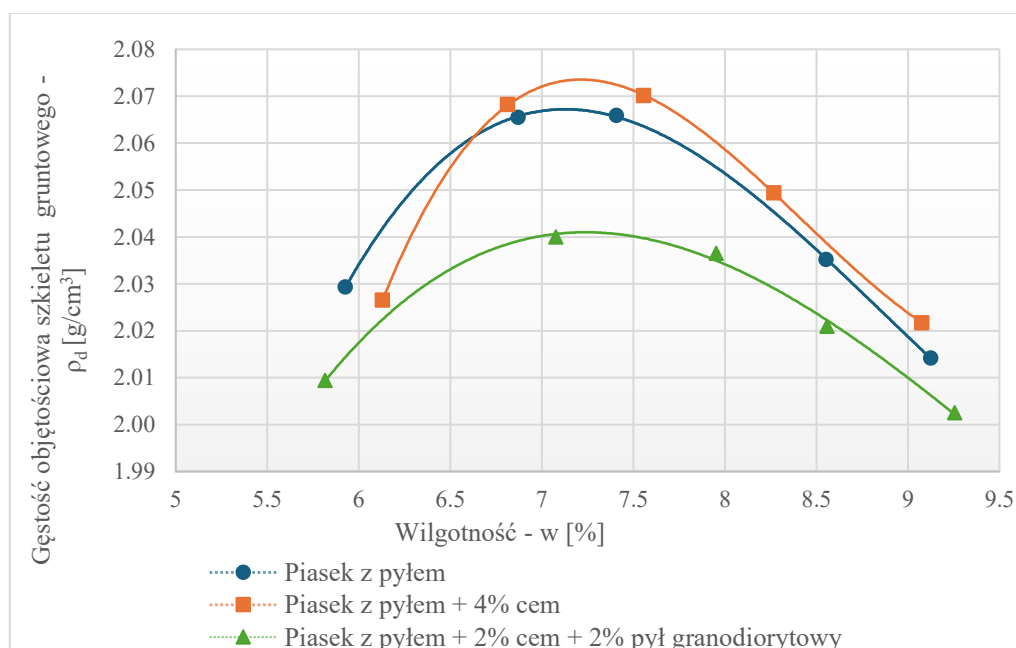
Otrzymane wyniki badań wskazały na pozytywny wpływ dodatku mineralnego pyłu odpadowego na wytrzymałość na ścislenie cementogrunty, co wiązano przede wszystkim z obecnością krzemionki w jego składzie chemicznym i możliwością zachodzenia reakcji pucolanowych zwiększających siły cementacji. Aby zweryfikować te wnioski i lepiej ocenić mechanizm oddziaływania pyłu granodiorytowego, przeprowadzono dodatkową serię badań, w której przygotowano dwa rodzaje mieszanek gruntowych. Pierwszą z nich wykonano poprzez wymieszanie gruntu (piasku z pyłem) z cementem w ilości 4% masy gruntu. W drugiej grupie próbek 2% cementu zastąpiono pyłem granodiorytowym. Mieszanekę wykonano poprzez wymieszanie gruntu z cementem (2% masy gruntu) oraz pyłem odpadowym (2% masy gruntu).

Rysunek 3.13 przedstawia wpływ dodatku pyłu granodiorytowego w ilości od 0 do 2% na rozkład uziarnienia badanego materiału gruntowego oraz jego klasyfikację na trójkącie Ferreta.



Rysunek 3.13. Zmiany w uziarnieniu próbek gruntu z dodatkiem pyłu granodiorytowego: a) krzywa uziarnienia, b) trójkąt Fereta.

Na rysunku 3.14 przedstawiono maksymalną gęstość objętościową szkieletu gruntowego oraz wilgotność optymalną próbek, wyznaczone za pomocą automatycznego ubijaka Proctora zgodnie z normą [303].



Rysunek 3.14. Maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego oraz wilgotność optymalna mieszanek gruntowych

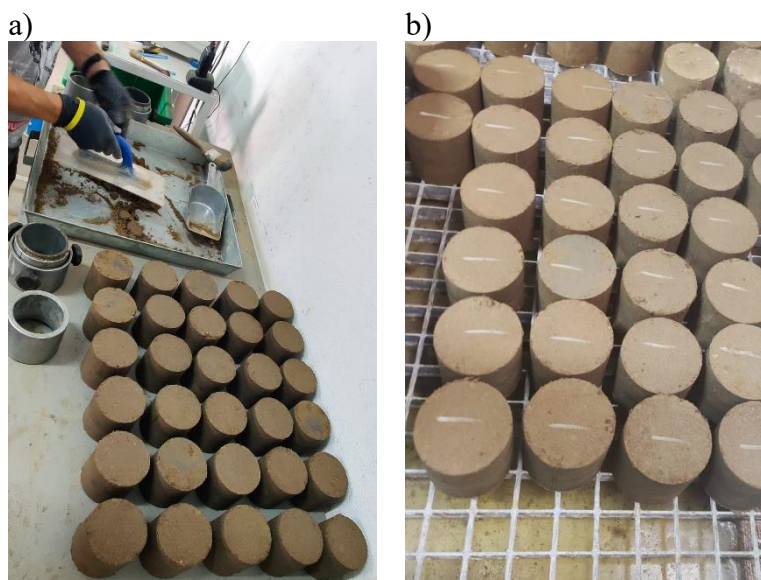
Pomiary wykonane przy użyciu aparatu Proctora posłużyły do wyznaczenia wilgotności optymalnej odpowiadającej maksymalnemu zagęszczeniu mieszanek gruntowo-cementowych. Na tej podstawie obliczono optymalny stosunek woda-cement oraz ilość wody niezbędną do

przygotowania próbek. Receptury badanych mieszanek, obliczone dla 1000 g suchej masy mieszanki, zestawiono w tabeli 3.13.

Tabela 3.13. Receptury mieszanek cementogruntowych w przeliczeniu na 1000 g suchej mieszanki.

Składnik	Masa próbek z dodatkiem cementu [g]	Masa próbek z dodatkiem cementu i pyłu odpadowego [g]
piasek z pyłem	960	960
cement	40	20
pył granodiorytowy	-	20
woda	72	75

Proces przygotowania próbek przedstawiono na rysunku 3.15.



Rysunek 3.15. Proces przygotowania próbek: a) rozformowane próbki, b) próbki w łaźni wodnej.

Badania wytrzymałości na ściskanie przeprowadzono na próbkach o wymiarach identycznych jak te opisane w poprzedniej sekcji. Proces dojrzewania mieszanek cementogruntowych zrealizowano w rozszerzonej formule, umożliwiającej dokładniejszą ocenę wpływu warunków środowiskowych. Próbki poddano dojrzewaniu w zróżnicowanych warunkach temperaturowo-wilgotnościowych, których charakterystykę przedstawiono poniżej:

- *OWS* – łaźnia wodna ze stalową kratką umieszczoną nad powierzchnią wody. Temperatura powietrza podczas dojrzewania próbek wynosiła 20°C, a wilgotność względna powietrza nad powierzchnią wody 100%.

- *S20* – kondycjonowanie w piasku w temperaturze 20°C. Próbki były przechowywane w szczelnym pojemniku, w piasku średnim o wilgotności objętościowej 10%. Temperatura powietrza podczas dojrzewania próbek wynosiła 20°C.
- *S5* – kondycjonowanie w piasku w temperaturze 5°C. Próbki były przechowywane jak w przypadku *S20*. Szczelne pojemniki z piaskiem były kondycjonowane w komorze klimatycznej w temperaturze 5°C.

Próbki gruntu z dodatkiem 2% cementu i 2% pyłu oznaczono jako serię *A*, w zależności od warunków dojrzewania: *A_OWS*, *A_S20* oraz *A_S5*. Próbki z dodatkiem 4% cementu oznaczono literą *C*, z rozróżnieniem warunków dojrzewania: *C_OWS*, *C_S20* oraz *C_S5*.

Proces rozformowywania próbek przeprowadzono bezpośrednio po ich przygotowaniu. Badania ściskania były realizowane po 7 oraz 28 dniach kondycjonowania. Łącznie przebadano 279 próbek gruntów stabilizowanych, zgodnie z planem badań przedstawionym w tabeli 3.14.

Tabela 3.14. Plan zrealizowanych badań laboratoryjnych.

Materiał	Opis	Próbki kondycjonowane 7 dni	Próbki kondycjonowane 28 dni
4% cementu	<i>C_OWS</i>	15	56
2% cementu 2% pyłu granodioryt.	<i>A_OWS</i>	15	73
4% cementu	<i>C_S20</i>	15	15
2% cementu 2% pyłu granodioryt.	<i>A_S20</i>	15	15
4% cementu	<i>C_S5</i>	15	15
2% cementu 2% pyłu granodioryt.	<i>A_S5</i>	15	15
całkowita liczba próbek		90	189

3.2.3. Wykonanie próbek do badań intensywności pęknięcia powierzchniowego

W ramach niniejszego badania przeanalizowano trzy różne spoiste materiały gruntowe, zróżnicowane między innymi pod względem uziarnienia i składu mineralogicznego, co wpływa

na ich właściwości fizyczne i mechaniczne. Przedmiotem analizy był pył, który stanowił również materiał opisany w sekcji 3.1.1. Oprócz niego analizie poddano także mieszaniny tego samego pyłu z dodatkiem montmorylonitu w ilości 15% (uzyskując w ten sposób pył z iłem) oraz 35% masowo (otrzymując ił). Dodatkowo, do próbek z czystego pyłu oraz do próbek pyłu z 35% dodatkiem montmorylonitu wprowadzono włókna polipropylenowe i jutowe. Zawartość włókien wynosiła 0,5% masy całkowitej składników suchych próbki. Ostatni rodzaj próbki stanowił pył z dodatkiem 4% cementu. Podstawowe właściwości badanych gruntów zestawiono w tabeli 3.15.

Tabela 3.15. Podstawowe właściwości badanych gruntów.

Rodzaj gruntu ^{3.13}	Gęstość właściwa ^{3.14} $\rho_s \left[\frac{g}{cm^3} \right]$	Fracja piaskowa ^{3.15} [%]	Fracja pyłowa ^{3.15} [%]	Fracja iłowa ^{3.15} [%]	Granica plastycz- ności ^{3.16} w_p [%]	Granica płynno- ści ^{3.16} w_L [%]	Klasyfi- kacja USCS ^{3.17}
Ił	2,69	5,8	55,3	40,9	49,3	83,4	CH
Pył z iłem	2,71	7,6	69,7	22,7	31,0	53,4	CH
Pył	2,72	9	82	9	17,2	31,7	CL

^{3.13} sklasyfikowano według [302], ^{3.14} oznaczono według [328], ^{3.15} określono według [304], ^{3.16} wyznaczono zgodnie z [329], granicę płynności określono metodą penetrometru stożkowego, ^{3.17} wyznaczono na podstawie [330].

W pierwszym etapie pył został wysuszony, a następnie mechanicznie rozdrobiony. Zgodnie z przyjętymi recepturami, materiał ten zmieszano z dodatkiem montmorylonitu (15 lub 35% masowo) oraz włókien (0,5% masowo), w ustalonych wcześniej proporcjach. Do tak przygotowanej suchej mieszanki dodano odpowiednią ilość wody w celu uzyskania założonej wilgotności gruntu. Wodę dodawano porcjami, a materiał gruntowy dokładnie mieszano po każdym dodaniu wody, aby zapewnić możliwie najwyższy stopień jednorodności materiału. Skład poszczególnych receptur próbek gruntowych zestawiono w tabeli 3.16.

Tabela 3.16. Zestawienie receptur przebadanych próbek gruntowych.

Materiał gruntowy	Masa pyłu [g]	Masa Montmorylonitu [g]	Masa cementu [g]	Masa włókien [g]	Masa wody [g]
Ił	195	105	-	-	445
Ił z włóknami juty	195	105	-	1,5	445
Ił z włóknami polipropylenowymi	195	105	-	1,5	445
Pył z iłem	255	45	-	-	300
Pył	300	-	-	-	180
Pył z włóknami juty	300	-	-	1,5	180
Pył z włóknami polipropylenowymi	300	-	-	1,5	180
Pył z cementem	288	-	12	-	180

Po uzyskaniu jednorodnej konsystencji grunt umieszczono w stalowych formach o kształcie cylindrycznym i średnicy 15 cm, dokładnie je wypełniając. W zależności od rodzaju próbki i jej objętości stosowano formy o wysokości 5 lub 10 cm. W celu zapewnienia wyraźnego kontrastu podczas fotografowania powierzchni próbek, dno form zostało pomalowane na kolor niebieski, natomiast ich wewnętrzne ściany na kolor czarny. Dodatkowo, w celu zminimalizowania wpływu sił tarcia pomiędzy ściankami formy a materiałem gruntowym, wszystkie powierzchnie wewnętrzne powleczone cienką warstwą niepenetrującego smaru silikonowego. Badania podzielono na dwie serie. W pierwszej serii przebadano próbki pyłu oraz iłu. W drugiej serii badaniu poddano pył, pył z iłem, ił oraz pył z dodatkiem cementu. Próbki z drugiej serii zostały dodatkowo pokryte markerami wizualnymi w postaci piasku bazaltowego, w celu dokładniejszej identyfikacji przemieszczeń na powierzchni próbek powstałych w wyniku rozwoju pęknięć.

Po umieszczeniu próbek w formach dokonano ich zważenia, a następnie zabezpieczono je przed wysychaniem. Następnie próbki pozostawiono w temperaturze pokojowej, na okres trzech dni. Miało to na celu umożliwienie sedymentacji oraz stopniowe usunięcie powietrza z porów gruntowych.

3.2.4. Przygotowanie próbek do badań pęknięć za pomocą tomografii komputerowej

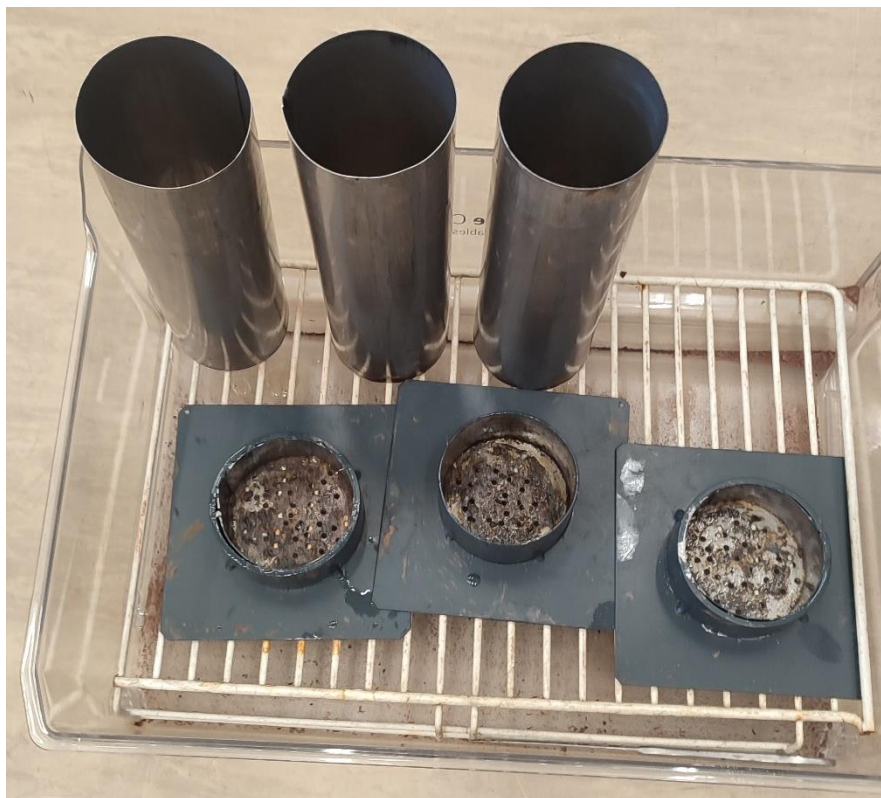
Większość dotychczasowych badań pęknięć gruntu koncentrowała się na dwuwymiarowych analizach powierzchniowych sieci spękań, przy stosunkowo niewielkiej uwadze poświęconej charakterystyce trójwymiarowych sieci pęknięć [157]. Proces pęknięcia poniżej powierzchni gruntu pozostaje w dużej mierze niejasny. Ograniczone zrozumienie wewnętrznego procesu pęknięcia lub trójwymiarowych cech spękań utrudnia dokładną ocenę zachowania hydro-mechanicznego gruntu. Celem badania było określenie trójwymiarowego charakteru pęknięć desykacyjnych oraz ocena wpływu wilgotności i dodatku włókien polipropylenowych na intensywność i geometrię tych pęknięć.

Aby umożliwić analizę dobrze rozwiniętej struktury pęknięć, do badania zastosowano grunt, który w badaniu powierzchniowych pęknięć gruntu charakteryzował się najintensywniejszym pękaniem, czyli pył z dodatkiem montmorylonitu (ił). Wykonano trzy rodzaje próbek: dwie bez dodatku włókien oraz jedną próbkę z dodatkiem włókien

polipropylenowych. Próbkę przygotowano w następujący sposób: do wysuszonego do stałej masy i rozdrobnionego pyłu dodano suchy montmorylonit. Następnie do jednej z mieszanek wprowadzono włókna. Wszystkie składniki dokładnie wymieszano, po czym stopniowo dodawano niewielkie ilości wody, cały czas mieszając materiał gruntowy, aż do uzyskania jednnorodnej konsystencji. Receptury wykonanych mieszanek przedstawiono w tabeli 3.17.

Tabela 3.17. Receptury mieszanek gruntowych w przeliczeniu na 1000 g suchej mieszanki.

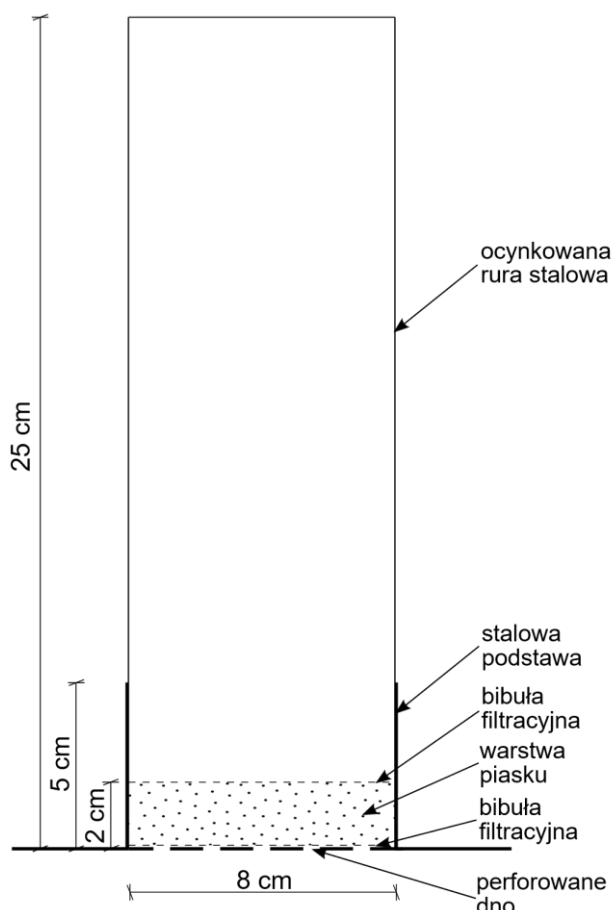
Składnik	PP [g]	0_1 [g]	0_2 [g]
Pył	650	650	650
Montmorylonit	350	350	350
Włókna	2,25	-	-
Woda	1850	1850	1850



Rysunek 3.16. Elementy form przeznaczonych do wysuszania gruntu

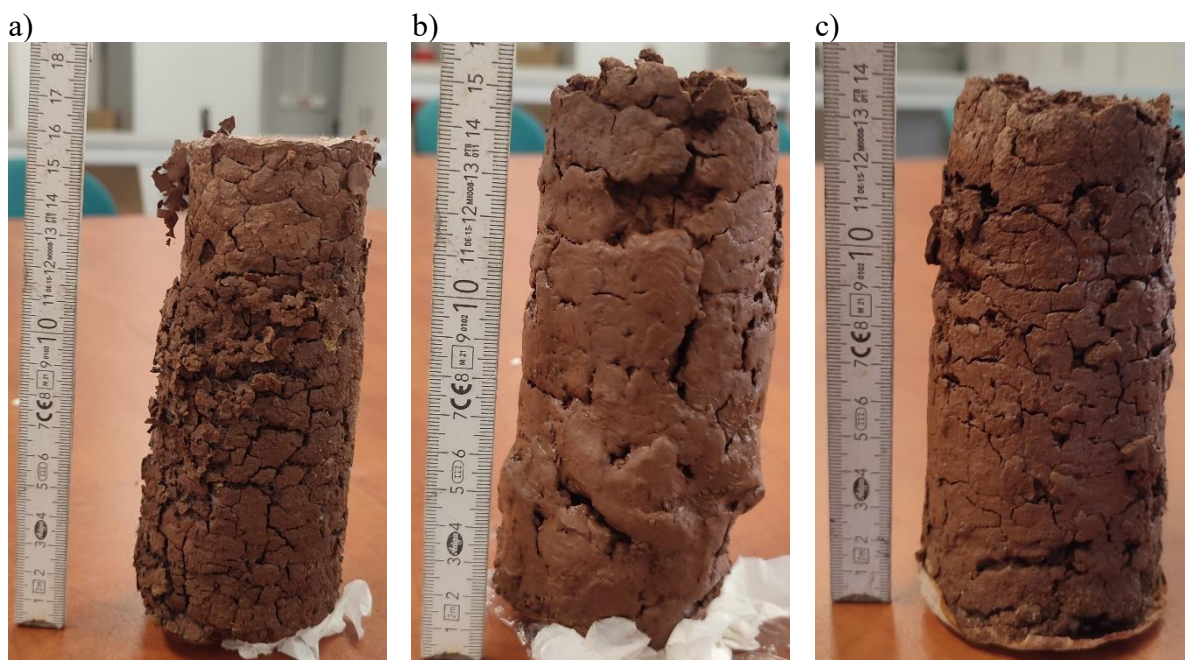
Następnie tak przygotowane mieszanki gruntowe umieszczono w specjalnie wykonanych formach. Formy składały się z ocynkowanej stalowej rury o średnicy wewnętrznej 8 cm i długości 25 cm oraz stalowej podstawy z perforowanym dnem. Zdjęcie elementów form przedstawiono na rysunku 3.16. Przed wypełnieniem formy dokładnie pokryto je od wewnątrz niepenetrującym smarem. Na dnie formy umieszczano bibułę filtracyjną o dopasowanej

średnicy. Następnie na dnie próbki uformowano warstwę piasku średniego o miąższości 2 cm, którą przykryto drugą bibułą filtracyjną. Dopiero do tak przygotowanych form wprowadzano badane mieszanki gruntu. Wykonanie otworów w dnie podstawy oraz umieszczenie nad nimi warstwy piasku miało na celu umożliwienie stopniowej utraty nadmiaru wilgotności podczas suszenia. Schemat formy zastosowanej do przygotowania próbek przedstawiono na rysunku 3.17.



Rysunek 3.17. Schemat formy zastosowanej do suszenia próbek gruntu przed wykonaniem badań tomograficznych.

Proces wysuszania próbek PP i 0_2 prowadzono przez 7 tygodni w temperaturze pokojowej. Próbką 0_1 została po wykonaniu zabezpieczona przed utratą wilgotności, a właściwy proces suszenia rozpoczęto dla niej z dwutygodniowym opóźnieniem w stosunku do dwóch pozostałych próbek. Celem takiego zabiegu było określenie wpływu wilgotności na charakterystyki pęknięć. Zdjęcia próbek po wysuszeniu zostały przedstawione na rysunku 3.18.



Rysunek 3.18. Zdjęcia próbek po wysuszeniu: a) PP, b) 0_1, c) 0_2.

3.3. Opis zastosowanych metod badawczych i pomiarowych

3.3.1. Badanie wytrzymałości na ścinanie

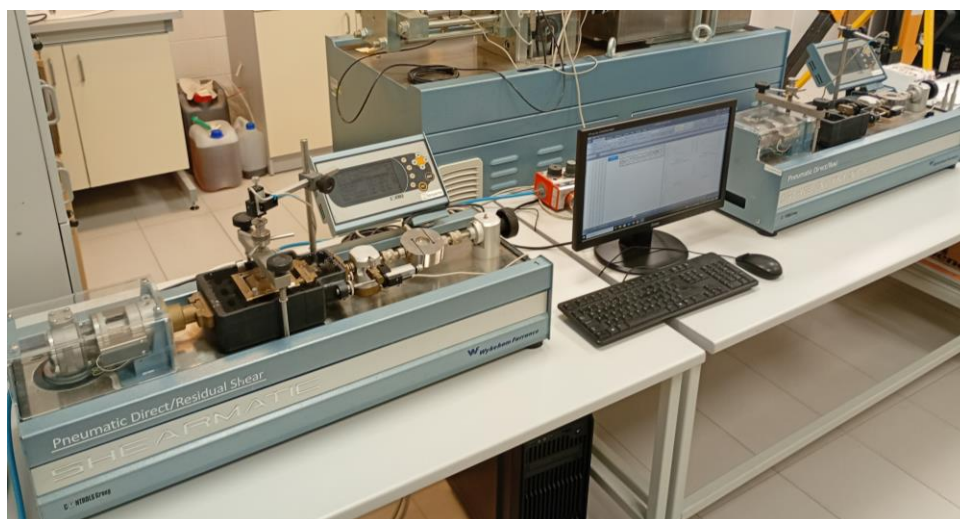
W ramach badań wykonano łącznie 58 pomiarów wytrzymałości na ścinanie, obejmujących 16 wariantów składu próbek oraz wilgotności. Tak przygotowany zbiór danych stanowi wartościową podstawę do oceny wpływu analizowanych czynników na parametry mechaniczne gruntów. Uzyskane wyniki pozwoliły na określenie efektywności poszczególnych dodatków oraz zostały wykorzystane w kolejnych sekcjach dysertacji.

Badania przeprowadzono w aparacie bezpośredniego ścinania, zgodnie z zaleceniami normy [331]. Do testów zastosowano próbki o wymiarach 60×60 mm i wysokości 20 mm, umieszczone w skrzynce ścinającej pomiędzy kamieniami porowymi, aby umożliwić odpływ wody.

Próbki poddano ścinaniu przy czterech wartościach naprężenia normalnego: 25 kPa, 50 kPa, 75 kPa i 100 kPa. Mieszanki cementogruntowe badano przy wszystkich poziomach naprężenia, natomiast próbki gruntowe przy trzech: 25, 50 i 100 kPa. Jeżeli aparat

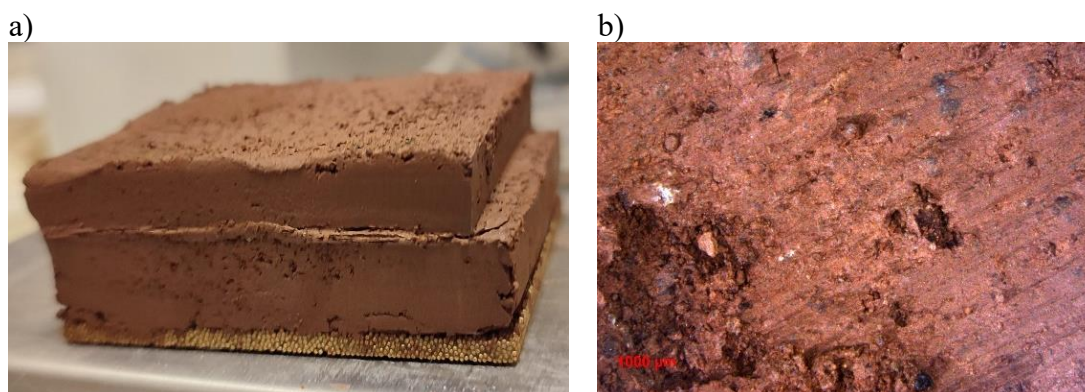
bezpośredniego ścinania nie umożliwiał utrzymania naprężenia 25 kPa podczas badania próbek gruntowych, próbę wykonywano przy naprężeniu 75 kPa.

Przed rozpoczęciem badania wykonano wstępną konsolidację do wartości docelowego naprężenia normalnego. Konsolidację prowadzono w warunkach umożliwiających pełny drenaż. Rysunek 3.19 przedstawia stanowisko badawcze wykorzystywane do badań wytrzymałości na ścinanie.



Rysunek 3.19. Stanowisko badawcze do badań wytrzymałości na ścinanie.

Następnie próbki ścinano ze stałą prędkością przemieszczenia dolnej części skrzynki równą 0,05 mm/min, aż do osiągnięcia całkowitego przemieszczenia 6 mm. Jako wynik testu przyjęto maksymalną wartość oporu na ścinanie uzyskaną w trakcie badania. Rysunek 3.20 przedstawia próbkę po procesie ścinania oraz mikroskopowy obraz powierzchni ścięcia, pozwalający na szczegółową obserwację jej struktury.



Rysunek 3.20. Próbka gruntu po badaniu wytrzymałości na ścinanie: a) widok ogólny, b) mikroskopowy obraz powierzchni ścięcia.

3.3.2. Metody oznaczania wartości ssania oraz opis wyznaczania ssania metodą bibuły filtracyjnej w wybranych próbkach gruntu poddanych badaniu ścinania

Celem przeprowadzonych badań było określenie poziomu ssania w próbkach gruntu poddanych testom ścinania w aparacie bezpośredniego ścinania. Uzyskane wyniki pozwalają na ocenę wpływu wartości ssania na zmienność parametrów wytrzymałościowych gruntu, a tym samym na lepsze zrozumienie zależności pomiędzy wilgotnością ośrodka a jego zachowaniem mechanicznym.

3.3.2.1. *Metody oznaczania ssania gruntu.*

Ssanie gruntu stanowi istotną zmienną stanu naprężenia w gruntach nienasyconych. Jego wartość wywiera znaczący wpływ na właściwości mechaniczne i hydrauliczne ośrodka, w tym na: wytrzymałość na ścinanie [332], podatność na ściśliwość [333], wytrzymałość na rozciąganie [334], sztywność gruntu [335] oraz przewodnictwo hydrauliczne [336]. Zasadniczo obecność ssania matrycowego prowadzi do zwiększenia wytrzymałości i sztywności gruntu, natomiast wraz ze wzrostem wartości ssania obserwuje się obniżenie przewodności hydraulicznej. Ssanie gruntu można rozłożyć na dwie składowe [337]: ssanie matrycowe oraz ssanie osmotyczne, co opisuje zależność:

$$\Psi_t = \Psi + \Psi_o. \quad (3.1)$$

gdzie: Ψ_t oznacza ssanie całkowite; Ψ to ssanie matrycowe, $\Psi = (u_a - u_w)$; Ψ_o to ssanie osmotyczne.

Ssanie matrycowe definiuje się jako różnicę pomiędzy ciśnieniem powietrza w porach a ciśnieniem wody porowej [136], natomiast ssanie osmotyczne wynika z różnicy w stężeniu soli rozpuszczonych w wodzie porowej [174]. Jak podaje [136], ssanie matrycowe odgrywa kluczową rolę w procesach dotyczących zmiany zachowania mechanicznego gruntu.

Pomiary ssania gruntu stanowią skomplikowane zadanie badawcze [338]. Opracowano wiele metod oznaczania tej wielkości, które różnią się między sobą stopniem zaawansowania technicznego, rodzajem określanego ssania (matrycowe, osmotyczne lub całkowite), zakresem możliwych do rejestracji wartości, czasem niezbędnym do osiągnięcia równowagi, a także możliwością zastosowania w badaniach terenowych lub laboratoryjnych. W pracy [337]

metody te zostały zestawione i podzielone na dwie grupy: bezpośrednie oraz pośrednie. Metody bezpośrednie obejmują pomiary prowadzone przy użyciu:

- tensjometru,
- płyty ssącej,
- płyty ciśnieniowej,
- techniki translacji osi.

Metody pośrednie obejmują natomiast wykorzystanie:

- czujnika przewodnictwa elektrycznego,
- czujnika przewodnictwa cieplnego,
- metody bibuły filtracyjnej,
- reflektometru (TDR),
- prasy do wyciskania wody porowej,
- psychrometru,
- higrometru z lustrem chłodzonym.

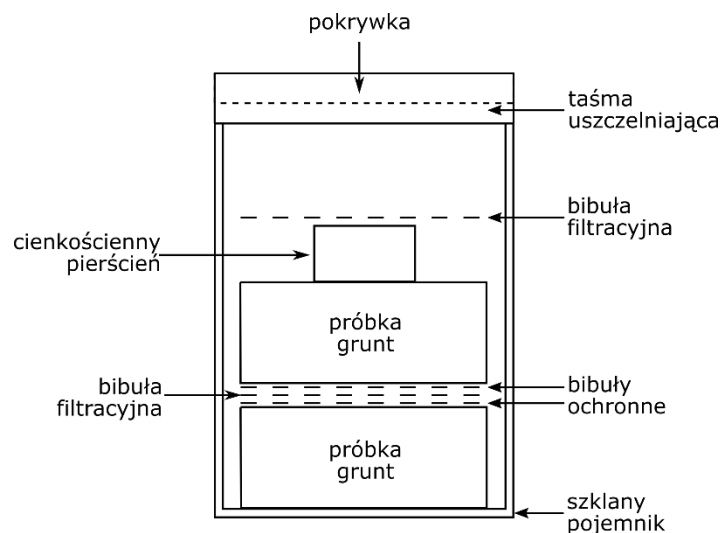
Jak podaje [337], pomiar ssania z wykorzystaniem bibuły filtracyjnej należy do najprostszych i najtańszych metod, umożliwiających uzyskanie precyzyjnych wyników zarówno dla ssania matrycowego, jak i całkowitego, w szerokim zakresie wartości. Główną wadą tej metody jest konieczność długiego czasu prowadzenia badań, wynikającego z potrzeby osiągnięcia równowagi wilgotnościowej pomiędzy bibułą a próbką gruntu. Metoda ta została po raz pierwszy zastosowana w Danii [339]. W ostatnich latach znalazła szerokie zastosowanie w badaniach właściwości gruntów, a w Stanach Zjednoczonych opracowano normę opisującą procedurę jej prowadzenia [340]. Wartość ssania określa się na podstawie wzorów, w których ssanie jest funkcją wilgotności bibuły. Kalibrację wzorów wykonano dla dwóch rodzajów bibuły: Whatman No. 42 oraz Schleicher & Schuell grade 589/2.

Podstawą działania metody są właściwości absorpcyjne bibuły filtracyjnej. W kontakcie z gruntem bibuła absorbuje lub desorbuje wodę, aż do wyrównania wartości ssania w obu ośrodkach. Równowaga ta może być osiągnięta poprzez przepływ cieczy, co pozwala na wyznaczenie ssania matrycowego, bądź poprzez wymianę pary wodnej, co umożliwia oszacowanie ssania całkowitego. Zakres zastosowania metody obejmuje wartości od kilku kPa do kilkuset tysięcy kPa [337].

Ze względu na prostotę, powszechną dostępność oraz możliwość uzyskania wiarygodnych wyników, w niniejszej pracy do oznaczenia ssania zastosowano metodę bibuły filtracyjnej.

3.3.2.2. Przebieg badania ssania metodą bibuły filtracyjnej

Badanie przeprowadzono zgodnie z wytycznymi [340] oraz zaleceniami zawartymi w literaturze [341]. W niniejszych testach wykorzystano bibuły o właściwościach zbliżonych do bibuły Schleicher & Schuell grade 589/2, dlatego w dalszej analizie wyników zastosowano równania kalibracyjne opracowane dla tego typu materiału. W doświadczeniu użyto bibuły typu 390 o gramaturze $84 \frac{g}{m^2}$. Schemat przyrządu badawczego używanego do pomiaru ssania matrycowego i całkowitego przedstawiono na rysunku 3.21.

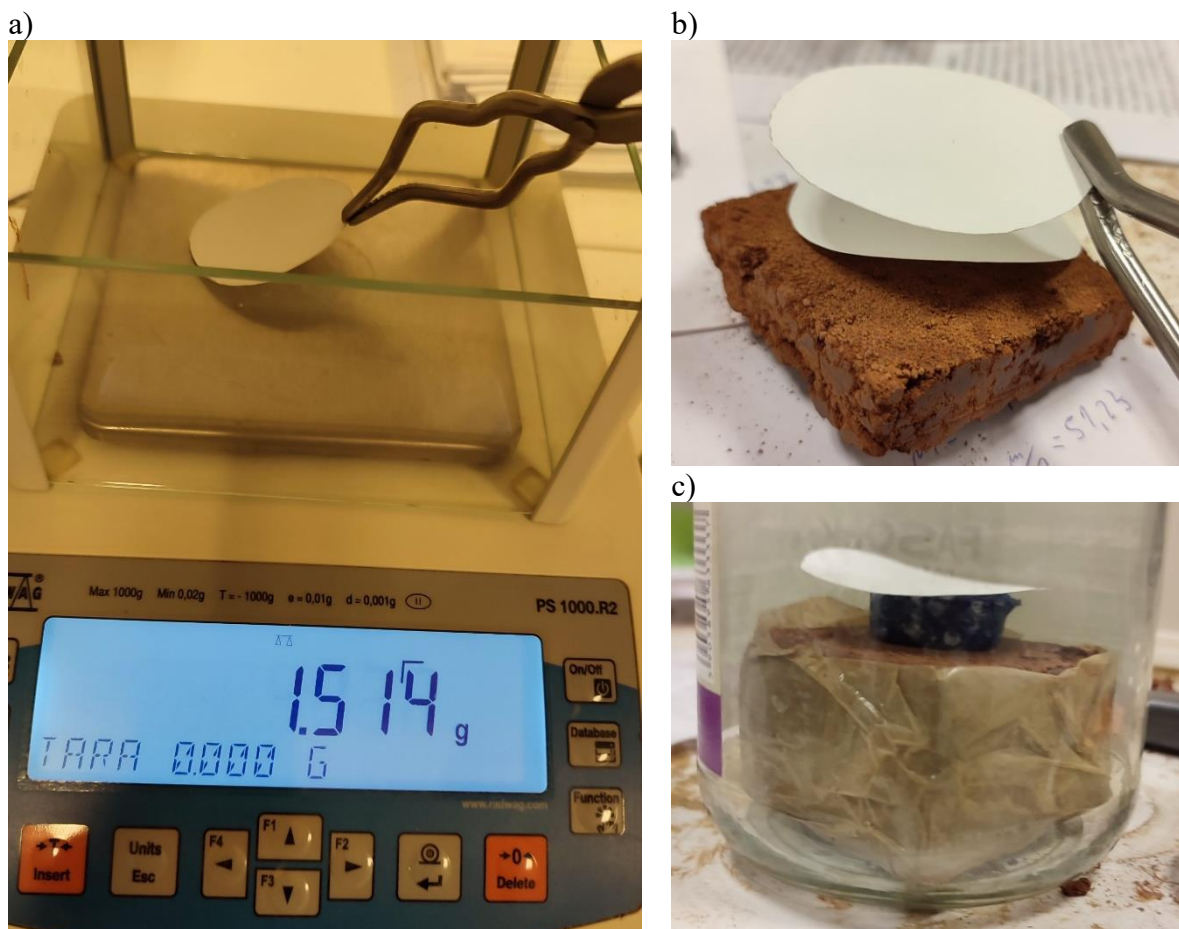


Rysunek 3.21. Schemat przyrządu służącego pomiaru ssania matrycowego i całkowitego metodą bibuły filtracyjnej.

Badaniu poddano dwie próbki gruntu natychmiast po wykonaniu testu w aparacie bezpośredniego ścinania. Do pomiarów ssania wybrano próbki pyłu o wilgotności 9,7% oraz 16,2%. Do analizy wybrano te próbki, ponieważ nie zawierały one żadnych domieszek, co umożliwiło porównanie wyłącznie wpływu ssania na wartości wytrzymałości na ścinanie.

Przed rozpoczęciem badania szklany pojemnik został dokładnie umyty detergentem, następnie kilkakrotnie wypłukany wodą zdemineralizowaną i wysuszony w suszarce laboratoryjnej w temperaturze 105°C. W tych samych warunkach suszono bibuły filtracyjne do momentu osiągnięcia przez nie stałej masy. Po wysuszeniu każdą bibułę dokładnie zważono na wadze cyfrowej (rysunek 3.22a).

Następnie przystąpiono do przygotowania przyrządu badawczego. Pomiedzy dwie części ściętej próbki gruntu układano trzy wysuszone bibuły filtracyjne. Dwie skrajne pełniły funkcję warstw ochronnych, zabezpieczających bibułę pomiarową umieszczoną w środku przed bezpośrednim kontaktem z ziarnami gruntu, które mogłyby zwiększać jej masę (rysunek 3.22b). Środkowa bibuła służyła do wyznaczenia ssania matrycowego. Tak przygotowany układ próbka-bibuły-próbka został obwiązany taśmą klejącą w celu zapewnienia odpowiedniego docisku pomiędzy częściami próbki. Następnie próbkę gruntu umieszczono w szklanym pojemniku. Na powierzchni próbki osadzono cienkościenny pierścień z tworzywa HDPE, na którym umieszczono dodatkową bibułę, przeznaczoną do pomiaru ssania całkowitego. Wszystkie bibuły układano wyłącznie przy użyciu suchych szczypiec laboratoryjnych, aby uniknąć ich kontaktu z wilgocią inną niż pochodząca z gruntu. Po zamknięciu pojemnika zakręconą pokrywę dodatkowo zabezpieczono taśmą PVC, aby wyeliminować możliwość przenikania wilgoci z otoczenia. Przygotowane przyrządy pozostawiono w temperaturze pokojowej przez 7 dni, aby umożliwić osiągnięcie równowagi wilgotnościowej przez bibuły (rysunek 3.22c). Po zakończeniu okresu kondycjonowania pojemnik otwarto, a bibuły niezwłocznie zważono. Na tej podstawie wyznaczono różnice mas przed i po badaniu, określając tym samym ilość wody zaabsorbowanej przez bibuły w czasie doświadczenia.



Rysunek 3.22. Pomiar ssania za pomocą bibuły filtracyjnej: a) ważenie bibuły filtracyjnej, b) przygotowanie próbki do badania, c) próbka zdeponowana w szklanym pojemniku.

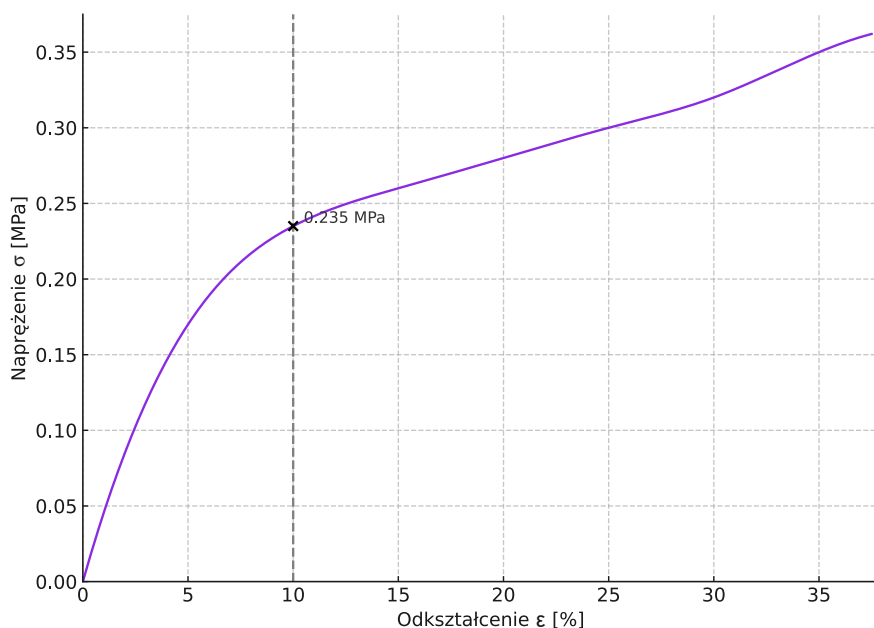
3.3.3. Badanie wytrzymałości na ściskanie w jednoosiowym stanie naprężenia

Badania wytrzymałości na jednoosiowe ściskanie przeprowadzono na cylindrycznych próbkach o średnicy 8 cm i wysokości równej 8 cm. Wszystkie typy próbek przygotowane były w jednakowy sposób. Zagęszczanie prowadzono dynamicznie w trzech warstwach, przy użyciu ubijaka o masie 2,5 kg, opuszczanego z wysokości 32 cm, wykonując 25 uderzeń na każdą warstwę. Po rozformowaniu próbki gruntowe z dodatkiem cementu kondycjonowano przez 28 dni w szczelnie zamkniętych pojemnikach, w środowisku piasku średnioziarnistego o wilgotności objętościowej 10% (rysunek 3.12b). Temperatura powietrza w czasie dojrzewania próbek wynosiła 20°C. Próbkę bez dodatku cementu po przygotowaniu były od razu poddane procesowi niszczenia. Przed badaniami wytrzymałości na ściskanie próbki ważono.



Rysunek 3.23. Badania wytrzymałość na ściskanie w stanie jednoosiowego naprężenia: a) maszyna wytrzymałościowa, b) próbka po badaniu z widocznymi pionowymi pęknięciami oraz złuszczeniami materiału gruntowego.

Pomiary wytrzymałości na ściskanie w jednoosiowym stanie naprężenia przeprowadzono w maszynie wytrzymałościowej Controls Multispeed (rysunek 3.23a) zgodnie z normą [327]. Próbki były ściskane przy stałej prędkości odkształcenia wynoszącej 0,3 mm/s. Ich wytrzymałość określono na podstawie stosunku siły niszczącej do powierzchni ściskanej. W przypadku próbek kruchych (rysunek 3.23b), czyli tych z dodatkiem cementu, moment zniszczenia definiowano jako osiągnięcie maksymalnej siły przenoszonej podczas ściskania. Odmienne zachowywały się próbki pozbawione cementu, dla których charakterystyka materiału nie pozwalała na jednoznaczne wyznaczenie tego punktu, gdyż siła ściskająca wzrastała nieprzerwanie wraz z odkształceniem. Z tego względu w tej grupie przyjęto, że moment zniszczenia odpowiada odkształceniu próbki równemu 10%. Rysunek 3.24 przedstawia przykładowy wykres naprężenie-odkształcenia wraz z zaznaczonym umownym momentem zniszczenia próbki przy odkształceniu 10% dla próbki PP.



Rysunek 3.24. Wykres naprężenie-odkształcenie dla próbki PP z zaznaczoną wartością naprężeniu przy odkształceniu równym 10%.

3.3.4. Badania intensywności pęknięć powierzchniowych

3.3.4.1. Opis badania intensywności pęknięć

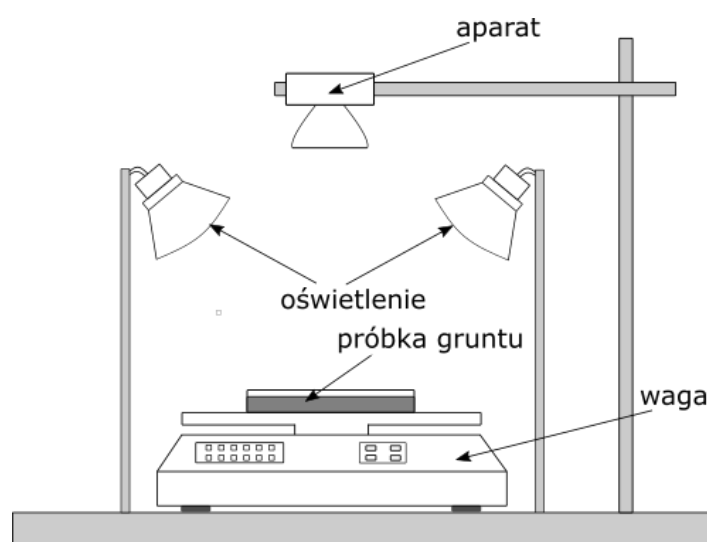
Powstawanie pęknięć w gruntach analizowanych w niniejszych badaniach stanowi bezpośrednią konsekwencję utraty wody w wyniku procesu wysychania, którego intensywność zależy przede wszystkim od temperatury i wilgotności otoczenia. Wyższa temperatura przyspiesza proces ewaporacji. Z tego względu w badaniach zastosowano suszenie próbek w suszarce laboratoryjnej w podwyższonej temperaturze, co umożliwiło przyspieszenie wysychania gruntu oraz zapewnienie powtarzalnych i jednorodnych warunków badania. Co 30 minut wykonywano zdjęcia powierzchni oraz mierzono masę w celu określenia wilgotności. Ze względu na ochładzanie się próbki podczas każdego pomiaru oraz jej bezwładność cieplną, a także bezwładność cieplną suszarki laboratoryjnej, suszenie prowadzono w temperaturze 90°C. Zakresy wilgotności gruntów, w których prowadzono badania, przedstawiono w tabeli 3.18.

Tabela 3.18. Zakresy wilgotności zastosowane w badaniach wysychania i pęknięć.

Rodzaj gruntu	Początkowa wilgotność gruntu [%]	Średnia końcowa wilgotność gruntu [%]
Ił	143,4 ^{3.18} 151,6 ^{3.19}	88,6 ^{3.18} ; 73,8 ^{3.19}
Pył z iłem	100 ^{3.19}	17,9 ^{3.19}
Pył	62 ^{3.18} ; 59,7 ^{3.19}	3,3 ^{3.18} ; 3,1 ^{3.19}

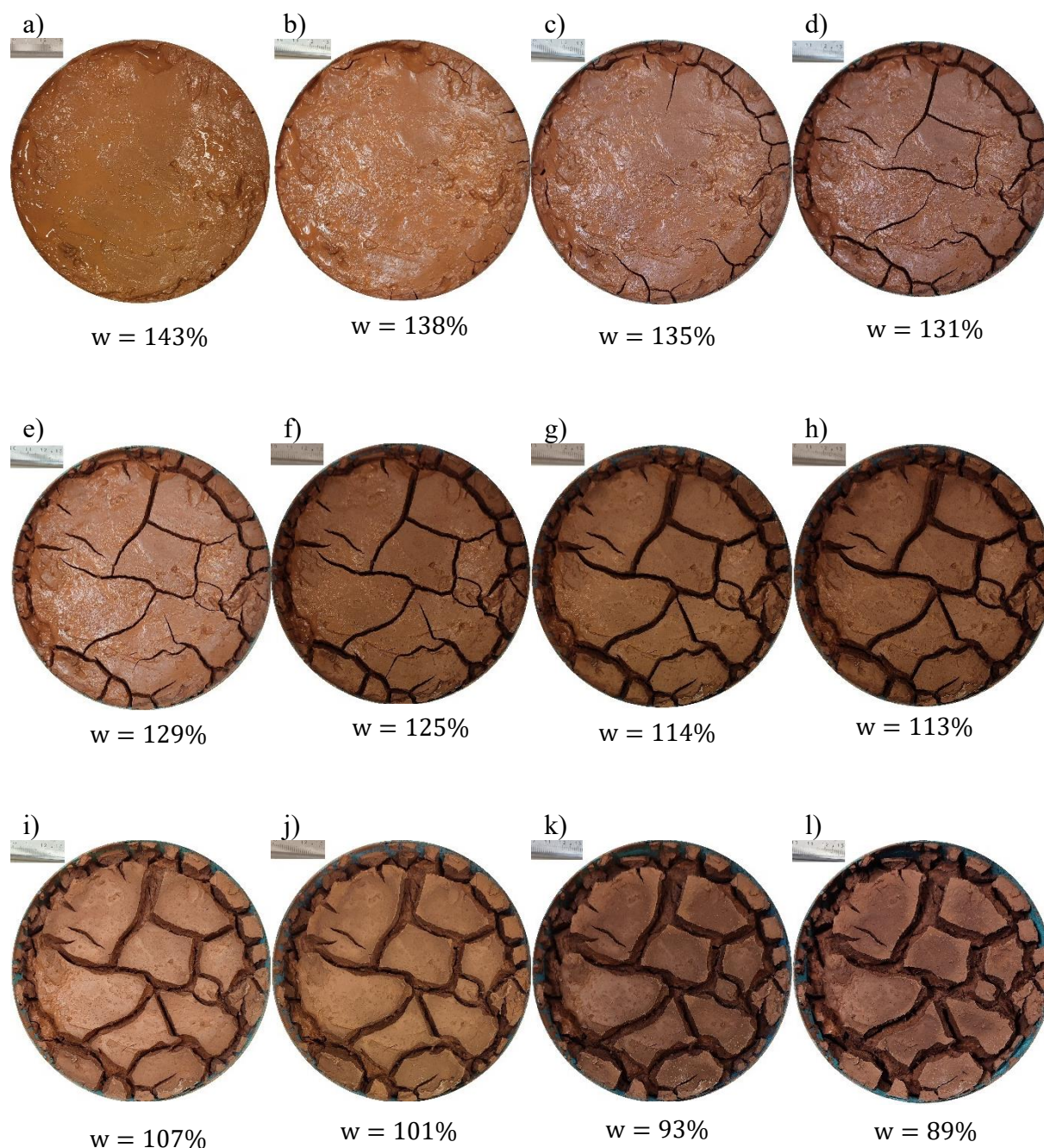
^{3.18} pierwsza seria badań, ^{3.19} druga seria badań

Zdjęcia fotograficzne powierzchni próbek gruntu wykonano aparatem wyposażonym w matrycę Samsung ISOCELL HM2, uzyskując rozdzielczość 12 Mpix. W celu zapewnienia jednolitych warunków fotografowania, aparat umieszczono na statywie. Zdjęcia wykonywano poprzez naciśnięcie przycisku przewodowo połączonego z aparatem za pomocą wtyczki jack 3,5 mm. Podczas wykonywania fotografii próbka gruntu była oświetlana światłem LED. Schemat stanowiska badawczego przedstawiono na rysunku 3.25.



Rysunek 3.25. Schemat stanowiska badawczego zastosowanego do analizy inicjacji i propagacji pęknięć na powierzchni próbki gruntu.

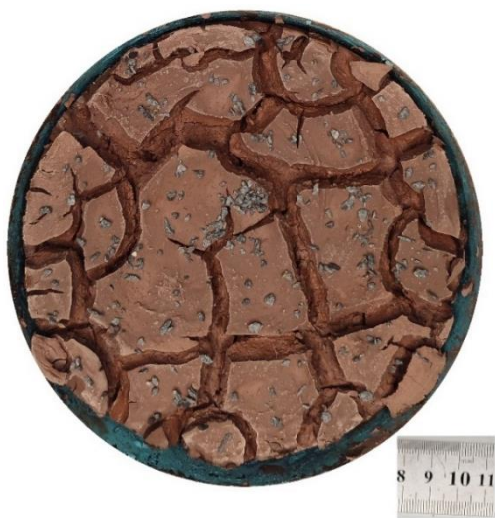
Rysunek 3.26 przedstawia zdjęcia wykonane podczas procesu suszenia próbki iłu. Próbkę tę pochodzi z pierwszej serii badań, nie została pokryta markerami wizualnymi.



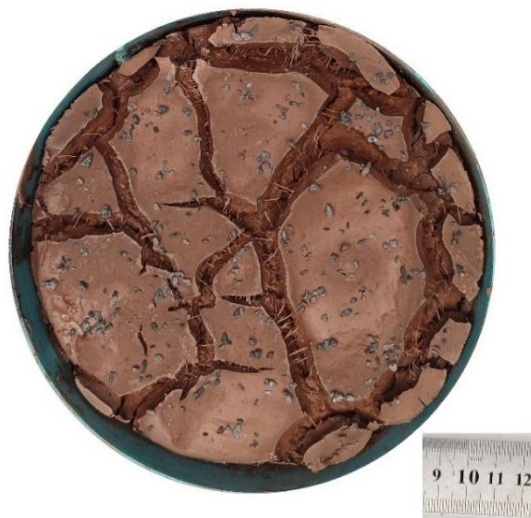
Rysunek 3.26. Rozwój siatki pęknięć próbki iłu poddanej procesowi wysychania.

Rysunek 3.27 przedstawia zestawienie fotografii powierzchni próbek objętych badaniem. Zaprezentowano je w momencie utraty około 28% początkowej wilgotności, co odpowiada wartościom wilgotności około 108% dla iłów, 72% dla pyłu z iłem oraz około 45% dla pyłów.

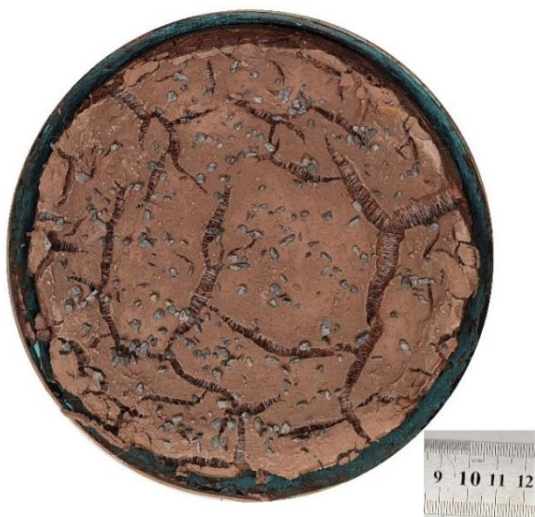
a)



b)



c)



d)



e)



f)



g)

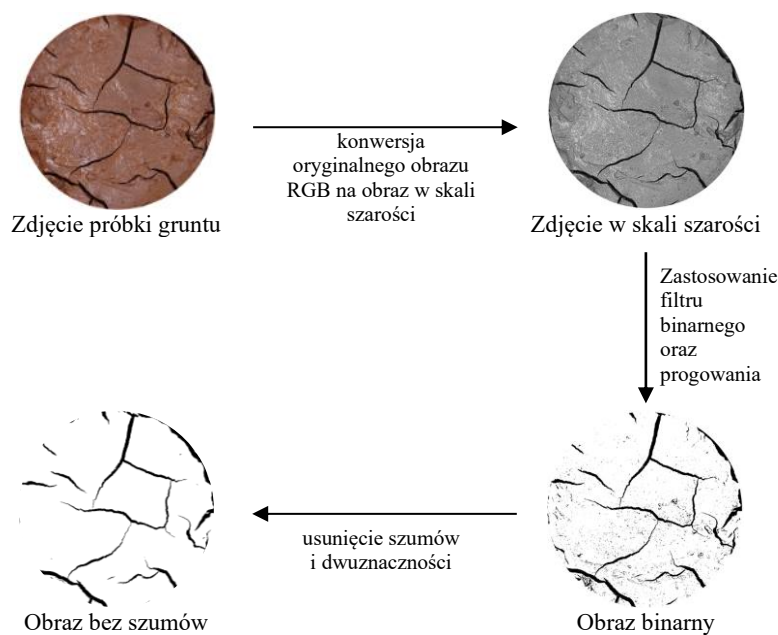


h)



Rysunek 3.27. Fotografie powierzchni próbek gruntu drugiej serii badań, które zostały pokryte markerami wizualnymi: a) ił o wilgotności $w = 106\%$, b) ił zbrojony włókami juty o wilgotności $w = 108\%$, c) ił zbrojony włókami polipropylenowymi o wilgotności $w = 111\%$, d) pył z iłem o wilgotności $w = 72\%$, e) pył o wilgotności $w = 45\%$, f) pył zbrojony włókami juty o wilgotności $w = 44\%$, g) pył zbrojony włókami polipropylenowymi o wilgotności $w = 45\%$, h) pył o wilgotności $w = 46\%$ z dodatkiem cementu.

Wykonane zdjęcia zostały skatalogowane, a następnie poddane obróbce w programie *ImageJ* w celu precyzyjnej identyfikacji pęknięć gruntu. Najpierw wykonano kadrowanie obrazów oraz kalibrację wymiarów. Następnie, kolorowe bitmapy przekształcono w obrazy w skali szarości, co umożliwiło poprawę kontrastu pomiędzy pęknięciami a gruntem i ułatwiło identyfikację pęknięć. W kolejnym kroku zastosowano progowanie oraz filtr binarny (czarno-biały). Uzyskane w ten sposób obrazy niekiedy okazywały się jednak nieprzydatne do szczegółowej analizy ze względu na dużą liczbę artefaktów i elementów niejednoznacznych. Z tego względu konieczne było przeprowadzenie ręcznej redukcji szumów, a także weryfikacji i ewentualnego usuwania obiektów zakłócających poprawną interpretację wyników. Przebieg procedury edycji i przetwarzania obrazów przedstawiono na rysunku 3.28. Zastosowanie tej procedury umożliwiło dokładne wyznaczenie wskaźnika *CIF*, przedstawionego w tabeli 2.4.

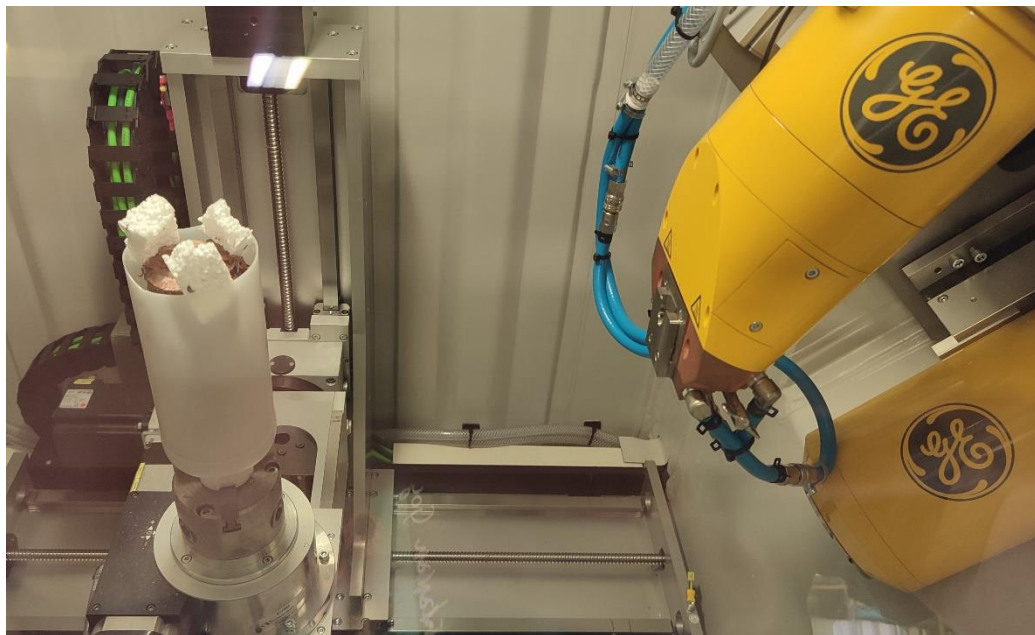


Rysunek 3.28. Procedura obróbki zdjęć w celu obliczenia wskaźnika CIF.

3.3.5. Badania pęknięć za pomocą tomografii komputerowej

Próbki poddano badaniom przy użyciu przemysłowego tomografu rentgenowskiego GE phoenix v|tome|x s. Rysunek 3.29 przedstawia tomograf w trakcie badania. Urządzenie to posiada dwa typy źródeł promieniowania: mikro oraz nano. W badaniach wykorzystano lampę mikro (symbol xs|240 d) o maksymalnej mocy 240 W. Skanowanie prowadzono przy napięciu lampy wynoszącym 120 kV i prądzie 190 μ A, z zastosowaniem filtra 0,5 mm Sn po stronie źródła. Czas ekspozycji pojedynczej projekcji wynosił 750 ms, przy uśrednianiu obrazu z pięciu powtórzeń. Dla każdej próbki wykonano skanowanie w trybie multiscan (3), w zakresie pełnego obrotu próbki o 360°.

a)



b)



Rysunek 3.29. Tomograf w trakcie badania: a) próbka gruntu umieszczona w komorze tomografu, b) tomograf w komputerowy podczas wykonywania skanów.

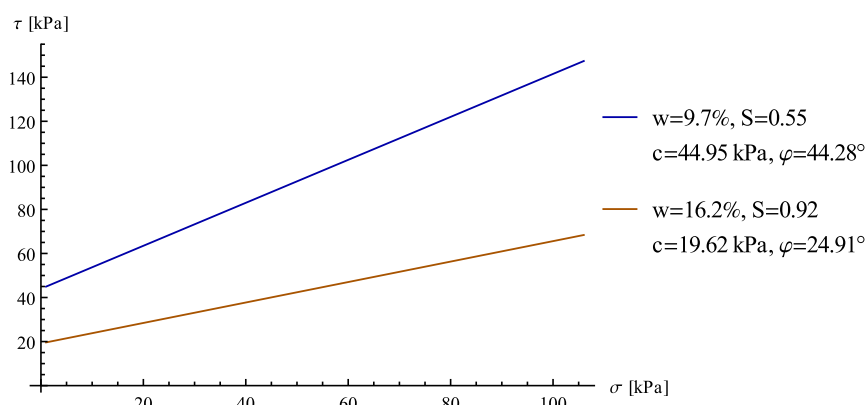
Ustawione powiększenie geometryczne wynosiło $2,5\times$, dzięki czemu uzyskano rozdzielczość, określoną jako wielkość woksela, równa $0,078\text{ mm}$.

4. Wyniki badań laboratoryjnych

4.1. Wyniki badań wytrzymałościowych

4.1.1. Wyniki badania wytrzymałości na ścinanie

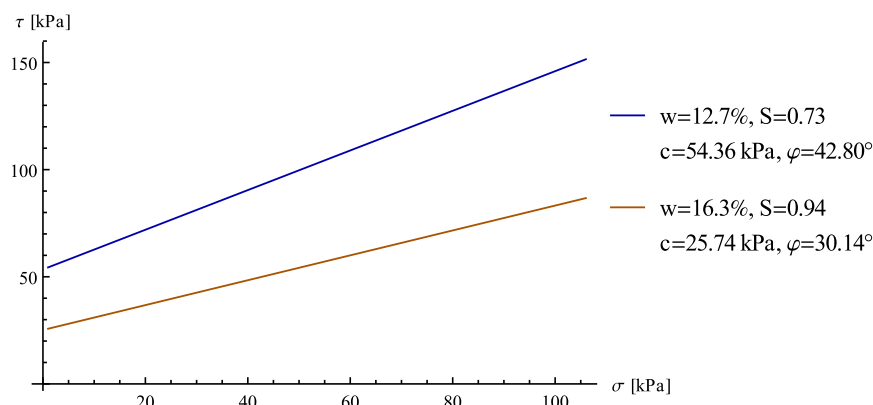
Na rysunkach 4.1-4.11 przedstawiono zestawienia porównawcze wykresów wytrzymałości na ścinanie próbek gruntu. Wykresy zostały zestawione w taki sposób, aby uwidocznili najistotniejsze różnice w charakterze wytrzymałości materiału oraz umożliwić bezpośrednie porównanie wpływu poszczególnych czynników i dodatków na parametry mechaniczne. Pełne wyniki obejmujące wszystkie przebadane materiały (16 różnych wariantów próbek) przedstawiono w załączniku A w postaci wykresów zaprezentowanych oddzielnie dla każdej próbki. Natomiast zestawienie wszystkich wartości kąta tarcia wewnętrznego i spójności zestawiono w tabeli 4.1.



Rysunek 4.1. Porównanie wytrzymałości na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 9,7\%$ (na niebiesko) i pyłu o wilgotności $w = 16,2\%$ (na brązowo).

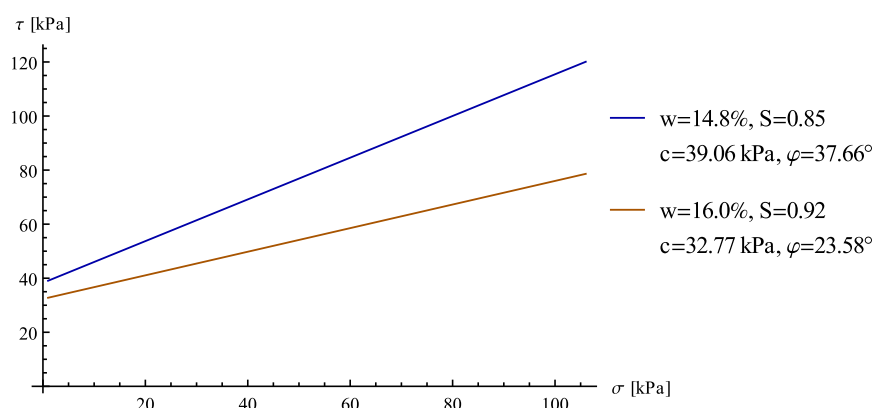
Rysunek 4.1 przedstawia porównanie wartości wytrzymałości na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 9,7\%$ oraz $w = 16,2\%$. Grunt o wyższej wartości stopnia nasycenia

($S = 0,92$) wykazuje wyraźnie niższe parametry wytrzymałościowe w porównaniu z gruntem o niższym stopniu nasycenia ($S = 0,55$). W przypadku próbek o niższej wilgotności uzyskano wartość kąta tarcia wewnętrznego równą $\varphi = 44,28^\circ$ oraz spójność $c = 44,95$ kPa. Odpowiada to wartościom wyższym odpowiednio o 78% oraz 129% w stosunku do próbek o większej wilgotności, dla których parametry wyniosły $\varphi = 24,91^\circ$ oraz $c = 19,62$ kPa.



Rysunek 4.2. Porównanie wytrzymałości na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 12,7\%$ zbrojonego włóknami polipropylenowymi (na niebiesko) i pyłu o wilgotności $w = 16,3\%$ zbrojonego włóknami polipropylenowym (na brązowo).

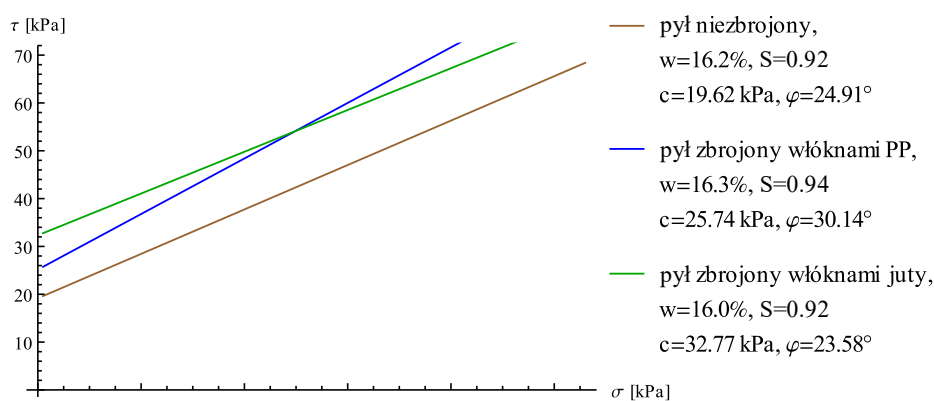
Podobna zależność jest widoczna na rysunku 4.2. Grunt z dodatkiem 0,5% masowo włókien polipropylenowych, przy niższym stopniu nasycenia, charakteryzuje się wyższymi parametrami wytrzymałościowymi ($\varphi = 42,80^\circ$ oraz $c = 54,36$ kPa) w porównaniu z tym samym rodzajem gruntu o wilgotności zbliżonej do pełnego nasycenia ($\varphi = 30,14^\circ$ oraz $c = 25,74$ kPa). W tym przypadku grunt o wilgotności $w = 12,7\%$ wykazywał wartość kąta tarcia wewnętrznego wyższą o 42% względem próbki o wilgotności $w = 16,3\%$, natomiast spójność była wyższa o 111%.



Rysunek 4.3. Porównanie wytrzymałości na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 14,8\%$ zbrojonego włóknami juty (na niebiesko) i pyłu o wilgotności $w = 16,0\%$ zbrojonego włóknami juty (na brązowo).

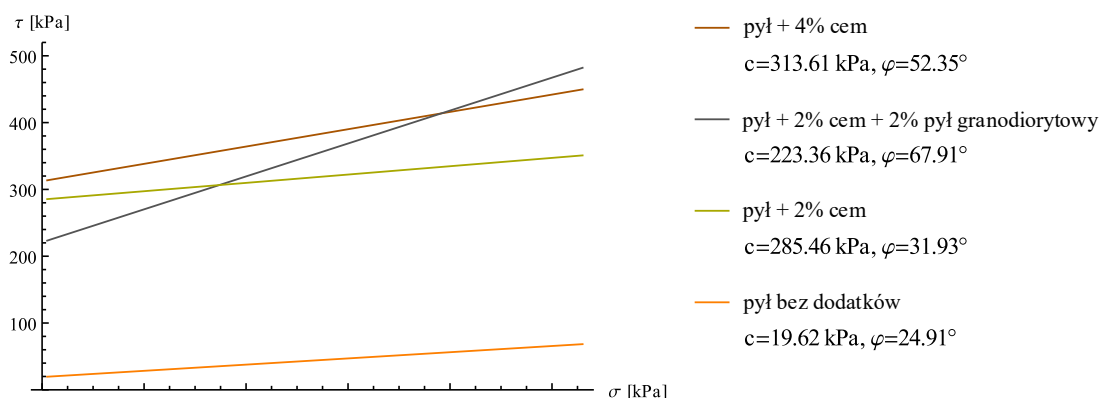
Dla próbek pyłu z dodatkiem włókien juty (0,5% masowo) zaobserwowano tendencję analogiczną do przedstawionej w poprzednich zestawieniach. Próbki o niższym stopniu

nasycenia charakteryzują się wyższymi wartościami parametrów wytrzymałościowych. W tym przypadku różnice w spójności były jednak mniej wyraźne. Wartość spójności próbki o wilgotności $w = 14,8\%$ była wyższa jedynie o 19% w porównaniu z próbką o wilgotności $w = 16\%$. Zależność ta może wynikać z najmniejszej różnicy w stopniu nasycenia badanych próbek, których wartości wynosiły $S = 0,85$ oraz $S = 0,92$ podczas gdy wartości stopnia nasycenia w przypadku próbek bez dodatku włókien wyniosły $S = 0,55$ oraz $S = 0,92$.



Rysunek 4.4. Porównanie wytrzymałości na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 16,2\%$ (na brązowo), pyłu o wilgotności $w = 16,3\%$ zbrojonego włóknami polipropylenowym (na niebiesko) i pyłu o wilgotności $w = 16,0\%$ zbrojonego włóknami juty (na zielono).

Rysunek 4.4 przedstawia wyniki badań wytrzymałości na ścinanie próbek gruntu bez dodatku włókien oraz z dodatkiem włókien polipropylenowych i jutowych. Wszystkie próbki charakteryzowały się zbliżonym stopniem nasycenia ($S = 0,92 - 0,94$). Najwyższą wartość spójności odnotowano w przypadku próbki z dodatkiem włókien jutowych ($c = 32,77$ kPa), co stanowi wartość wyższą o 67% w stosunku do próbki niezbrojonej. Z kolei największy kąt tarcia wewnętrzznego uzyskano dla próbki zbrojonej włóknami polipropylenowymi ($\varphi = 30,14^\circ$), co oznacza wzrost o 21% względem gruntu bez dodatku włókien. Na podstawie analizy przedstawionych wyników można stwierdzić, że wprowadzenie włókien do pyłu przyczynia się do poprawy jego właściwości mechanicznych.

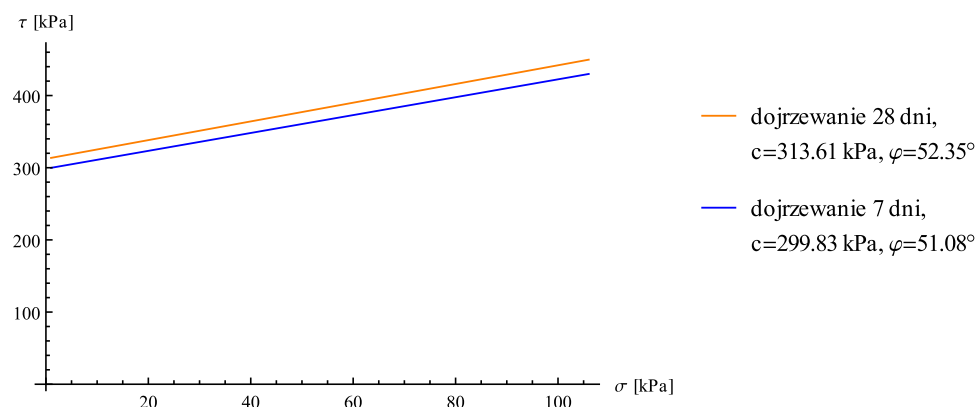


Rysunek 4.5. Porównanie wytrzymałości na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 16,2\%$ z dodatkiem 4% cementu (na brązowo), pyłu o wilgotności $w = 16,2\%$ z dodatkiem 2% cementu oraz 2% pyłu granodiorytowego (na szaro), pyłu o wilgotności $w = 16,2\%$ z dodatkiem 2% cementu (na zielono) i pyłu o wilgotności $w = 16,2\%$ (na pomarańczowo).

Na rysunku 4.5 przedstawiono zestawienie wyników badań wytrzymałości na ścinanie pyłu oraz pyłu z dodatkiem 2% cementu (masowo), dodatkiem 4 % cementu oraz dodatkiem mieszaniny 2% cementu i 2% pyłu granodiorytowego, przy zachowaniu tej samej wilgotności początkowej. Dodatek cementu, jako spoiwa hydraulicznego, istotnie zwiększa wartości parametrów wytrzymałościowych. Już przy zawartości 2% cementu spójność wzrosła o 1355% w stosunku do próbki niestabilizowanej. Najwyższą wartość spójności odnotowano dla próbki z największym udziałem cementu ($c = 313,61 \text{ kPa}$). Jednocześnie wraz ze wzrostem udziału cementu obserwuje się systematyczny wzrost wartości kąta tarcia wewnętrznego. Dla próbki z dodatkiem 4% cementu kąt tarcia wewnętrznego był wyższy o 110% względem próbki niestabilizowanej.

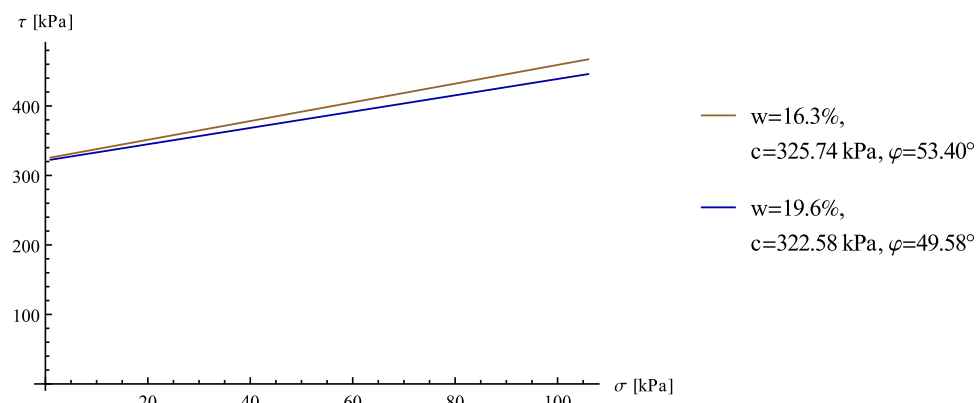
Analizując wpływ dodatku cementu na wytrzymałość na ścinanie można stwierdzić, że dodatek cementu w ilości 2% powoduje największy względny przyrost spójności, natomiast dalsze zwiększanie udziału spoiwa nie skutkuje już tak wyraźnym wzrostem tej wartości.

Interesujące rezultaty przynosi analiza próbek z dodatkiem 2% cementu oraz 2% pyłu granodiorytowego. W ich przypadku spójność była niższa o 28% w stosunku do próbki zawierającej wyłącznie 2% cementu, jednak kąt tarcia wewnętrznego osiągnął wartość wyższą aż o 113%. W efekcie próbka ta charakteryzowała się najwyższą wartością kąta tarcia spośród wszystkich zestawionych na rysunku 4.5. Dodatek pyłu granodiorytowego zmodyfikował charakter wzmocnienia, obniżył spójność, ale wyraźnie poprawił kąt tarcia wewnętrznego.



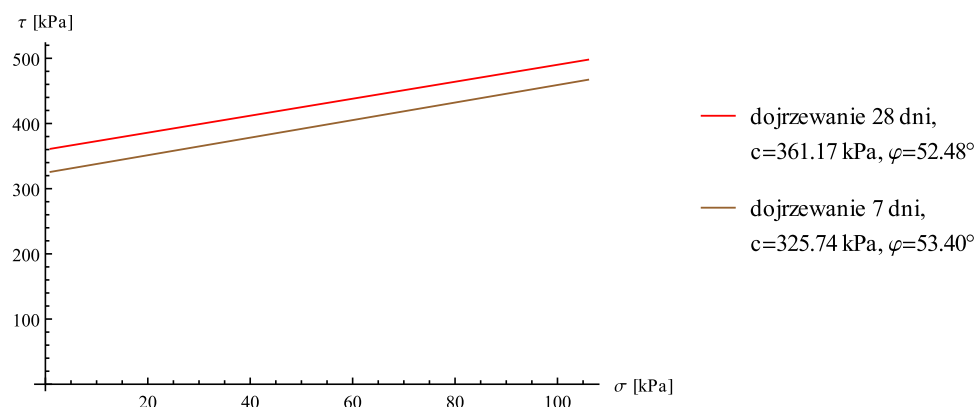
Rysunek 4.6. Porównanie wytrzymałości na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 16,2\%$ z dodatkiem 4% cementu, kondycjonowanego 28 dni (na pomarańczowego) i pyłu o wilgotności $w = 16,2\%$ z dodatkiem 4% cementu, kondycjonowanego 7 dni (na niebiesko).

Rysunek 4.6 przedstawia wpływ czasu kondycjonowania próbek cementogruntowych na ich parametry wytrzymałościowe. Wszystkie próbki charakteryzowały się identyczną wilgotnością początkową. Uzyskane wyniki wskazują na zbliżone wartości parametrów wytrzymałościowych, przy czym próbki kondycjonowane przez 28 dni osiągnęły nieznacznie wyższe wartości. Wydłużenie okresu dojrzewania skutkowało wzrostem kąta tarcia wewnętrznego o 2%, natomiast spójność zwiększyła się o 5%.



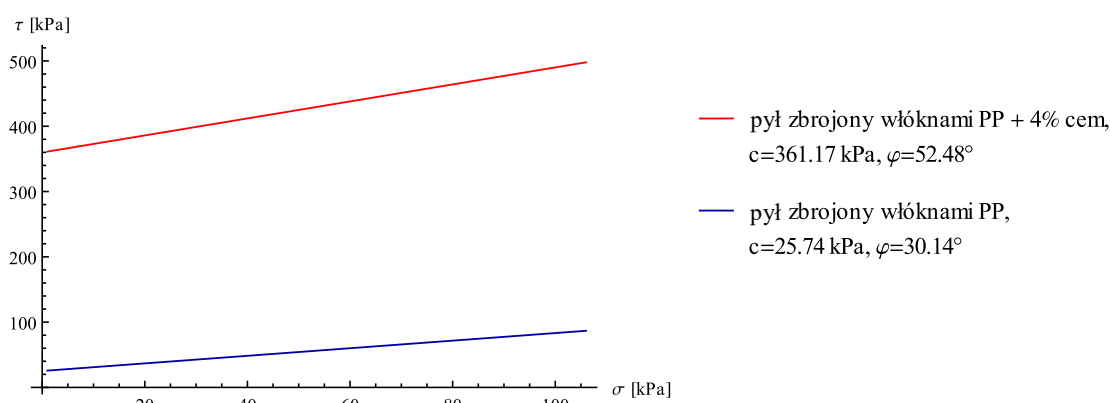
Rysunek 4.7. Porównanie wytrzymałości na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 16,3\%$ z dodatkiem 4% cementu zbrojonego włóknami polipropylenowymi (na brązowo) i pyłu o wilgotności $w = 19,6\%$ z dodatkiem 4% cementu zbrojonego włóknami polipropylenowymi, (na niebiesko). Oba rodzaje próbek kondycjonowano przez 7 dni.

Na rysunku 4.7 można zaobserwować wpływ wilgotności początkowej na wartości spójności oraz kąta tarcia wewnętrznego próbek gruntu z dodatkiem włókien polipropylenowych, kondycjonowanych przez 7 dni. Próbką o niższej wilgotności początkowej ($w = 16,3\%$) charakteryzowała się nieznacznie wyższymi parametrami wytrzymałościowymi w porównaniu z próbką o wilgotności $w = 19,6\%$. W analizowanym przypadku kąt tarcia wewnętrznego był wyższy o 8%, natomiast spójność zwiększyła się jedynie o około 1%.



Rysunek 4.8. Porównanie wytrzymałości na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 16,3\%$ z dodatkiem 4% cementu zbrojonego włóknami polipropylenowymi, kondycjonowanego 28 dni (na czerwono) i pyłu o wilgotności $w = 16,3\%$ z dodatkiem 4% cementu zbrojonego włóknami polipropylenowymi, kondycjonowanego 7 dni (na brązowo).

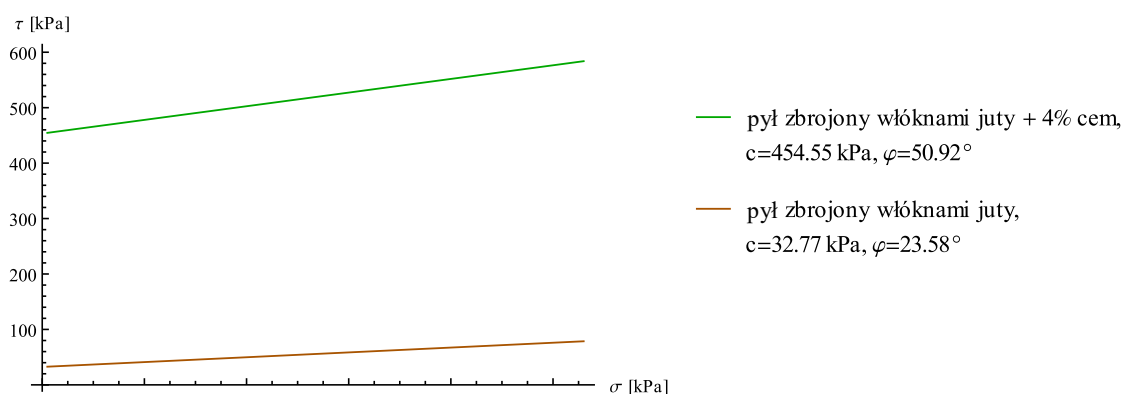
Rysunek 4.8 przedstawia wpływ czasu kondycjonowania próbek pyłu z dodatkiem włókien polipropylenowych oraz cementu na ich parametry wytrzymałościowe. Podobnie jak w przypadku próbek z dodatkiem wyłącznie cementu, wyższą wartość spójności odnotowano dla próbek dojrzwiałych dłużej. Spójność próbki kondycjonowanej przez 28 dni wyniosła $c = 361,17$ kPa, podczas gdy próbka dojrzwiałąca 7 dni osiągnęła wartość $c = 325,74$ kPa. W przypadku kąta tarcia wewnętrznego zaobserwowano odwrotną tendencję, próbka kondycjonowana przez 7 dni wykazała nieznacznie wyższą wartość, większą o około 2% w porównaniu z próbką 28-dniową.



Rysunek 4.9. Porównanie wytrzymałości na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 16,3\%$ z dodatkiem 4% cementu zbrojonego włóknami polipropylenowymi, kondycjonowanego 28 dni (na czerwono) i o wilgotności $w = 16,3\%$ pyłu z dodatkiem włókien polipropylenowych (na niebiesko).

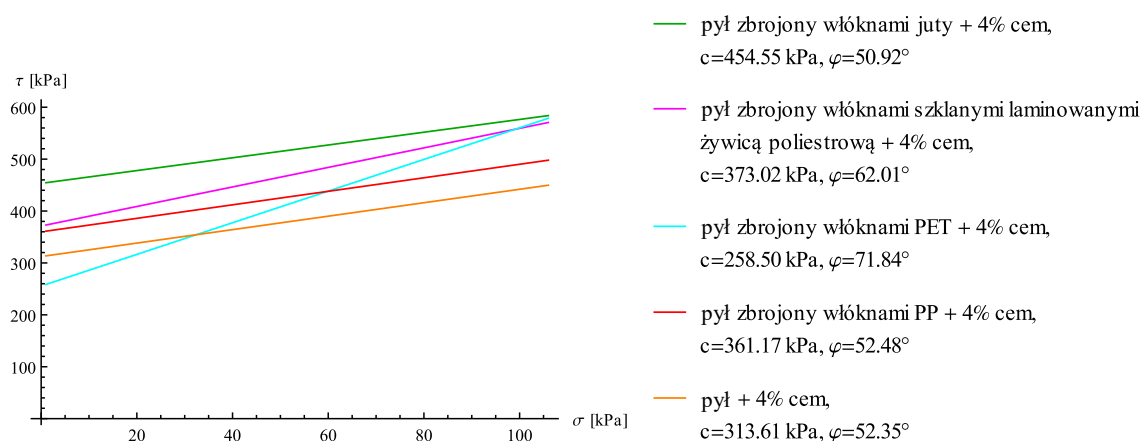
Na rysunku 4.9 przedstawiono zestawienie wyników badań wytrzymałości na ścinanie próbek gruntu z dodatkiem 0,5% włókien polipropylenowych (masowo) oraz próbek z dodatkiem 0,5% włókien polipropylenowych i 4% cementu. Zastosowanie cementu

spowodowało istotny wzrost parametrów mechanicznych gruntu. Dla próbki z dodatkiem cementu spójność wyniosła $c = 361,17$ kPa, a kąt tarcia wewnętrznego $\varphi = 52,48^\circ$, co oznacza wartości wyższe odpowiednio o 1303% i 74% w stosunku do próbki niezawierającej cementu.



Rysunek 4.10. Porównanie wytrzymałości na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 16,0\%$ z dodatkiem 4% cementu, zbrojonego włóknami juty, kondycjonowanego 28 dni (na zielono) i pyłu o wilgotności $w = 16,0\%$ z dodatkiem włókien juty (na brązowo).

Na rysunku 4.10 przedstawiono efekt zastosowania dodatku cementu na wytrzymałość na ścinanie próbek gruntu zbrojonych włóknami jutowym. Podobnie jak w poprzednich zestawieniach, zastosowanie cementu spowodowało znaczący wzrost zarówno spójności, jak i kąta tarcia wewnętrznego. Wartości te były wyższe odpowiednio o 1287% oraz 116% w porównaniu z próbką zawierającą jedynie włókna jutowe.



Rysunek 4.11. Porównanie wytrzymałości na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 16,0\%$ z dodatkiem 4% cementu oraz włókien juty, kondycjonowanego 28 dni (na zielono), pyłu o wilgotności $w = 16,2\%$ z dodatkiem 4% cementu oraz włókien szklanych laminowanych żywicą poliestrową, kondycjonowanego 28 dni (na różowo), pyłu o wilgotności $w = 16,2\%$ z dodatkiem 4% cementu oraz włókien PET, kondycjonowanego 28 dni (na błękitno), pyłu o wilgotności $w = 16,3\%$ z dodatkiem 4% cementu oraz włókien polipropylenowych, kondycjonowanego 28 dni (na czerwono) i pyłu o wilgotności $w = 16,2\%$ z dodatkiem 4% cementu kondycjonowanego 28 dni (na pomarańczowo).

Rysunek 4.11 przedstawia zestawienie wyników badań wytrzymałości na ścinanie próbek gruntu z dodatkiem włókien i cementu oraz próbek z dodatkiem wyłącznie cementu. Analiza wyników wskazuje na korzystną współpracę włókien i cementu. Najwyższą wartość spójności osiągnęła próbka z dodatkiem włókien jutowych i cementu, dla której $c = 454,55$ kPa, co stanowi wzrost o blisko 45% w porównaniu z próbką zawierającą jedynie cement.

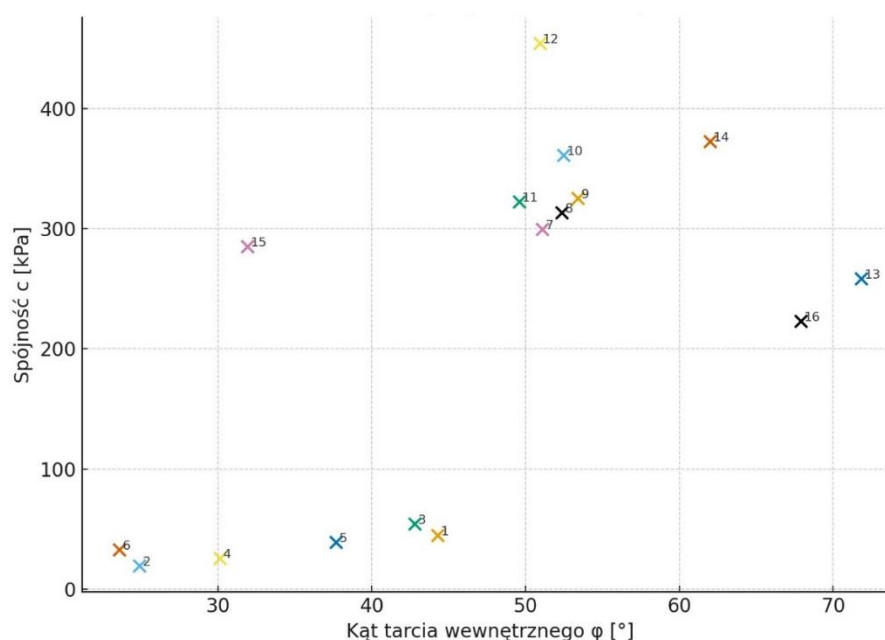
Próbka z dodatkiem odpadowych włókien szklanych laminowanych żywicą poliestrową charakteryzowała się spójnością wyższą o 59 kPa względem próbki bez włókien, natomiast próbka z dodatkiem włókien polipropylenowych o 48 kPa.

Odminną tendencję zaobserwowano w przypadku próbek z włóknami PET, gdzie spójność była niższa o 18% w stosunku do próbek z dodatkiem tylko cementu, jednak odnotowano wyraźny wzrost kąta tarcia wewnętrznego, który wyniósł $\varphi = 71,84^\circ$, czyli o 37% więcej niż w przypadku próbek cementogruntu bez dodatku włókien ($\varphi = 52,35^\circ$). Drugą najwyższą wartość kąta tarcia wewnętrznego osiągnęły próbki z dodatkiem włókien szklanych laminowanych żywicą. Podwyższone wartości kąta tarcia wewnętrznego w próbkach z włóknami PET i włóknami szklanymi laminowanymi żywicą mogą wynikać z geometrii tych włókien. Włókna szklane laminowane żywicą charakteryzowały się nieregularnym kształtem, natomiast włókna PET były wyraźnie spłaszczone, co mogło sprzyjać intensywniejszemu zazębianiu się cząstek gruntu i zwiększeniu oporu tarcia.

Tabela 4.1. Zestawienie wartości kąta tarcia wewnętrznego i spójności uzyskane w badaniu ABS.

Lp.	Grunt	liczba pomiarów	Dodatek włókien	Dodatek chemiczny	Długość kondycjonowania [dni]	Wilgotność [%]	Spójność c [kPa]	Kąt tarcia wewnętrznego φ [°]
1.	Pył	3	-	-	-	9,7	44,95	44,28
2.	Pył	3	-	-	-	16,2	19,62	24,91
3.	Pył	3	0,5% polipropylenowe	-	-	12,7	54,36	42,80
4.	Pył	3	0,5% polipropylenowe	-	-	16,3	25,74	30,14
5.	Pył	3	0,5% jutowe	-	-	14,8	39,06	37,66
6.	Pył	3	0,5% jutowe	-	-	16,0	32,77	23,58
7.	Pył	4	-	4% cement	7	16,2	299,83	51,08
8.	Pył	4	-	4% cement	28	16,2	313,61	52,35
9.	Pył	4	0,5% polipropylenowe	4% cement	7	16,3	325,74	53,4
10.	Pył	4	0,5% polipropylenowe	4% cement	28	16,3	361,17	52,48
11.	Pył	4	0,5% polipropylenowe	4% cement	7	19,6	322,58	49,58
12.	Pył	4	0,5% jutowe	4% cement	28	16,0	454,55	50,92
13.	Pył	4	0,5% PET	4% cement	28	16,2	258,5	71,84
14.	Pył	4	0,5% szklane laminowane żywicą poliestrową	4% cement	28	16,2	373,02	62,01
15.	Pył	4	-	2% cement	28	16,2	285,46	31,93
16.	Pył	4	-	cement, 2% pył granodiorytowy	28	16,2	223,36	67,91

Rysunek 4.12 przedstawia graficzną interpretację wyników zaprezentowanych w tabeli 4.1. Na osi poziomej oznaczono kąt tarcia wewnętrznego, natomiast na osi pionowej spójność.



Legenda:

- | | | |
|--|--|--|
| 1. Pył, $w = 9,7\%$ | 9. Pył + 4% cementu + włókna PP,
$w = 16,3\%$, 7 dni | 13. Pył + 4% cementu + włókna PET,
$w = 16,2\%$, 28 dni |
| 2. Pył, $w = 16,2\%$ | 10. Pył + 4% cementu + włókna PP,
$w = 16,3\%$, 28 dni | 14. Pył + 4% cementu + włókna szklane
laminowane, $w = 16,2\%$, 28 dni |
| 3. Pył + włókna PP, $w = 12,7\%$ | 11. Pył + 4% cementu + włókna PP,
$w = 19,6\%$, 7 dni | 15. Pył + 2% cementu, $w = 16,2\%$, 28 dni |
| 4. Pył + włókna PP, $w = 16,3\%$ | 12. Pył + 4% cementu + włókna jutowe,
$w = 16\%$, 28 dni | 16. Pył + 2% cementu + 2% pył
granodiorytowy, $w = 16,2\%$, 28 dni |
| 5. Pył + włókna jutowe, $w = 14,8\%$ | | |
| 6. Pył + włókna jutowe, $w = 16\%$ | | |
| 7. Pył + 4% cementu, $w = 16,2\%$, 7 dni | | |
| 8. Pył + 4% cementu, $w = 16,2\%$, 28 dni | | |

Rysunek 4.12. Graficzna reprezentacja wyników uzyskanych podczas badań bezpośredniego ścinania.

Na podstawie tabeli 4.1 i rysunku 4.12 można stwierdzić, że najwyższe wartości spójności osiągnęły próbki pyłu z dodatkiem cementu oraz włókien jutowych pochodzących z recyklingu, cementu i włókien szklanych laminowanych żywicą również z recyklingu, a także cementu i włókien polipropylenowych. Z kolei największe wartości kąta tarcia wewnętrznego uzyskano w próbkach z dodatkiem cementu i włókien PET, w próbkach z dodatkiem 2% cementu i 2% pyłu granodiorytowego oraz w próbkach z cementem i włóknami szklanymi laminowanymi żywicą.

4.1.2. Wyniki badań ssania wybranych próbek poddanych ścinaniu

Zestawienie wyników wilgotności bibuły przedstawiono w tabeli 4.2.

Tabela 4.2. Wilgotności bibuły filtracyjnych użytych do pomiaru ssania gruntu.

Pomiar	Wilgotność bibuły w_f [%]	
	próbka o wilgotności $w = 9,7\%$	próbka o wilgotności $w = 16,2\%$
Ssania matrycowego	15,66	26,87
Ssania całkowitego	16,26	28,50

Na podstawie równań kalibracyjnych (4.1) dla bibuł Schleicher & Schuell No. 589 Filter Paper zamieszczonych w normie [340] oraz w pracy [341] oszacowano wartości ssania matrycowego i całkowitego.

$$\text{Log}(\psi) = 5,056 - 0,0688 \cdot w_f, \quad \text{dla } w_f < 54\% \quad (4.1)$$

$$\text{Log}(\psi) = 1,882 - 0,0102 \cdot w_f, \quad \text{dla } w_f \geq 54\%.$$

Po przekształceniu powyższych zależności obliczono wartości ssania dla badanych próbek gruntu. Uzyskane wyniki ssania matrycowego oraz całkowitego zestawiono w tabeli 4.3.

Tabela 4.3. Wartości ssania matrycowego oraz całkowitego dla przebadanych próbek gruntu.

Wilgotność próbki	Ssanie matrycowe [kPa]	Ssanie całkowite [kPa]
w = 9,7%	8661	9524
w = 16,2%	1245	1613

Dla próbki pyłu o wilgotności $w = 16,2\%$ wartości ssania matrycowego i całkowitego wyniosły odpowiednio 1245 kPa oraz 1613 kPa, co oznacza, że udział ssania matrycowego stanowił około 77% ssania całkowitego. W przypadku próbki pyłu o wilgotności $w = 9,7\%$ ssanie matrycowe osiągnęło wartość 8661 kPa, a ssanie całkowite 9524 kPa, co odpowiada udziałowi ssania matrycowego bliskiemu 91%. Uzyskane wyniki wskazują na wyraźne zróżnicowanie wartości ssania w badanych próbkach. Spadek wilgotności próbki gruntu o 6,5 punktu procentowego spowodował wzrost ssania całkowitego o 7911 kPa, co odpowiada przyrostowi o ponad 490%.

4.1.3. Wyniki badania wytrzymałości na ściskanie w jednoosiowym stanie naprężenia

4.1.3.1. Grunt podstawowy

W tabeli 4.3 przedstawiono wyniki badań wytrzymałości na ściskanie wszystkich przebadanych próbek gruntowych. Uwzględniono w niej następujące warianty: grunt bez dodatków (0), grunt z dodatkiem 0,5% włókien polipropylenowych w odniesieniu do suchej masy materiału (PP), próbki stabilizowane cementem w ilości 2% (2C) oraz 4% (4C), mieszankę z dodatkiem 2% cementu i 2% pyłu granodiorytowego (2C2P), a także próbki zawierające 4% cementu i 0,5% włókien polipropylenowych (4CPP). W tabeli 4.3

zamieszczono również podstawowe statystyki opisowe. Szczegółowe wyniki badań przedstawiono w tabeli 4.4. Wyniki zostały częściowo opublikowane w pracy autora [342].

Tabela 4.3. Wyniki badań jednoosiowego ściskania wraz z podstawowymi informacjami statystycznymi.

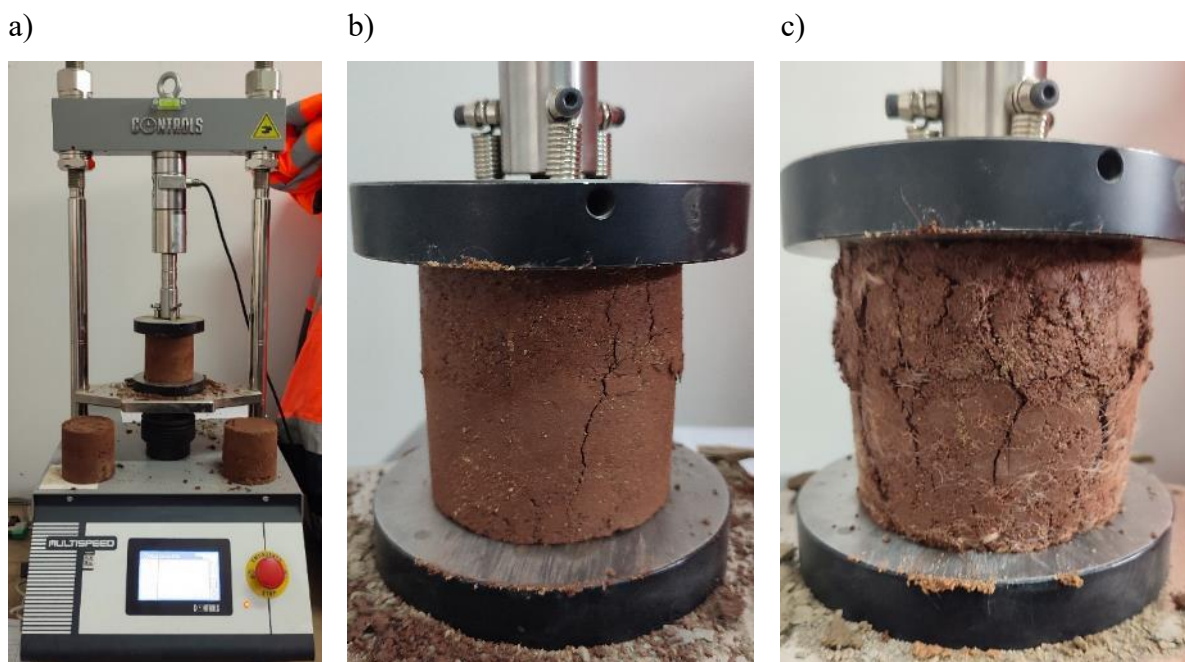
Typ próbki	Liczba próbek	Średnia wytrzymałość [MPa]	Odchylenie standardowe [MPa]	Mediana [MPa]	Wartość minimalna [MPa]	Wartość maksymalna [MPa]
0	4	0,186	0,005	0,186	0,180	0,192
PP	4	0,227	0,006	0,227	0,218	0,235
2C	4	0,355	0,048	0,360	0,290	0,411
4C	4	1,022	0,099	1,001	0,910	1,175
2C2P	4	0,394	0,094	0,401	0,277	0,499
4CPP	4	0,630	0,069	0,627	0,547	0,720

Próbki bez dodatków (0) charakteryzowały się średnią wytrzymałością równą 0,186 MPa. Dodatek włókien polipropylenowych (PP) spowodował wzrost tej wartości do 0,227 MPa, czyli była o wyższa o 22% względem próbek referencyjnych. Większy wpływ na parametry mechaniczne miał dodatek cementu. Przy 2% dodatku (2C) średnia wytrzymałość próbek wyniosła 0,355 MPa, a przy zawartości 4% cementu (4C) wzrosła aż do 1,022 MPa. Odpowiada to wzrostowi odpowiednio o 91% i 449% w porównaniu z próbkami niezmodyfikowanymi. Dodatek odpadowego pyłu pozytywnie wpłynął na wytrzymałość. Próbki z dodatkiem 2% cementu oraz 2% pyłu granodiorytowego (2C2P) osiągnęły średnią wytrzymałość wynoszącą 0,394 MPa, czyli o blisko 14% więcej niż próbki z 2% dodatkiem samego cementu (2C). Dodanie włókien do cementogruntu zmniejszyło średnią wytrzymałość na ściskanie. Próbki zawierające 4 % cementu oraz 0,5% włókien polipropylenowych (4CPP) charakteryzowały się wytrzymałością wynoszącą 0,630 MPa. Jest to wartość o 38% mniejsza stosunku w do próbek o tej samej zawartości cementu bez dodatku włókien (4C). Na tę różnicę mogła wpłynąć mniejsza masa, a tym samym niższa gęstość objętościowa próbek 4CPP w stosunku do próbek 4C. Szczegółowe zestawienie mas próbek zamieszczono w tabeli 4.4.

Tabela 4.4. Szczegółowe wyniki badań laboratoryjnych jednoosiowej wytrzymałości na ściskanie.

Numer próbki	Opis	Cement [%]	Pył [%]	Włókna [%]	Masa [g]	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]
1	0	0	0	0	845,2	0,192
2	0	0	0	0	838,3	0,180
3	0	0	0	0	857,5	0,189
4	0	0	0	0	838,6	0,182
5	PP	0	0	0,5	808,8	0,225
6	PP	0	0	0,5	801,7	0,218
7	PP	0	0	0,5	820,5	0,228
8	PP	0	0	0,5	809,4	0,235
9	2C	2	0	0	848,9	0,390
10	2C	2	0	0	860,5	0,411
11	2C	2	0	0	841,6	0,330
12	2C	2	0	0	843,1	0,290
13	4C	4	0	0	844,4	0,966
14	4C	4	0	0	851,5	1,034
15	4C	4	0	0	858,7	1,175
16	4C	4	0	0	854,6	0,910
17	2C2P	2	2	0	870,9	0,474
18	2C2P	2	2	0	873,1	0,499
19	2C2P	2	2	0	839,2	0,277
20	2C2P	2	2	0	842,3	0,326
21	4CPP	4	0	0,5	817,4	0,583
22	4CPP	4	0	0,5	802,0	0,547
23	4CPP	4	0	0,5	830,6	0,720
24	4CPP	4	0	0,5	812,9	0,670

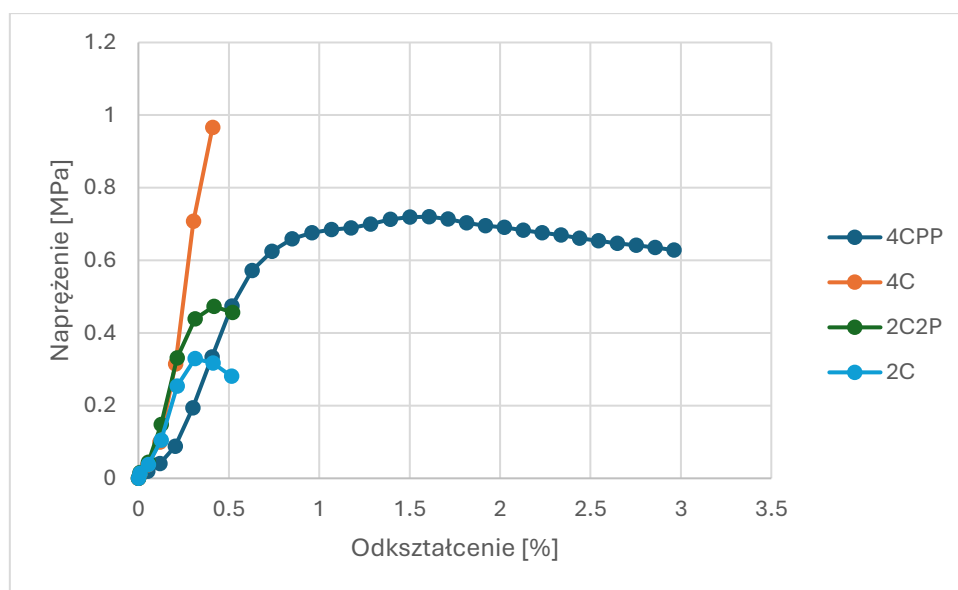
Najmniejszą zmiennością charakteryzowały się próbki bez dodatku cementu, próbki *0* oraz *PP*, dla których odchylenie standardowe wyniosło odpowiednio 0,005 oraz 0,006 MPa. Wyraźnie większym odchyleniem standardowym cechowały się pozostałe warianty. Dla próbek *2C* odchylenie standardowe wyniosło 0,048 MPa. Mieszanki cementogruntowe z dodatkiem 2% pyłu granodiorytowego (*2C2P*) odznaczały się odchyleniem standardowym na poziomie 0,094 MPa, to jest o ponad 95% większym w porównaniu do próbki o tej samej zawartości cementu, lecz bez dodatku pyłu odpadowego (*2C*). Najwyższą wartość odchylenia standardowego, równą 0,099 MPa, stwierdzono dla próbek stabilizowanych 4% cementem (*4C*).



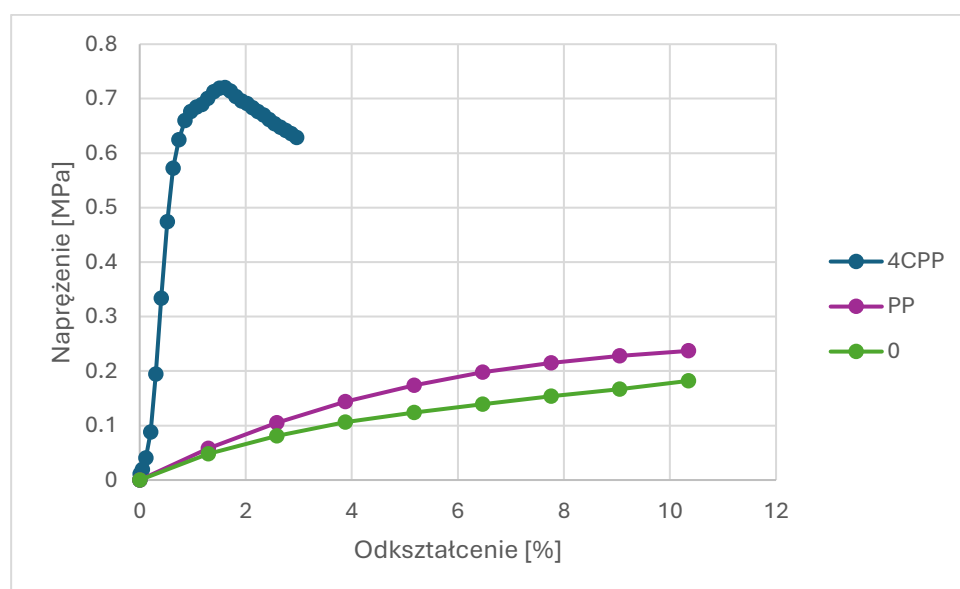
Rysunek 4.13. Laboratoryjne badania wytrzymałości w jednoosiowym stanie naprężenia: a) maszyna wytrzymałościowa, b) próbka cementogruntu po zniszczeniu z pionowymi pęknięciami, c) próbka cementogruntu z dodatkiem włókien po zniszczeniu z wyraźnymi pionowymi pęknięciami.

Rysunek 4.13b przedstawia próbkę gruntu z 4% dodatkiem cementu (*4C*) po zniszczeniu w maszynie wytrzymałościowej. Na bocznej powierzchni widoczne są pęknięcia spowodowane ściskaniem próbki. Na rysunku 4.13c znajduje się próbka gruntu z dodatkiem cementu i włókien (*4CPP*) po badaniu jednoosiowego ściskania. Próbka charakteryzuje się dużą liczbą pęknięć na powierzchni bocznej oraz większym odkształceniem w stosunku do próbki *4C*.

Wykresy naprężenie–odkształcenie dla najbardziej reprezentatywnych próbek z każdej serii przedstawiono na rysunkach 4.14 i 4.15. Ze względu na znaczne różnice w zakresie odkształceń między próbkami bez cementu a próbkami stabilizowanymi, umieszczenie wszystkich krzywych na jednym wykresie utrudniałoby ich czytelną interpretację. Z tego powodu wyniki zestawiono na dwóch oddzielnych rysunkach. Rysunek 4.14 prezentuje krzywe naprężenie-odkształcenie próbek z dodatkiem cementu, natomiast rysunek 4.15 obrazuje przebiegi charakterystyczne dla próbek z serii *0* oraz *PP*. Dodatkowo, w celu lepszego zobrazowania odmiennych zachowań badanych materiałów gruntowych, na wykresie tym uwzględniono także wykres dla próbki z serii *4CPP*, czyli próbki z dodatkiem cementu charakteryzującą się wysoką plastycznością.



Rysunek 3.14. Krzywa ściskania dla wybranych próbek z serii 4CPP, 4C, 2C2P oraz 2C.



Rysunek 4.15. Krzywa ściskania dla wybranych próbek z serii 0, PP oraz 4CPP.

Dodatek włókien polipropylenowych do gruntu przyczynił się do wzrostu wytrzymałości na ściskanie. Dla każdego poziomu odkształcenia odnotowano wyższe wartości naprężeń niż w przypadku próbek bez dodatków. Krzywe ściskania obu tych materiałów mają zbliżony przebieg, a same próbki wykazują dużą plastyczność. Wraz ze wzrostem odkształcenia obserwuje się systematyczny wzrost naprężeń, bez możliwości jednoznacznego wyznaczenia momentu zniszczenia.

Odminną charakterystykę wykazały próbki z dodatkiem cementu, które stały się materiałem o znacznie większej kruchości. Próbki 2C oraz 2C2P w początkowej fazie ściskania wykazują zależności sprężyste między naprężeniem a odkształceniem. Maksymalną wartość naprężeń osiągają przy odkształceniach równych odpowiednio 0,3% oraz 0,4%. Następnie

nastąpił spadek naprężeń przy wzroście odkształceń. Nośność obu materiałów została wyczerpana przy osiągnięciu odkształceń około 0,5%. Czteroprocentowy dodatek cementu do gruntu (4C) spowodował utratę właściwości plastycznych materiału gruntowego poddanego ścisłaniu. W całym zakresie badania próbka wykazywała niemal liniową zależność naprężenie-odkształcenie. Nośność została wyczerpana przy odkształceniu około 0,4%, a samemu zniszczeniu towarzyszył charakterystyczny dźwięk.

Dodatek włókien do mieszanki cementogruntovej spowodował znaczny wzrost odkształceń plastycznych ściskanej próbki, jednak zachowanie plastyczne było mniej intensywne niż w przypadku próbek bez dodatku cementu, co można zaobserwować na rysunkach 4.14 i 4.15. Próbki 4CPP w początkowej fazie ściskania, od wartości naprężeń równych 0,09 MPa aż do wartości około 0,57 MPa charakteryzują się niemal liniową relacją naprężenia-odkształcenia. Następnie drobnym wzrostem naprężeń towarzyszy znaczny, nieliniowy wzrost odkształceń. Maksymalną wartość naprężeń próbka osiągnęła przy odkształceniu równym 1,6%, po przekroczeniu tej wartości następuje wzrost odkształceń przy spadku wartości naprężeń. Nośność została wyczerpana przy odkształceniu dochodzącym do 3%.

4.1.3.2. Grunt niespoisty

W tabeli 4.5 zestawiono wyniki badań wytrzymałości próbek gruntowych stabilizowanych cementem (4%) oraz cementem (2%) z dodatkiem pyłu granodiorytowego (2%) po 7 i 28 dniach kondycjonowania.

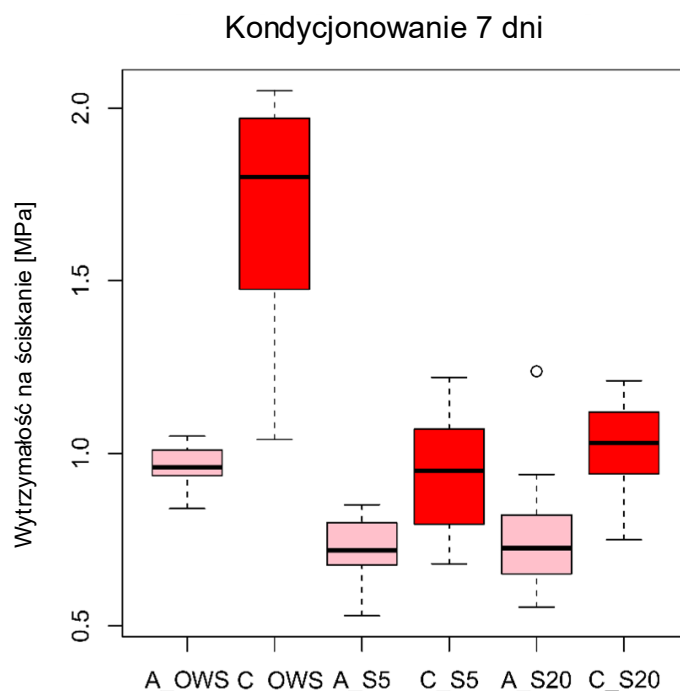
Tabela 4.5. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie wraz z opisem statystycznym.

Wyniki po 7 dniach kondycjonowania						
Zestaw próbek	Liczba	Średnia wytrzymałość [MPa]	Odchylenie standardowe [MPa]	Mediana [MPa]	Wartość minimalna [MPa]	Wartość maksymalna [MPa]
A_OWS	15	0,97	0,06	0,96	0,84	1,05
C_OWS	15	1,71	0,31	1,8	1,04	2,05
A_S5	15	0,72	0,1	0,72	0,53	0,85
C_S5	15	0,93	0,18	0,95	0,68	1,22
A_S20	15	0,76	0,18	0,73	0,55	1,24
C_S20	15	1,03	0,13	1,03	0,75	1,21
Wyniki po 28 dniach kondycjonowania						
Zestaw próbek	Liczba	Średnia wytrzymałość [MPa]	Odchylenie standardowe [MPa]	Mediana [MPa]	Wartość minimalna [MPa]	Wartość maksymalna [MPa]
A_OWS	42	1,39	0,07	1,38	1,25	1,49
C_OWS	42	1,87	0,2	1,84	1,46	2,31
A_S5	15	0,81	0,12	0,82	0,6	1,05
C_S5	15	1,05	0,18	1,05	0,75	1,37
A_S20	15	1,00	0,17	1,02	0,66	1,22
C_S20	15	1,35	0,18	1,33	1,09	1,71

Wyniki badań laboratoryjnych wykazały wyraźne różnice średnich wartości wytrzymałości na ściskanie próbek po 7 oraz 28 dniach kondycjonowania w analizowanych grupach.

Po 7 dniach średnia wartość wytrzymałości na ściskanie próbek kondycjonowanych nad powierzchnią wody z dodatkiem 4% cementu (*C_OWS*) wyniosła 1,71 MPa. W tym samym czasie próbki z dodatkiem 2% cementu i 2% pyłu granodiorytowego (*A_OWS*) osiągnęły średnią wytrzymałość równą 0,97 MPa, co stanowiło ponad 43% mniej w porównaniu z *C_OWS*. W tym czasie odchylenie standardowe wartości wytrzymałości próbek *C_OWS* wynosiło 0,31 MPa. Średnia wartość wytrzymałości próbek *C_S5* po 7 dniach wynosiła 0,93 MPa (przy odchyleniu standardowym wynoszącym 0,18 MPa), czyli o 45% mniej niż dla *C_OWS*. W tym samym czasie średnia wytrzymałość próbek *A_S5* wynosiła 0,72 MPa, co było wartością o 37% niższą od *C_OWS*, przy jednocześnie o 45% niższym odchyleniu standardowym (0,1 MPa). Średnie wartości wytrzymałości próbek *A_S20* i *C_S20* wynosiły odpowiednio 0,76 MPa (przy odchyleniu 0,18 MPa) oraz 1,03 MPa (odchylenie standardowe 0,13 MPa). W tym przypadku odchylenie standardowe wyników dla grupy *C* było o 28% niższe niż dla grupy *A*.

Wyniki uzyskane po 7 dniach kondycjonowania próbek przedstawiono graficznie na rysunku 4.16.

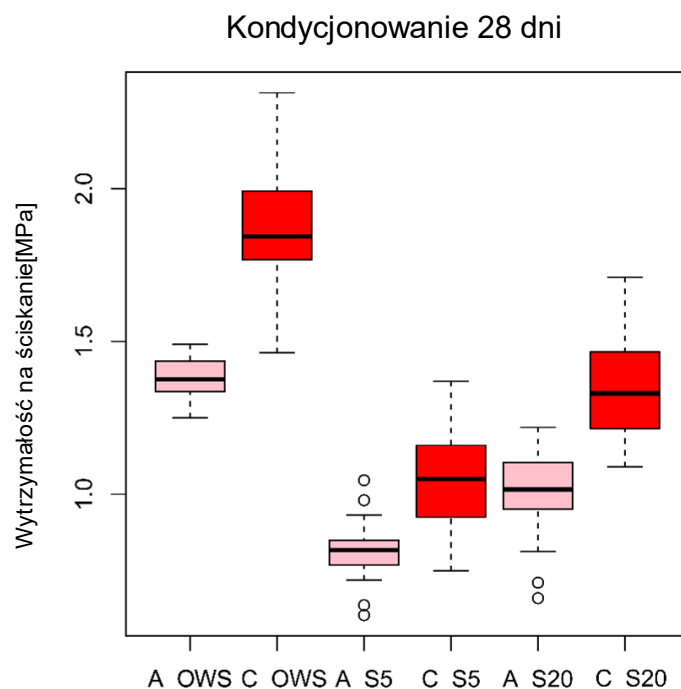


Rysunek 4.16. Porównanie wyników badań po 7 dniach kondycjonowania dla próbek: *OWS*, *S5* i *S20*. Wykresy pudełkowe przedstawiające wartość: minimalną bez wartości odstających, pierwszy kwartył, medianę, trzeci kwartył oraz maksymalną bez wartości odstających.

Po 28 dniach kondycjonowania średnia wytrzymałość na ściskanie próbek *C_OWS* wzrosła do 1,87 MPa. Przyrost wytrzymałości na ściskanie w stosunku do wytrzymałości 7- dniowej wyniósł 9%. Wytrzymałość próbek *A_OWS* po 28 dniach zwiększyła się z 0,97 MPa do 1,39 MPa (wzrost o 43%). Średnie wartości wytrzymałości próbek *A_OWS* były o 25% niższe niż *C_OWS*. Pomimo wyższej średniej wartości, wyniki wytrzymałości próbek *C_OWS* charakteryzowały się 2,86 razy większym odchyleniem standardowym (0,20 MPa) niż w przypadku *A_OWS* (0,07 MPa).

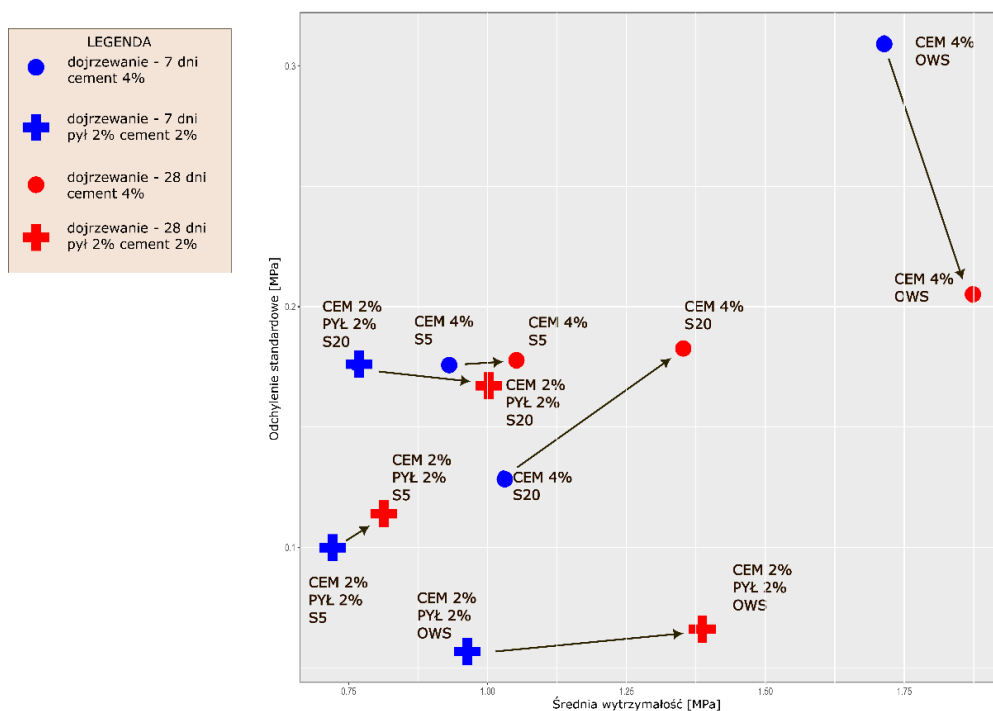
Próbki *S5* z grupy *C* osiągnęły średnią wytrzymałość równą 1,05 MPa (przy odchyleniu standardowym równym 0,18 MPa), natomiast próbki z grupy *A* miały wytrzymałość równą 0,81 MPa przy 33% niższym odchyleniu standardowym wynoszącym 0,12 MPa. Próbki *C_S20* uzyskały średnią wartość wytrzymałości równą 1,35 MPa (SD = 0,18 MPa), podczas gdy *A_S20* osiągnęły 1,00 MPa (o 26% mniej), przy nieco niższym odchyleniu standardowym wynoszącym 0,17 MPa.

Wyniki uzyskane po 28 dniach kondycjonowania próbek przedstawiono graficznie na rysunku 4.17.



Rysunek 4.17. Porównanie wyników badań po 28 dniach kondycjonowania dla próbek: *OWS*, *S5* i *S20*. Wykresy pudełkowe przedstawiające wartość: minimalną bez wartości odstających, pierwszy kwartył, medianę, trzeci kwartył oraz maksymalną bez wartości odstających.

Na podstawie uzyskanych wyników można stwierdzić, że przyrost wytrzymałości na ściskanie w czasie dla serii *C* i *A* przebiegał w odmienny sposób. Rysunek 4.18 przedstawia porównanie wyników wytrzymałość oraz wartości odchyłeń standardowych dla wszystkich badanych grup próbek po 7 i 28 dniach kondycjonowania.



Rysunek 4.18. Porównanie wyników serii badań po 7 i 28 dniach dojrzwiania.

Porównanie wyników wytrzymałości na ściskanie i odchyłeń standardowych po 7 i 28 dniach dostarcza istotnych informacji na temat zmienności badanych grup próbek. Różnice w rozwoju wytrzymałości w czasie oraz w zmienności wyników wskazują na znaczenie właściwego kondycjonowania materiałów gruntowych. Widoczne jest, że zastąpienie części cementu pyłem granodiorytowym wpływa na charakterystyki wytrzymałościowe próbek. W obu badanych grupach (*A* i *C*) zaobserwowano istotne różnice wartości wytrzymałości próbek w zależności od warunków dojrzewania. Najwyższe wartości wytrzymałości uzyskano dla próbek *C_OWS* kondycjonowanych nad powierzchnią wody (wilgotność względna 100%) z dodatkiem 4% cementu. Grupa ta charakteryzowała się również najwyższą wartością odchylenia standardowego w zakresie 0,20-0,31 MPa. Najniższe wartości wytrzymałości uzyskano dla próbek *A_S5* kondycjonowanych w wilgotnym piasku w obniżonej temperaturze 5°C. W tym przypadku wartości odchylenia standardowego mieściły się w przedziale 0,10-0,12 MPa. Różnica wartości wytrzymałości pomiędzy najwyższą a najniższą średnią w zależności od warunków dojrzewania wynosiła 0,78 MPa po 7 dniach i 0,82 MPa po 28 dniach w grupie (*C*). W grupie (*A*) różnice średnich wartości wytrzymałości wyniosły 0,25 MPa po 7 dniach i 0,58 MPa po 28 dniach kondycjonowania. Seria (*A*) cechowała się mniejszą zmiennością wyników w porównaniu z serią (*C*), z wyjątkiem warunków w wilgotnym piasku w temperaturze 20°C po 7 dniach kondycjonowania, gdzie wartość odchylenia była wyższa dla grupy (*A*).

4.2. Analiza procesu wysychania i charakterystyka pęknięć

4.2.1. Wyniki obserwacji intensywności pęknięć powierzchniowych

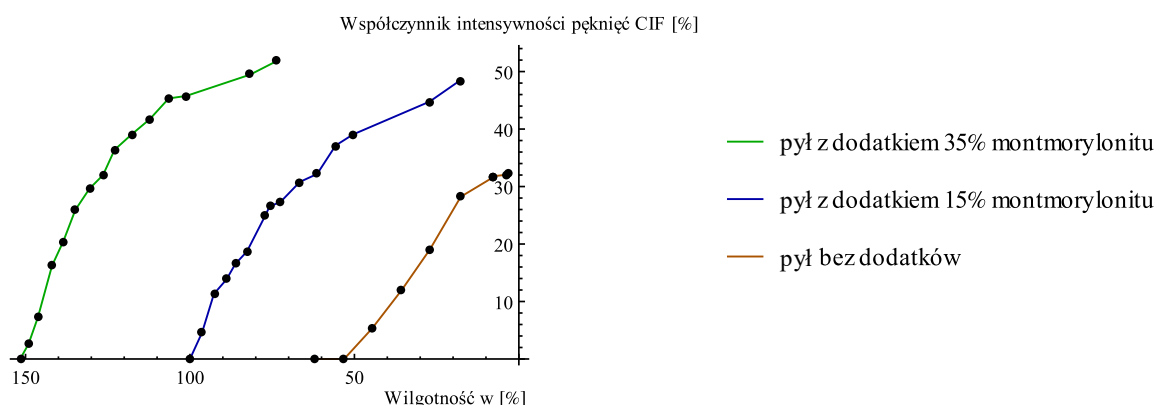
Na podstawie rysunku 4.19 można zauważyć, że zarówno dodatek montmorylonitu, jak i włókien ma wyraźny wpływ na intensywność pęknięć na powierzchni próbek. Próbką iltu (pyłu z dodatkiem 35% montmorylonitu) charakteryzuje się mocno rozwiniętą siatką pęknięć o nieregularnym, prostokątnym układzie. Pęknięcia te są stosunkowo szerokie i regularne. Dodatek włókien jutowych do iltu spowodował zmniejszenie liczby pęknięć oraz zwiększenie powierzchni segmentów wolnych od pęknięć. W tym przypadku siatka pęknięć przyjmuje formę zbliżoną do nieregularnych trójkątów, a same pęknięcia są szersze niż w próbce iltu bez włókien. Natomiast dodatek włókien polipropylenowych spowodował zwiększenie się liczby

pęknięć (w porównaniu z próbką bez zbrojenia), jednak pęknięcia były wyraźnie węższe. Jednocześnie obserwowano największą powierzchnię segmentów wolnych od pęknięć, a siatka przyjmowała kształt heksagonalny. Różnice pomiędzy pęknięciami próbek z dodatkiem włókien jutowych i polipropylenowych mogą wynikać z odmiennej ilości rzeczywiście wprowadzonych włókien. Do gruntu dodano włókna w ilości 0,5% masy suchej mieszanki. Ze względu na wyższą gęstość włókien jutowych (tabele 3.6 i 3.7), w próbkach zawierały one w rzeczywistości mniejszą liczbę włókien niż próbki z polipropylenem, różnica ta wyniosła około 61% na korzyść polipropylenu.

Inną charakterystykę siatki pęknięć odnotowano dla próbek pyłu z iłem (pyłu z dodatkiem 15% montmorylonitu). W tym przypadku liczba pęknięć była mniejsza, a ich szerokość wyraźnie niższa. Siatka przyjmowała układ prostokątny.

Próbki pyłu przy ubytku wilgotności wynoszącym 28% względem wartości początkowej nie wykazywały rozwoju siatki pęknięć. Jedynie próbki z dodatkiem włókien wykazywały niewielkie powierzchniowe nieciągłości, które jednak na tym etapie szczeliny nie mogły zostać zakwalifikowane jako pęknięcia. W przypadku próbek pyłu z dodatkiem cementu obserwowano występowanie drobnych i płytkich pęknięć, które nie tworzyły jednak regularnej siatki. Jednocześnie próbki te charakteryzowały się wyraźnym skurczem, silniejszym niż w przypadku próbek bez cementu. Zjawisko to wynika z procesu hydratacji cementu i towarzyszącego mu ubytku wody.

Poniżej, na rysunkach 4.19-4.24, przedstawiono wykresy ilustrujące wartości wskaźnika intensywności pęknięć w zależności od wilgotności, uzyskane w procesie wysychania.

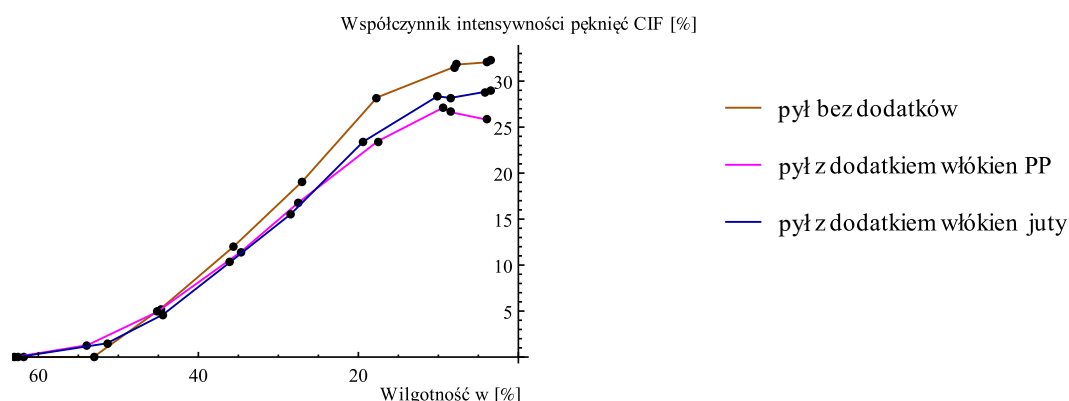


Rysunek 4.19. Wartość wskaźnika intensywności pęknięć CIF z zależności od wilgotności dla: iłu (na zielono), pyłu z iłem (na niebiesko) i pyłu (na brązowo).

Rysunek 4.19 przedstawia wartość *CIF* w zależności od wilgotności dla iłu, pyłu z iłem i pyłu. W przypadku iłu proces pęknięcia rozpoczął się już przy wilgotności 149%, co odpowiada spadkowi wilgotności o 2,5 p.p. w odniesieniu do początkowej wilgotności próbki. Wynik ten potwierdza obserwacje zawarte w [73] [4], zgodnie z którymi pierwsze pęknięcia powstają przy stopniu nasycenia bliskim pełnemu nasyceniu. Krzywa *CIF*-wilgotność zaczęła się wypłaszczać przy wilgotności wynoszącej około 100%, kiedy dalsze wysuszanie nie powodowało już wyraźnych zmian wartości *CIF* (przy spadku wilgotności o 5,4 p.p. wzrost *CIF* wyniósł jedynie 0,44). Następnie wyłączono suszarkę laboratoryjną w celu przzerwania intensywnego wysychania i sprawdzenia wpływu redystrybucji wilgotności na intensywność pęknięć. Mimo przzerwania procesu suszenia nie nastąpiło zmniejszenie *CIF*. Po ponownym uruchomieniu procesu zaobserwowano wzrost powierzchni pęknięć, jednak o mniejszej dynamice niż w początkowych etapach. Przy spadku wilgotności z 146,3 do 141,9% ($\Delta w = 4,3$ p.p.) nastąpił wzrost *CIF* o 9, natomiast w końcowej fazie suszenia, przy obniżeniu wilgotności z 81,7 do 73,6% ($\Delta w = 8,1$ p.p.), wzrost *CIF* wyniósł zaledwie 2,4. Badanie zakończono przy *CIF* wynoszącym 51,8. Potencjał *CIF* dla tego gruntu można oszacować na wartość równą 60.

W przypadku pyłu z iłem początek procesu pęknięcia również nastąpił przy wilgotności bliskiej pełnemu nasyceniu, czyli przy wartości mniejszej o 4,6 p.p. od wilgotności odpowiadającej pełnemu nasyceniu. Krzywa wysychania zaczęła się wypłaszczać przy wilgotności $w = 50\%$, gdzie *CIF* wyniósł 39. Podobnie jak w przypadku iłu, po czasowym przzerwaniu procesu suszenia i jego ponownym uruchomieniu zaobserwowano efekt redystrybucji wody porowej i dalszy wzrost intensywności pęknięć, choć o mniejszej dynamice. Badanie zakończono przy *CIF* wynoszącym 48,5. Potencjał *CIF* dla tego gruntu można oszacować na wartość równą 55.

Krzywa *CIF*-wilgotność pyłu ma kształt zbliżony do dwóch poprzednich analizowanych gruntów. Proces pęknięcia rozpoczął się dopiero przy wilgotności $w = 40,7\%$, co odpowiada spadkowi wilgotności o 17,3 p.p. względem wartości początkowej analizowanej próbki. Wypłaszczenie krzywej nastąpiło przy wilgotności równej $w = 10,1\%$, kiedy *CIF* wyniósł 28,3. W odróżnieniu od iłu i pyłu z iłem, w przypadku tego gruntu przerwanie procesu suszenia nie spowodowało redystrybucji wilgoci. Kształt krzywej *CIF*-wilgotność nie uległ zmianie po ponownym uruchomieniu suszarki. Badanie zakończono przy *CIF* równym 32,2. Potencjał *CIF* można oszacować na 35.



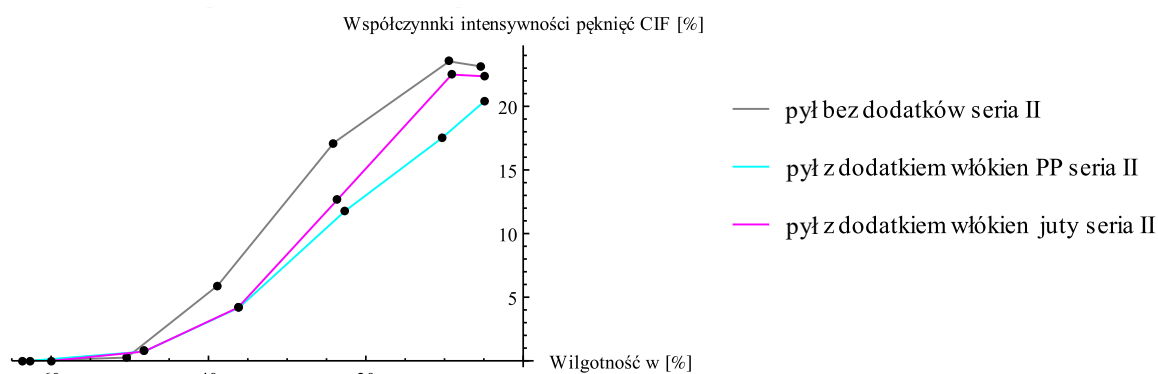
Rysunek 4.20. Wartość wskaźnika intensywności pęknięć *CIF* z zależności od wilgotności dla: pyłu (na brązowo), pyłu z dodatkiem włókien polipropylenowych (na różowo) i pyłu z dodatkiem włókien juty (na niebiesko).

Rysunek 4.20 przedstawia zależność wskaźnika intensywności pęknięć od wilgotności dla pyłu, pyłu z dodatkiem włókien polipropylenowych oraz pyłu zbrojonego włóknami jutowymi. Na podstawie wykresu można stwierdzić, że pierwsze pęknięcia wystąpiły wcześniej w próbkach z dodatkiem włókien, bo już przy wilgotności $w = 53,8\%$ w przypadku pyłu zbrojonego włóknami polipropylenowymi i $w = 51,5\%$ dla próbki z dodatkiem juty. Dla porównania, w próbce pyłu bez dodatków pęknięcia pojawiły się dopiero przy wilgotności $w = 44,7\%$. Przyczyna tego zjawiska została opisana w punkcie 2.3., gdzie wskazano, że pęknięcia inicjują się zazwyczaj w miejscach występowania defektów strukturalnych. Włókna wprowadzone do gruntu stanowią lokalne nieciągłości, co sprzyja wcześniejszemu powstawaniu pęknięć przy mniejszym deficycie wilgotności niż w przypadku próbek niezbrojonych.

Przy wilgotności wynoszącej około $w = 10\%$ dla wszystkich badanych próbek zaobserwowano wyraźne wypłaszczenie krzywej *CIF*-wilgotność, co wskazuje na stabilizację procesu pęknięcia. Po przerwaniu i ponownym uruchomieniu suszenia w próbkach pyłu oraz pyłu z dodatkiem włókien jutowych odnotowano niewielki wzrost *CIF* w końcowych etapach wysychania. Odmienną tendencję wykazała próbka z włóknami polipropylenowymi, w jej przypadku odnotowano spadek wartości *CIF*. Zjawisko to można wiązać ze skurczem gruntu, który powodował zmniejszenie średnicy próbki oraz jednoczesne zwięzanie się szczelin pęknięć.

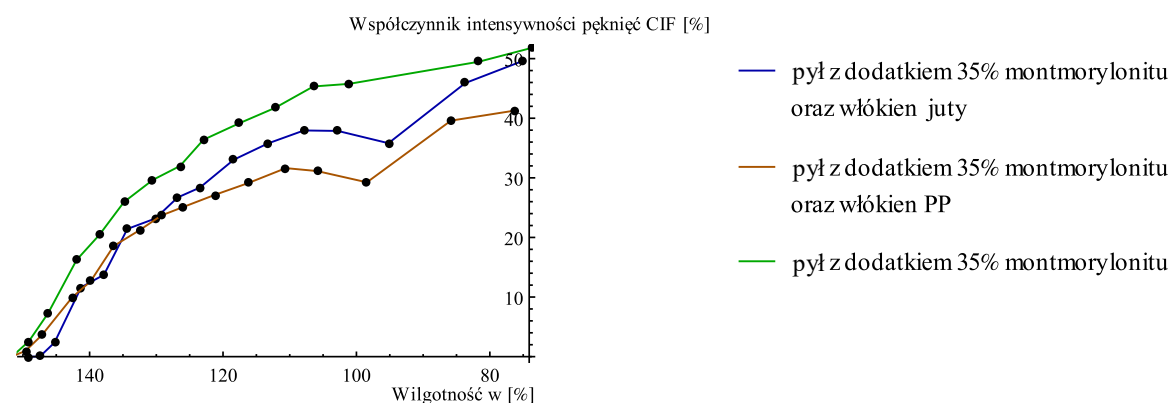
W ostatnim etapie suszenia wartości *CIF* wyglądały następująco: 32,2 dla pyłu przy wilgotności $w = 3,3\%$, 29,1 dla pyłu zbrojonego włóknami juty przy wilgotności $w = 3,4\%$ oraz 25,8 dla pyłu zbrojonego włóknami polipropylenowymi przy wilgotności $w = 4,0\%$. Oznacza to, że dodatek 0,5% włókien jutowych spowodował zmniejszenie powierzchni pęknięć

o około 10% w stosunku do próbki bez włókien, natomiast zastosowanie włókien polipropylenowych obniżyło tę wartość aż o 20%.



Rysunek 4.21. Wartość wskaźnika intensywności pęknięć *CIF* z zależności od wilgotności, wykonanych podczas drugiej serii badań dla: pyłu (na szaro), pyłu z dodatkiem włókien polipropylenowych (na błękitno) i pyłu z dodatkiem włókien juty (na różowo).

W przypadku drugiej serii badań nad procesem pęknięcia pyłów odnotowano podobne zależności jak w serii pierwszej. W próbkach pyłu oraz pyłu z dodatkiem włókien jutowych w końcowej fazie wysychania zaobserwowano spadek wartości *CIF*, wynikający ze skurczu materiału. Najintensywniej spękała próbka bez dodatku włókien, która to przy wilgotności $w = 5,0\%$ osiągnęła *CIF* na poziomie 23,1. Próbka z dodatkiem włókien jutowych charakteryzowała się wartością *CIF* równą 22,4 przy wilgotności $w = 4,8\%$, natomiast próbka z dodatkiem włókien polipropylenowych osiągnęła wartość *CIF* równą 20,3 przy wilgotności wynoszącej $w = 4,7\%$. Oznacza to, że w końcowej fazie suszenia, przy wilgotności bliskiej 5%, próbka z włóknami jutowymi wykazywała wartość *CIF* mniejszą o około 3% w stosunku do próbki bez włókien, natomiast zastosowanie włókien polipropylenowych spowodowało spadek wartości *CIF* o 12%. Próbki badane w drugiej serii nie były poddawane przerwaniu procesu suszenia.

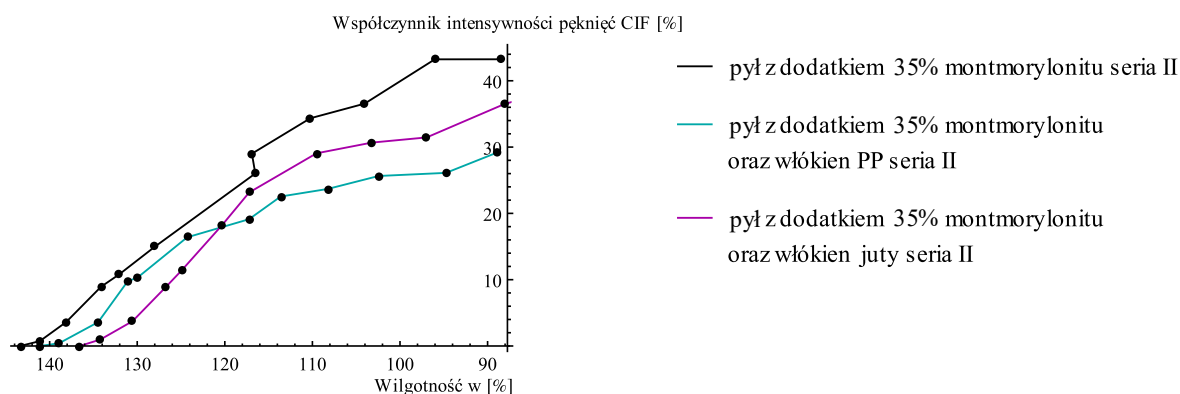


Rysunek 4.22. Wartość wskaźnika intensywności pęknięć *CIF* z zależności od wilgotności dla: iłu (na zielono), iłu z dodatkiem włókien jutowych (na niebiesko) i iłu z dodatkiem włókien polipropylenowych (na brązowo).

Rysunek 4.22 przedstawia relacje *CIF*-wilgotność gruntu dla iłu, iłu z dodatkiem włókien polipropylenowych oraz iłu z dodatkiem włókien jutowych. Analiza wykresu wskazuje, że próbka gruntu bez dodatku włókien charakteryzuje się wyższą intensywnością pęknięć przy tych samych wartościach wilgotności. W końcowych etapach suszenia wartości *CIF* wynosiły: 51,8 przy wilgotności $w = 73,6\%$ dla iłu, 49,5 przy wilgotności $w = 75,3\%$ dla iłu zbrojonego włóknami juty, 41,3 przy wilgotności $w = 76,3\%$ dla iłu zbrojonego włóknami polipropylenowymi. Na podstawie tego można stwierdzić, że dodatek włókien spowodował zmniejszenie się wartości *CIF* w stosunku do próbki niezbrojonej spadek wartości *CIF* wyniósł: 4% w przypadku dodatku włókien jutowych oraz aż 20% dzięki dodaniu włókien polipropylenowych.

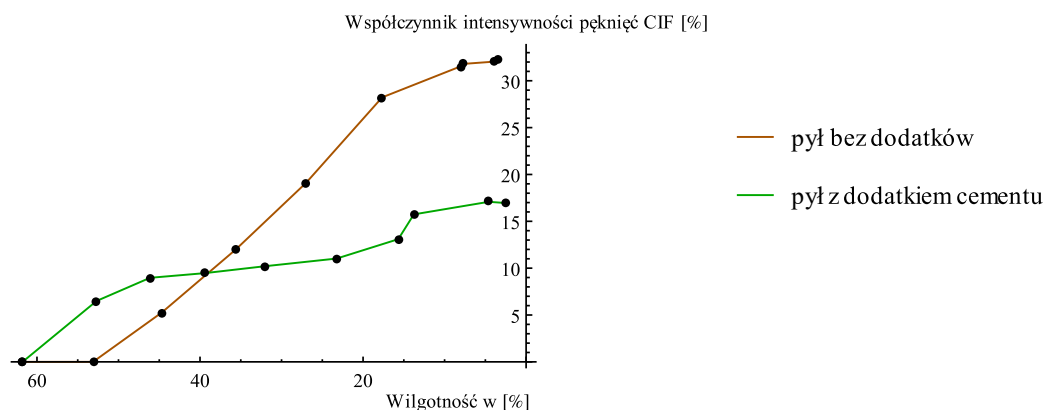
Kształt krzywej *CIF*-wilgotność dla analizowanych próbek jest podobny, jednak występują pewne różnice. W przypadku próbek z dodatkiem włókien występuje wyraźnie wypłaszczenie krzywej w okolicy wilgotności $w = 105\%$. Na tym etapie suszenia próbki z dodatkiem włókien charakteryzują się wyraźnie mniejszą wartością *CIF* niż próbka niezbrojona. Wartości *CIF* wyniosły odpowiednio 45,8 dla iłu, 37,9 dla próbki zbrojonej włóknami jutowymi oraz 33,1 dla próbki z dodatkiem włókien polipropylenowych.

Po czasowym wstrzymaniu procesu intensywnego suszenia w próbkach z dodatkiem włókien zaobserwowano spadek wartości *CIF* w wyniku redystrybucji wilgoci w profilu próbki. W pierwszym etapie po wznowieniu suszenia zaobserwowano intensywny wzrost *CIF* w przypadku próbek zbrojonych.



Rysunek 4.23. Wartość wskaźnika intensywności pęknięć *CIF* z zależności od wilgotności dla: iłu (na czarno), iłu z dodatkiem włókien polipropylenowych (na niebiesko) i iłu z dodatkiem włókien juty (na fioletowo).

W przypadku drugiej serii badań intensywności pęknięć iłu zaobserwowano podobne rezultaty jak w przypadku pierwszej serii. Największą intensywność pęknięć przy zbliżonych wartościach wilgotności wykazywała próbka bez dodatku zbrojenia, co może świadczyć o niższej wytrzymałości na rozciąganie w porównaniu z próbkami zawierającymi włókna. W ostatnim etapie suszenia, przy wilgotności wynoszącej około 89% wskaźniki *CIF* miały następujące wartości: 43,2 dla iłu, 36,5 dla iłu zbrojonego włóknami jutowymi oraz 29,2 dla iłu z dodatkiem włókien juty. Oznacza to, że dodatek włókien jutowych zmniejszył wartość *CIF* w stosunku do próbki niezbrojonej o około 15,7%, natomiast dodatek włókien polipropylenowych o 32,5%.



Rysunek 4.24. Wartość wskaźnika intensywności pęknięć *CIF* z zależności od wilgotności dla: pyłu (na brązowo) i pyłu z dodatkiem cementu (na zielono).

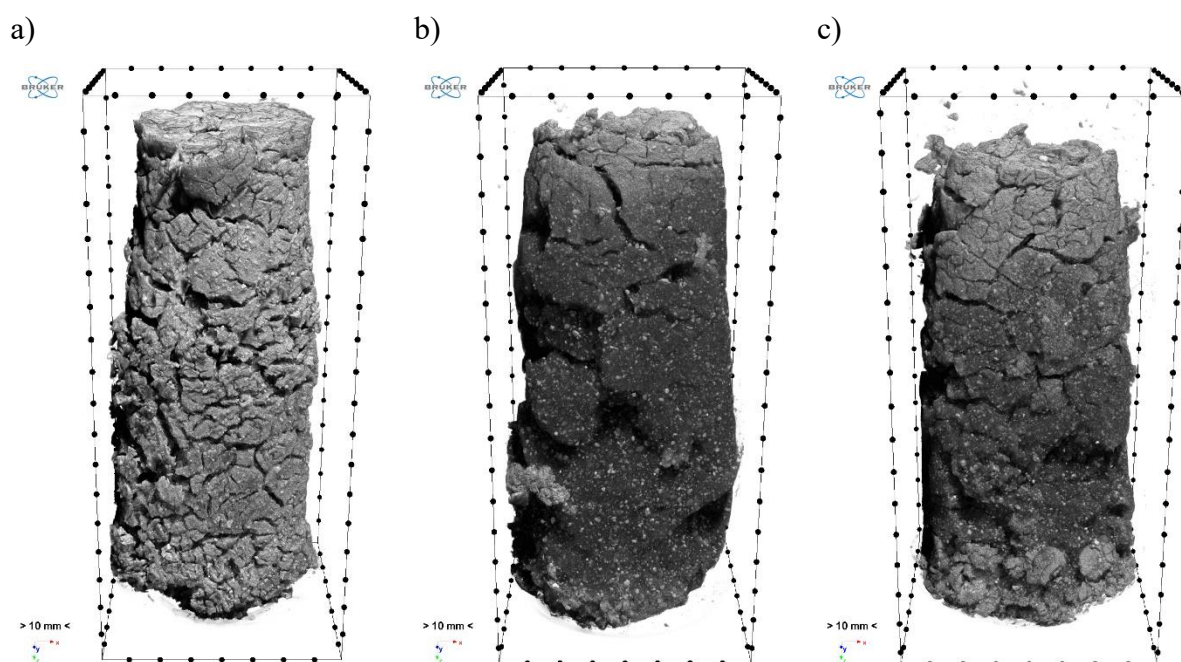
Rysunek 4.24 przedstawia zestawienie krzywych wskaźnika intensywności pęknięć w funkcji wilgotności dla pyłu oraz pyłu z dodatkiem 4% cementu. Dodatek cementu spowodował szybki i wyraźny wzrost wartości *CIF* w początkowych etapach suszenia w porównaniu z próbką bez spoiwa. Zjawisko to wynika z rozpoczęcia procesu wiązania

cementu oraz ubytku wody związanej z hydratacją. W początkowej fazie obserwowano występowanie drobnych pęknięć powierzchniowych oraz skurcz próbki. Następnie, po osiągnięciu wilgotności bliskiej 45%, tempo przyrostu wartości *CIF* wyraźnie spowolniło.

W ostatnim etapie suszenia przy wilgotności bliskiej $w = 3\%$ wartość *CIF* dla pyłu wyniosła 32,2, natomiast dla pyłu z dodatkiem cementu 16,9. Oznacza to, że zastosowanie cementu spowodowało spadek wartości *CIF* o 47,4%. Przyczyną tego zjawiska jest wzrost wartości wytrzymałości na rozciąganie gruntu dzięki dodaniu cementu.

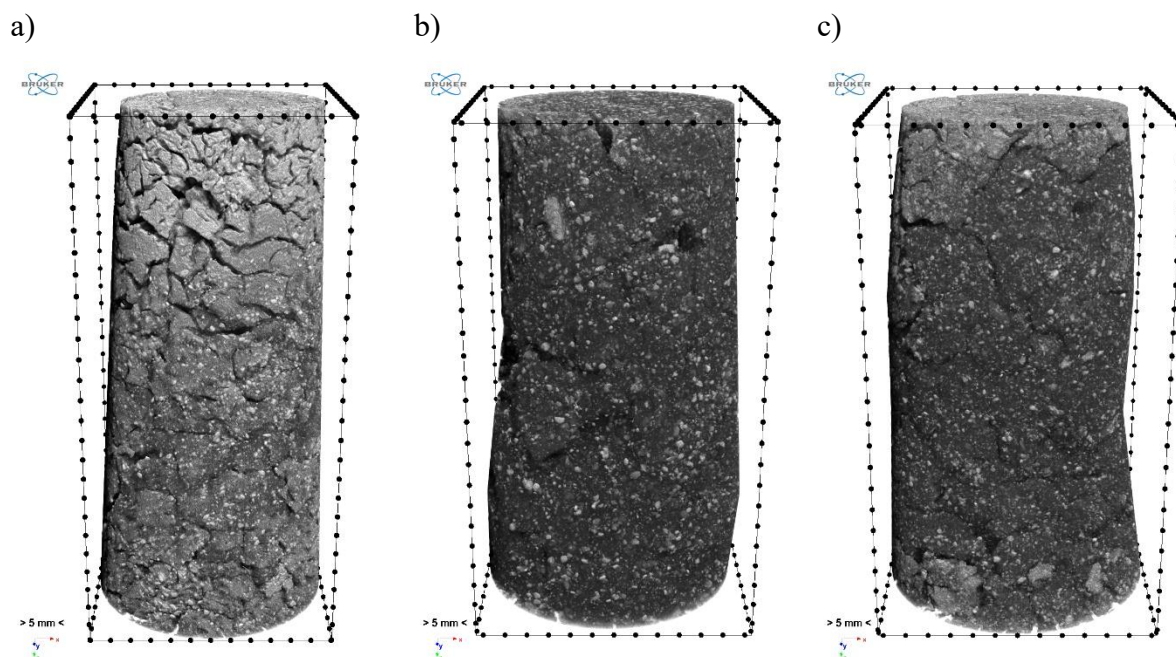
4.2.2. Wyniki badań pęknięć za pomocą tomografii komputerowej

Rekonstrukcja objętości 3D prowadzona była na podstawie 1000 obrazów projekcyjnych w każdym z pojedynczych skanów. Wykorzystano standardowy algorytm rekonstrukcji w oprogramowaniu systemowym tomografu phoenix datos|x 2 rec. Otrzymane dane wolumetryczne posłużyły do odtworzenia mikrostruktury próbek oraz dalszej analizy ilościowej. Zrekonstruowane obrazy trójwymiarowe próbek zapisano przed dalszą analizą jako stos obrazów przekrojowych. Jednokanałowa skala jasności 8-bit (0-255) odpowiada zakresowi współczynnika pochłaniania (z rekonstrukcji) od 0 do 0,20. Wizualizację zeskanowanych próbek, rendering ich obrazów 3D w widoku perspektywy zaprezentowano na rysunku 4.26.



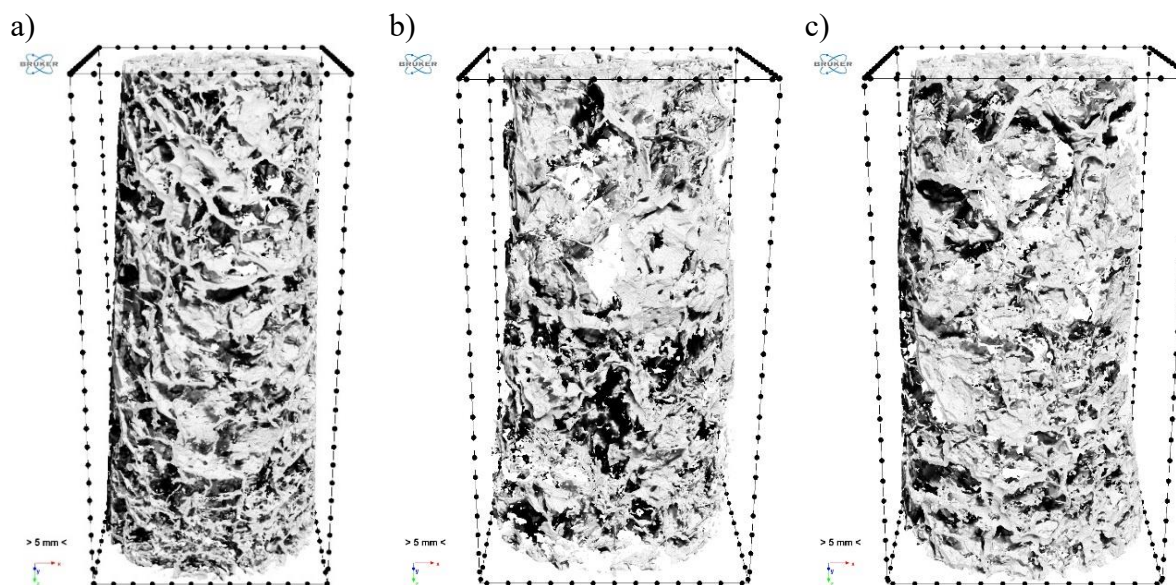
Rysunek. 4.26. Wizualizacja zeskanowanych próbek: a) PP, b) 0_1, c) 0_2.

Do przeprowadzenia analizy morfologii sieci pęknięć konieczne było dokonanie segmentacji spękań i wybór obszaru VOI (ang. volume of interest). Segmentacja polega na wyodrębnieniu z obrazu 3D pewnego podobszaru, w tym przypadku obszaru pustek. Jej wynikiem jest binarny obraz pęknięć, który można traktować jako przestrzenną reprezentację tak zwanej funkcji indykatorowej. Oznacza to, że w tak uzyskanym obrazie binarnym pęknięć wszystkie woksele, których położenie w przestrzeni pokrywa się z pęknięciami mają wartość 1 (biały), natomiast te znajdujące się poza siecią pęknięć mają wartość 0 (czarny). Segmentacji, tym samym binaryzacji obrazów przeprowadzono metodą progowania po wcześniejszym zastosowaniu filtra wygładzającego w postaci rozmycia Gaussa w 3D z kernelem o promieniu 1 woksel. Następnie przeprowadzono właściwe progowanie. Wokselom o poziomie jasności w zakresie 0-21 (w skali 8-bit, tj. 0-255) przypisano 1, a wszystkim pozostałym 0. Na tak uzyskanych obrazach binarnych przeprowadzono analizę morfometryczną wybierając uprzednio wspomniane wcześniej VOI. Jest to fragment objętości wydzielony z pełnego trójwymiarowego obszaru rekonstrukcji. VOI, które może być utożsamiane z pewną figurą geometryczną obejmującą pewien podzbiór wokseli obrazu, musi być wybrane w taki sposób, aby w całości znajdowało się wewnątrz objętości próbki. W tej analizie jako VOI wybrano quasi-cylindryczne (stożkowe) fragmenty skanów, czyli takie, których przekrój poziomy (ang. region of interest, ROI) ma kształt koła. Jego położenie oraz średnica mogą jednak zmieniać się wraz z wysokością próbki. ROI dobierano tak, aby nie odrzucić więcej niż 5-6 mm próbki licząc od jej zewnętrznego obrysu, a jednocześnie spełnić warunek pełnego zawarcia ROI w jej konturze. Dodatkowo, celem odrzucenia z analizy pewnego obszaru pustek, powstałych na przykład w wyniku przypadkowego odkruszenia się fragmentu próbki po jej suszeniu, wstępnie wybrane VOI ograniczono, stosując funkcję ROI shrink-wrap do binarnego obrazu fazy stałej w VOI. Funkcję tę zastosowano w ujęciu 3D (nie w serii płaskich przekrojów). Ustawiono parametr stretch over holes z wartością 50 wokseli. W praktyce oznacza to, że pustki dochodzące do brzegu VOI, których szerokość jest poniżej 3,9 mm nie zostają zamknięte. Na rysunku 4.27 przedstawiono rendering próbek ograniczonych do wybranego VOI, czyli wyciętych zgodnie z jego objętością.

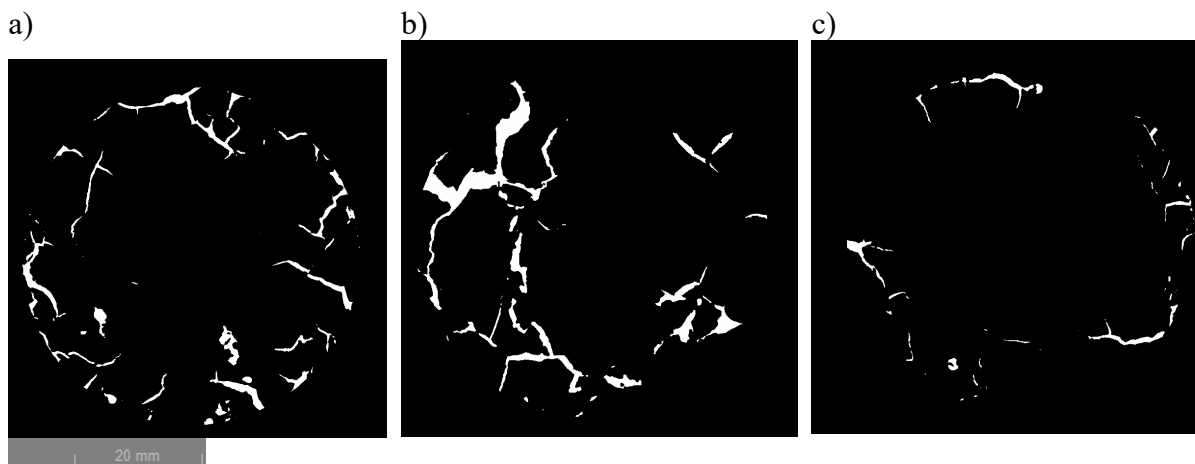


Rysunek 4.27. Wizualizacja zeskanowanych próbek wewnątrz VOI: a) PP, b) 0_1, c) 0_2.

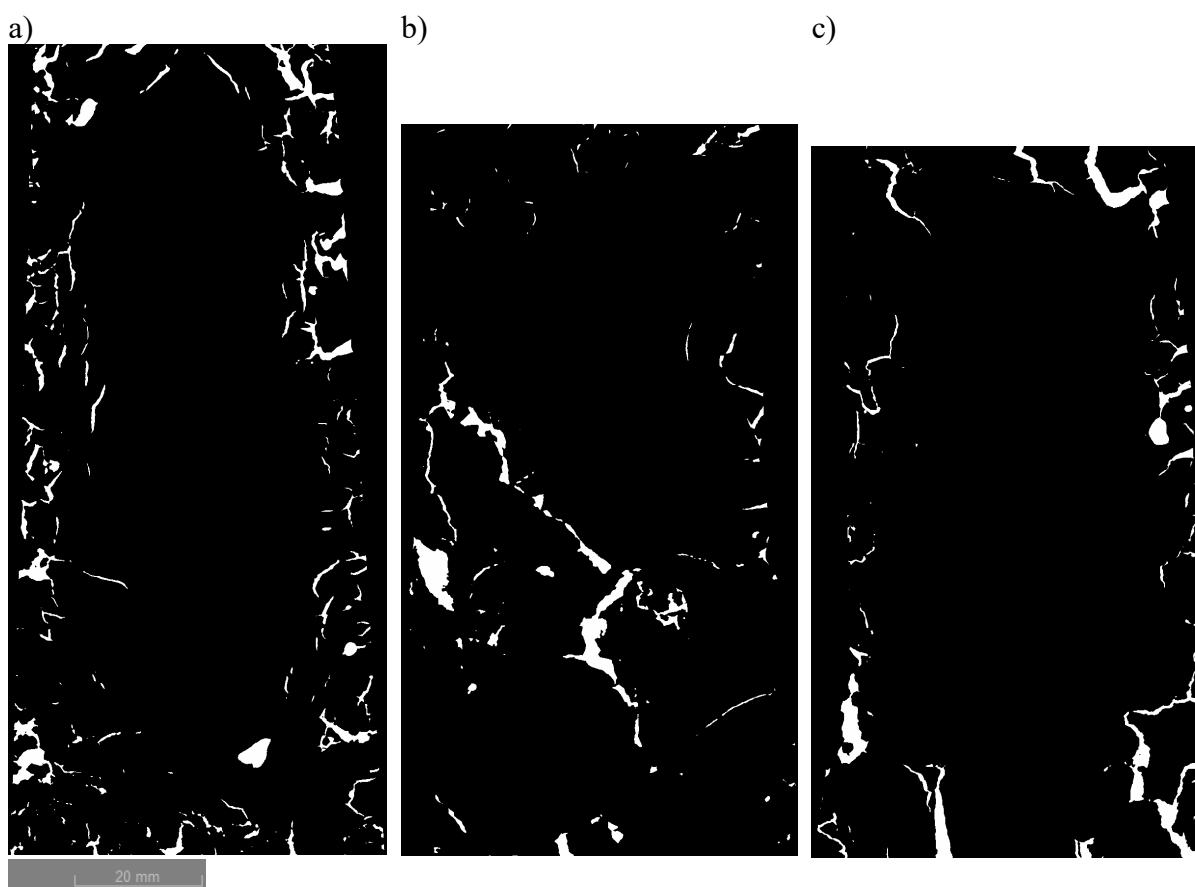
Rysunek 4.28 przedstawia wysegmentowane spękania wewnątrz VOI, natomiast na rysunku 4.29 i 4.30 zaprezentowano te pęknięcia na płaskich przekrojach poziomym i pionowym.



Rysunek 4.28. Wizualizacja pęknięć w VOI: a) PP, b) 0_1, c) 0_2.



Rysunek 4.29. Wizualizacja pęknięć w przekroju poziomym w ROI: a) PP, b) 0_1, c) 0_2.



Rysunek 4.30. Wizualizacja pęknięć w przekroju pionowym w ROI: a) PP, b) 0_1, c) 0_2.

Wyniki podstawowej analizy morfometrycznej zaprezentowano w tabeli 4.8. Wskaźnik pęknięć objętościowych zdefiniowano jako:

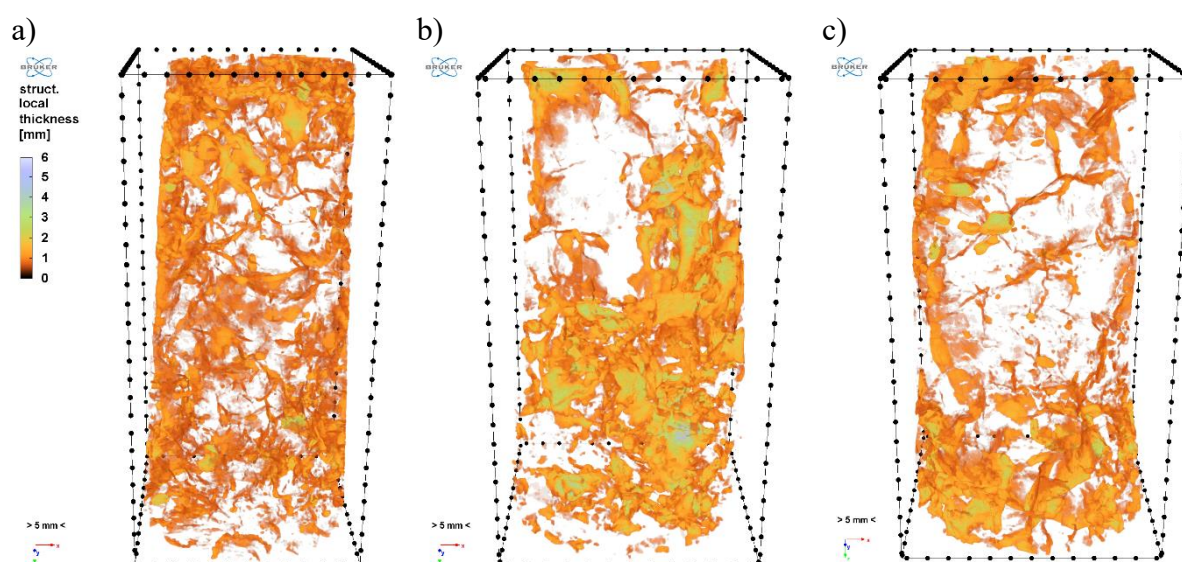
$$R_{VC} = \frac{V_c}{V_{VOI}}, \quad (4.2)$$

gdzie V_c to jako objętość pęknięć, V_{VOI} oznacza objętość VOI (w ujęciu sumy wokseli).

Dodatkowo wyznaczono przestrzenne rozkłady szerokości pęknięć, które określono zgodnie z algorytmem zaproponowanym w pracy [343] jako lokalna szerokość struktury (ang. local structure thickness). Algorytm polega na wpisywaniu w każdy punkt pęknięcia największej możliwej kuli, która mieści się w całości w jego wnętrzu, a następnie wyznaczeniu szerokości pęknięcia jako średniej tych lokalnych średnic kul. Wartość średnią, uzyskaną poprzez uśrednienie w całej objętości, również podano w tabeli 4.8. Wymienione charakterystyki pęknięć zostały zestawione w tabeli 4.8 wraz z wilgotnością próbek. Wilgotność została oznaczona po wykonaniu skanów tomograficznych. W celu określenia wilgotności dla badanego materiału pobrano po dwie próbki gruntu z trzech różnych sektorów próbki, 1/6 wysokości (górny), połowy wysokości (środkowy) oraz 5/6 wysokości (dolny), a następnie wyniki z tych dwóch próbek uśredniono. Na rysunku 4.31 zaprezentowano rozkłady szerokości pęknięć w skali barwnej. Natomiast na rysunku 4.32 pokazano histogramy tej cechy.

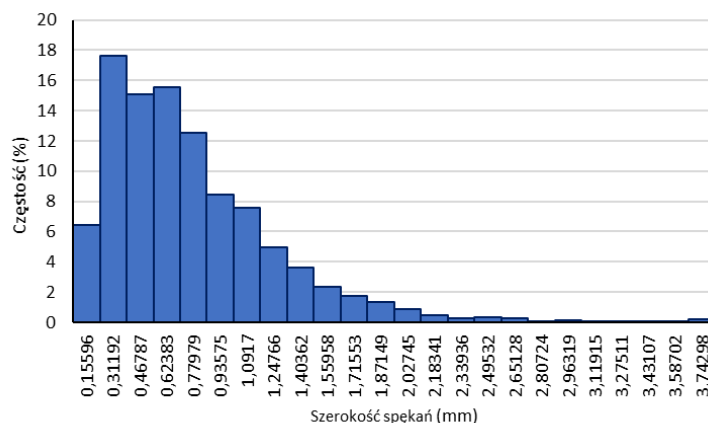
Tabela 4.8. Wyniki analizy morfometrycznej.

Cecha	PP	0_1	0_2
Wilgotność	46,4	70,7	53,4
Wskaźnik pęknięć objętościowych R_{VC} [%]	6,84	6,55	4,85
Średnia szerokość rozwarcia pęknięć [mm]	0,765	1,788	1,007

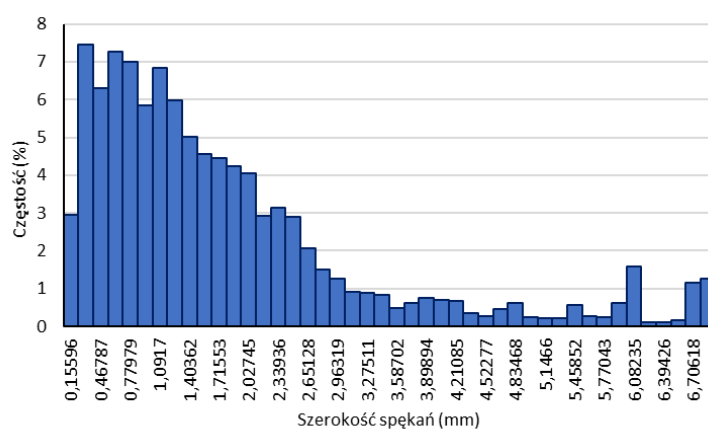


Rysunek 4.31. Rozkłady szerokości pęknięć: a) PP, b) 0_1, c) 0_2.

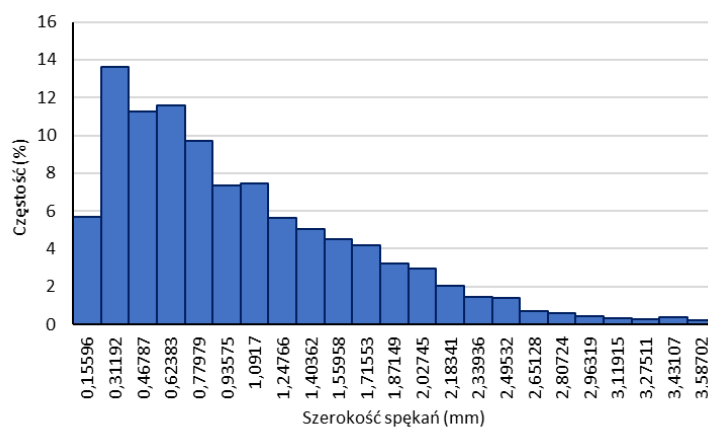
a)



b)



c)



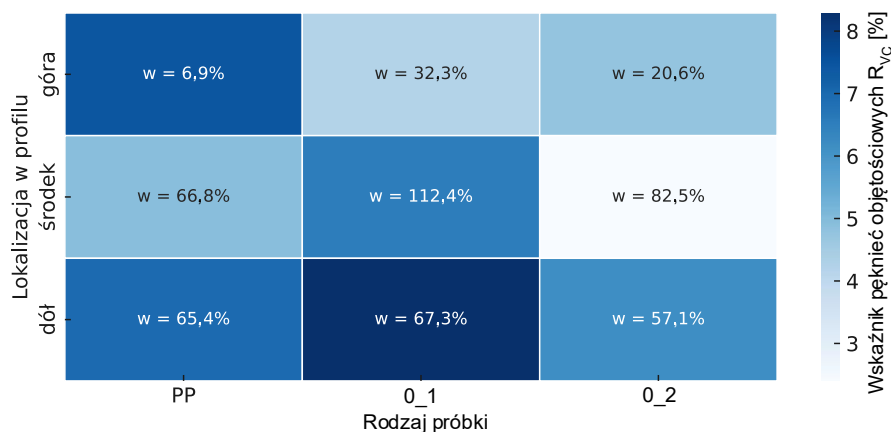
Rysunek 4.32. Histogramy szerokości pęknięć: a) PP, b) 0_1, c) 0_2.

Charakterystyki pęknięć z uwzględnieniem podziału na trzy sektory: górny, środkowy i dolny względem profilu przedstawiono w tabeli 4.9.

Tabela 4.9. Wyniki analizy morfometrycznej z podziałem próbki na trzy sektory.

Cecha	PP			0_1			0_2		
	góra	środek	dół	góra	środek	dół	góra	środek	dół
Wilgotność [%]	6,9	66,8	65,4	32,3	112,4	67,3	20,6	82,5	57,1
Wskaźnik pęknięć objętościowych R_{VC} [%]	7,42	4,91	6,97	4,24	6,55	8,29	4,76	2,40	6,16
Średnia szerokość rozwarcia pęknięć [mm]	0,769	0,604	0,752	1,84	1,33	2,11	0,906	0,600	1,11

Rysunek 4.33 przedstawia mapę wartości wskaźnika pęknięć objętościowych w różnych lokalizacjach profilu, z uwzględnieniem wilgotności analizowanych próbek.

Rysunek 4.33. Mapa wskaźnika pęknięć objętościowych R_{VC} w różnych lokalizacjach w profilu.

Na podstawie danych z tabeli 4.8 można stwierdzić, że najniższą wartość wskaźnika pęknięć osiągnęła próbka 0_2, było to 4,85% przy średniej wilgotności 53,4%. Druga próbka tej samej mieszanki gruntowej (0_1), o wyższej wilgotności średniej wynoszącej 70,1%, charakteryzowała się większą wartością wskaźnika pęknięć, równą 6,55%. Wyjaśnieniem takiej obserwacji jest tutaj fakt, że niższa wilgotność próbki 0_2 sprzyjała intensywniejszemu skurczowi. Prawdopodobnie doszło do zamykania się pęknięć wskutek znacznego skurczu objętościowego gruntu, większego niż potencjał próbki do pęknięcia. Podobne zjawisko zostało opisane w pracy [157].

Odmienne zachowanie zaobserwowano w próbce z dodatkiem włókien PP. Mimo najniższej średniej wilgotności ($w = 46,4\%$) wykazała ona najwyższą wartość wskaźnika pęknięć wynoszącą $R_{VC} = 6,84\%$. Wynika to prawdopodobnie z tego, że włókna stanowią wtrącenia zaburzające lokalny stan naprężenia. W ich otoczeniu koncentrują się naprężenia

rozciągające, które mogą przewyższać lokalną wytrzymałość na rozciąganie gruntu, inicjując powstawanie pęknięć.

Dodatkową przyczyną takiej zależności może być to, że w próbkach z włóknami polipropylenowymi nie dochodzi do tak dużej redukcji wskaźnika pęknięć wskutek skurczu, jak w próbkach pozbawionych włókien. Zmniejszony skurcz objętościowy w próbce z dodatkiem włókien polipropylenowych w porównaniu z pozostałymi próbkami jest widoczny na rysunku 3.18. Próbka ta mimo najniższej wilgotności ma wysokość 15,8 cm, a próbki 0_1 i 0_2 charakteryzują się odpowiednio wysokościami w profilu wynoszącymi 15,1 cm oraz 13,7 cm. Objętości końcowe próbek na podstawie funkcji ROI zostały zestawione w tabeli 4.10. Na podstawie stosunku końcowej objętości części stałej próbki do całkowitej objętości końcowej można stwierdzić, że próbka z dodatkiem włókien polipropylenowych wykazuje ograniczenie skurczu objętościowego. Choć różnice pomiędzy badanymi próbkami nie są znaczące, pozostają spójne z pozostałymi obserwacjami uzyskanymi w ramach badań.

Tabela 4.10. Objętości końcowe próbek na podstawie funkcji ROI.

	PP	0_1	0_2
Objętość końcowa [cm^3]	491,8	504,7	435,7
Objętość końcowa części stałych [cm^3]	416,9	450,9	382,1
Stosunek objętości końcowej części stałej do końcowej objętości całkowitej	0,85	0,89	0,88

Ograniczenie skurczu próbki PP potwierdzają również wyniki analizy morfometrycznej z tabeli 4.9, obejmujące trzy strefy: górną, środkową i dolną. W górnej części próbki z włóknami polipropylenowymi mimo niskiej wilgotności, bliskiej wilgotności rezydualnej ($w = 6,9\%$) uzyskano wysoką wartość wskaźnika pęknięć wynoszącą 7,42%. Dla porównania w górnych częściach pozostałych próbek osiągnięto wskaźnik pęknięć: 4,24% dla próbki 0_1 przy wilgotności $w = 32,3\%$ oraz 4,76% dla próbki 0_2 przy wilgotności $w = 20,6\%$. Obserwacja ta wskazuje, że w próbkach zawierających włókna polipropylenowe nie dochodzi do wyraźnej redukcji wymiarów pęknięć w wyniku skurczu, ponieważ włókna ograniczają możliwość skurczowego odkształcania się gruntu.

W przypadku średniej szerokości rozwarcia pęknięć najwyższą wartość uzyskano dla próbki bez dodatku włókien o wyższej wilgotności (0_1), wynoszącą 1,788 mm. Próbka o niższej wilgotności (0_2) osiągnęła mniejszą średnią szerokość pęknięć, równą 1,007 mm.

Podobnie jak w przypadku wskaźnika R_{VC} , przyczyn takiej zależności można upatrywać w intensywnym działaniu skurczu: skurcz ogranicza dalszy rozwój pęknięć. Najmniejszą średnią szerokość rozwarcia pęknięć, wynoszącą 0,765 mm, odnotowano w próbce z dodatkiem włókien polipropylenowych. Włókna skutecznie redukują szerokość pęknięć, co potwierdzają wyniki przedstawione na rysunku 4.32, zawierającym histogramy szerokości pęknięć dla wszystkich analizowanych próbek. Z wykresów wynika, że w próbce z dodatkiem włókien PP dominują pęknięcia o niewielkiej szerokości. Udział pęknięć węższych niż 1 mm wynosi w jej przypadku 75,7%, podczas gdy dla próbek 0_1 i 0_2 jest to odpowiednio 36,8% oraz 59,2%.

Dodatkowo na podstawie danych z tabeli 4.9 można stwierdzić, że dzięki obecności włókien wartości średnich szerokości pęknięć w różnych strefach profilu są najbardziej wyrównane. Różnica między największą a najmniejszą wartością w górnej, środkowej i dolnej części próbki wyniosła jedynie 0,165 mm. Dla próbek 0_1 i 0_2 różnice te były znacznie większe, odpowiednio 0,78 mm oraz 0,51 mm. Oznacza to, że dodatek włókien zmniejsza zróżnicowanie szerokości pęknięć w profilu próbki, ogranicza rozrzut wartości.

4.3. Wnioski z badań laboratoryjnych

4.3.1. Badanie wytrzymałości na ścinanie oraz oznaczenia ssania

W niniejszym podrozdziale przedstawiono podsumowanie badań wytrzymałości na ścinanie oraz oznaczeń ssania gruntu.

Na podstawie uzyskanych rezultatów można stwierdzić, że wraz ze wzrostem wilgotności znacząco obniżają się parametry wytrzymałości na ścinanie gruntu. Niższy stopień nasycenia sprzyja uzyskaniu wyższych wartości spójności i kąta tarcia wewnętrznego. Zjawisko to wynika z szeregu oddziaływań opisanych w podrozdziale 2.2.1.2. Istotną rolę odgrywają tu siły kapilarne, a w szczególności ssanie. Dla badanej próbki pyłu bez dodatków spadek wilgotności z 16,2% na 9,7% spowodował wzrost ssania o 7911 kPa (490%). Zjawisko to mogło przyczynić się do wzrostu spójności o 25,33 kPa (129%) oraz kąta tarcia wewnętrznego o 19,37° (78%). Analizowany grunt to pył, którego ponad składu granulometrycznego 40% stanowią ziarna o średnicy mniejszej niż 0,01 mm. Na podstawie rysunku 2.9 można stwierdzić, że dodatkowy wpływ na badane zależności mogły mieć siły van

der Waalsa oraz siły podwójnej warstwy elektrycznej, które oddziałują na cząsteczki gruntu o średnicy mniejszej niż 0,01 mm. Siły podwójnej warstwy elektrycznej mają charakter odpychający i osiągają szczególnie wysokie wartości przy dużych stopniach nasycenia. Natomiast siły van der Waalsa są siłami przyciągającymi, dominującymi przy niskich wartościach stopnia nasycenia. W konsekwencji spadek stopnia nasycenia prowadzi do osłabienia oddziaływań odpychających i jednoczesnego wzrostu oddziaływań przyciągających, co sprzyja oddziaływaniom o charakterystyce wzmacniającej grunt.

Obecność włókien w gruncie wpływa korzystnie na jego właściwości mechaniczne, zwłaszcza poprzez zwiększenie spójności. Uzyskane wyniki wskazują, że im większa wilgotność gruntu, tym słabszy efekt wzmocnienia włóknami, co wynika z działania wody pełniącej rolę smaru na styku grunt-włókno. W grupie próbek bez dodatku spoiwa najwyższą spójność osiągnęła próbka z włóknami jutowymi, natomiast najwyższą wartość kąta tarcia wewnętrznego odnotowano dla próbki z włóknami polipropylenowymi. Najlepsze rezultaty uzyskuje się przy połączeniu włókien ze spoiwem hydraulicznym w postaci cementu. Dodatek cementu w próbkach z włóknami prowadzi do znacznego wzrostu zarówno spójności, jak i kąta tarcia wewnętrznego. Najwyższe wartości kąta tarcia wewnętrznego zaobserwowano w przypadku próbek z dodatkiem włókien o spłaszczonej geometrii (PET z recyklingu) oraz włókien o kształtach nieregularnych (odpadowe włókna szklane laminowane żywicą poliestrową). Z kolei najwyższą spójność osiągnęły próbki z dodatkiem cementu oraz włókien jutowych pochodzących z recyklingu. Wyniki te wskazują, że zarówno włókna naturalne, jak i włókna pochodzące z recyklingu lub odpadowe mogą wzmacniać grunt w stopniu porównywalnym, a nawet wyższym niż nowe, syntetyczne włókna polipropylenowe stosowane powszechnie do zbrojenia betonu. Z punktu widzenia zrównoważonego rozwoju zasadne jest stosowanie włókien pochodzących z recyklingu. W przypadku wzmocnienia bez chemicznej stabilizacji można również używać włókien naturalnych, co pozwala uzyskać kompozyty gruntowe o neutralnym wpływie na środowisko. W tym kontekście konieczne są jednak dalsze badania nad trwałością włókien naturalnych w gruncie. We wszystkich próbach zastosowano włókna o jednakowej długości (12 mm) i udziale masowym równym 0,5% suchej mieszanki. Ze względu na różnice w gęstości poszczególnych rodzajów włókien, faktyczna ilość wprowadzonych wzmocnień była zróżnicowana. Dlatego w dalszych badaniach należałoby określić optymalną ilość i długość każdego z rodzajów włókien.

Dodatek cementu istotnie poprawia parametry wytrzymałościowe gruntu. W porównaniu z próbką bez cementu, przy 4% zawartości cementu odnotowano wzrost

spójności o blisko 1500% oraz kąta tarcia wewnętrznego o 110%. Największy względny przyrost wytrzymałości uzyskano jednak przy 2% dodatku cementu. Wydłużenie czasu kondycjonowania próbek z 7 do 28 dni skutkowało dalszym wzrostem parametrów wytrzymałościowych, choć różnice okazały się niewielkie.

Zastosowanie pyłu granodiorytowego w ilości 2% w próbkach z 2% cementu spowodowało spadek spójności w porównaniu z próbką zawierającą tylko cement, jednak jednocześnie wywołało wyraźny wzrost kąta tarcia wewnętrznego (o 113%). Wskazuje to, że dodatek pyłu odpadowego może stanowić ekonomicznie i ekologicznie uzasadniony sposób poprawy parametrów wytrzymałościowych gruntu, zwłaszcza w przypadku, gdy celem jest zwiększenie wartości kąta tarcia wewnętrznego.

4.3.2. Badanie wytrzymałości na ściskanie w jednoosiowym stanie naprężenia

4.3.2.1. Grunt podstawowy

Podrozdział zawiera podsumowanie badań dotyczących wpływu włókien polipropylenowych, cementu oraz pyłu odpadowego na wytrzymałość próbek gruntu na ściskanie w jednoosiowym stanie naprężenia. Stwierdzono, że wszystkie zastosowane dodatki wyraźnie modyfikują właściwości gruntu.

Próbki z dodatkiem włókien polipropylenowych wykazały o 22% wyższą wytrzymałość na ściskanie w stosunku do próbek bez dodatków. Wyniki te wskazują, że włókna mogą stanowić skuteczne rozwiązanie wzmacniające wytrzymałość na ściskanie gruntu, niewpływające jednocześnie na jego strukturę biologiczną. Zastosowanie cementu przyniosło jednak znacznie wyraźniejszy efekt, wzrost wytrzymałości na ściskanie był zdecydowanie większy niż w przypadku dodatku tylko włókien. Wprowadzenie cementu w ilości 2% i 4% do suchej masy mieszanki gruntowej zwiększyło wytrzymałość odpowiednio o 91% i 449% w porównaniu z próbkami niezmodyfikowanymi.

Próbki z dodatkiem pyłu granodiorytowego i cementu (2C2P) charakteryzowały się o 14% wyższą wytrzymałością na ściskanie w stosunku do próbki z taką samą zawartością cementu, ale bez dodatku pyłu odpadowego (2P). Badane mieszanki cementogruntowe składały się z pyłu (Si) z dodatkiem cementu w ilości 2% oraz 4% masowo. Poprawa wytrzymałości nie była zatem związana z uzupełnieniem frakcji pyłowej w szkielet gruntu, której udział wynosił blisko 82%. Jednym z czynników skutkujących zwiększeniem wytrzymałości na

ściskanie próbki po dodaniu pyłu granodiorytowego może być wysoka zawartość krzemionki w jego składzie chemicznym. Obecność drobnofrakcyjnej krzemionki może prowadzić do zachodzenia reakcji pucolanowej, a w konsekwencji do poprawy właściwości mechanicznych mieszanki, analogicznie jak ma to miejsce w przypadku stosowania mikrokrzemionki w betonach.

Zastosowanie mineralnego pyłu odpadowego może mieć pozytywne znaczenie dla stabilizacji gruntów jednocześnie wpisujących się w problem zrównoważonego rozwoju. Wprowadzenie pyłu do materiału gruntowego umożliwia ograniczenie udziału cementu w mieszance, co przekłada się zarówno na zmniejszenie śladu węglowego, jak i na redukcję bezpośrednich kosztów ekonomicznych.

Z kolei półprocentowy dodatek włókien polipropylenowych do mieszanek cementogruntowych (*4CPP*) spowodował wyraźną zmianę zachowania próbek poddanych ścisaniu w porównaniu z próbkami o tej samej zawartości cementu, lecz bez włókien (*4C*). Próbki *4CPP* w początkowej fazie ścisania wykazywały niemal liniową zależność naprężenie-odkształcenie. Po osiągnięciu odkształcenia około 0,7% materiał przejawiał zachowanie zbliżone do plastycznego. Tego typu próbki traciły nośność przy odkształceniach wynoszących około 3%. Próbki *4C* w niemal całym zakresie pracy zachowywały liniową relację naprężenia do odkształcenia. Utrata nośności następowała przy odkształceniach rzędu 0,4%. Zastosowanie dodatku w postaci włókien w gruntach stabilizowanych chemicznie może być szczególnie korzystne w podłożach narażonych na duże odkształcenia przy stosunkowo wysokich wartościach naprężeń.

Próbki cementogrunтів zbrojone włóknami polipropylenowymi (*4CPP*) wykazywały wyraźnie niższą wytrzymałość na ściskanie w porównaniu z próbkami o tej samej zawartości cementu, lecz bez zbrojenia (*4C*). Jedną z możliwych przyczyn tego zjawiska jest mniejsza gęstość próbek *4CPP*. Dodatek włókien *PP* utrudniał ich właściwe zagęszczenie, mimo zastosowania identycznej metody i tej samej energii zagęszczania co w przypadku pozostałych mieszanek. Ponadto wprowadzenie włókien mogło negatywnie oddziaływać na jednorodność struktury materiału.

4.3.2.2. Grunt niespoisty

W celu porównania otrzymanych wyników w poprzednim punkcie przeprowadzono dodatkową serię badań na piasku z pyłem uwzględniając wpływ warunków kondycjonowania. Otrzymane rezultaty badań pozwoliły na sformułowanie następujących wniosków.

Badania laboratoryjne prowadzone na próbkach kondycjonowanych w warunkach *OWS* (łaznia wodna, 20°C), *S5* (piasek, 5°C) i *S20* (piasek, 20°C) zarówno z dodatkiem pyłu granodiorytowego, jak i bez dodatku, wykazały, że po 7 dniach dojrzewania najwyższą wytrzymałość na ściskanie uzyskały próbki *C_OWS* (z dodatkiem 4% cementu). Najniższe wartości odchylenia standardowego stwierdzono natomiast dla próbek *A_OWS* (z dodatkiem 2% cementu i 4% pyłu granodiorytowego). Wartości wytrzymałości próbek *A_OWS* były zbliżone do wartości uzyskanych dla próbek *C_S20* i *C_S5*. Po 28 dniach dojrzewania największą wytrzymałość również osiągnęły próbki *C_OWS*. Najniższą wartość odchylenia standardowego w tej grupie odnotowano natomiast dla próbek *A_OWS*.

Ponownie odnotowano korzystny wpływ dodatku odpadowego pyłu. Przejawiał się on mniejszymi odchyleniami standardowymi wytrzymałości na ściskanie we wszystkich warunkach oraz dla obu okresów kondycjonowania, z wyjątkiem próbki kondycjonowanej w piasku przez 7 dni.

Przyczyną takiego zjawiska mogą być nie tylko reakcje pucolanowe, lecz także efekt uzupełnienia krzywej uziarnienia. Uzupełnienie krzywych uziarnienia gruntów niespoistych o frakcje pyłowe pozwala spodziewać się poprawy zagęszczalności. Zastąpienie części cementu pyłem odpadowym w materiałach cementogruntowych wpisuje się w ideę optymalizacji zasobów i racjonalnego wykorzystywania surowców. Cement, którego produkcja jest energochłonna i emisyjna, może być częściowo zastąpiony pyłem granodiorytowym, zwykle traktowanym jako odpad. Dodatek ten poprawia uziarnienie i sprzyja reakcjom pucolanowym, wzmacniając strukturę gruntu. Badania wskazały, że pył w gruntach niespoistych stabilizuje zmienność parametrów mechanicznych.

Zarówno materiał z dodatkiem pyłu, jak i próbki wzmacniane wyłącznie cementem wykazują podobne zachowanie. Po dodaniu pyłu średnie wartości wytrzymałości na ściskanie oraz jego odchylenia standardowe istotnie zależą od sposobu kondycjonowania. Dodatek pyłu granodiorytowego zwiększa podatność próbek na oddziaływanie warunków środowiskowych.

4.3.3. Obserwacje intensywności pęknięć powierzchniowych

W niniejszym podrozdziale przedstawiono wyniki obserwacji intensywności pęknięć powierzchniowych próbek gruntu poddanych procesowi wysychania. Na podstawie przeprowadzonych badań i uzyskanych rezultatów sformułowano następujące wnioski.

Intensywność pęknięć zależy od udziału frakcji ilowej (zawartości montmorylonitu). Im większy udział montmorylonitu, tym wyższy potencjał intensywności pęknięć oraz większa pojemność wodna gruntu. Dodatek montmorylonitu wpływa również na geometrię siatki pęknięć. Pył, czyli grunt bez tego minerału, w próbkach o średnicy 15 cm nie wykazywał pęknięć. Natomiast wraz ze wzrostem zawartości montmorylonitu pęknięcia pojawiały się częściej i w mniejszych odstępach.

Dodatek włókien do gruntu wyraźnie redukuje intensywność pęknięć na jego powierzchni. Najskuteczniejsze okazały się włókna polipropylenowe. Największa redukcja *CIF* dla próbki z dodatkiem tych włókien wystąpiła w drugiej serii badań iłu i wyniosła 32,5%. Lepszą redukcję pęknięć przez włókna polipropylenowe można wyjaśnić tym, że przy jednakowym udziale masowym (0,5% suchej mieszanki), ze względu na niższą gęstość polipropylenu w porównaniu z jutą, do gruntu wprowadzono większą liczbę włókien PP. Na podstawie analizy tabeli 3.6 i 3.7, można stwierdzić, że do próbek wprowadzono faktycznie o około 62% więcej włókien polipropylenowych niż jutowych.

Dodatek włókien zmienia charakter siatki pęknięć. W przypadku pyłu, który sam w sobie charakteryzował się niskim potencjałem pęknięcia, włókna sprzyjały powstawaniu drobnych, płytkich rys, które nie propagowały dalej. Obecność włókien tworzy nieciągłości w strukturze gruntu, które mogą inicjować rozwój pęknięć, jednak równocześnie ograniczają ich intensywność i rozprzestrzenianie.

Zastosowanie włókien jako zbrojenia jest skuteczną metodą przeciwdziałania powstawaniu i rozwojowi głębokich pęknięć gruntu. Takie wzmocnienie może ograniczać negatywne skutki pęknięć.

Z punktu widzenia zrównoważonego rozwoju szczególnie obiecujące jest stosowanie włókien naturalnych, takich jak juta. Niezbędne jest jednak określenie optymalnej ilości włókien naturalnych, która pozwoliłaby uzyskać podobny efekt jak w przypadku włókien polipropylenowych lub większy. Ważnym kierunkiem dalszych badań powinna być także analiza trwałości włókien naturalnych w gruncie.

Dodatek cementu do pyłu istotnie zmniejsza intensywność pęknięć. Stabilizacja chemiczna obniżyła wartość wskaźnika *CIF* o 47,4% w porównaniu z próbką bez dodatku cementu. Choć cement skutecznie redukuje rozwój pęknięć, jego zastosowanie wiąże się z zahamowaniem procesów biologicznych w gruncie, co należy uwzględnić przy jego praktycznym wykorzystaniu.

4.3.4. Badanie pęknięć za pomocą tomografu

W celu uzyskania przestrzennego obrazu struktury pęknięć zastosowano nieniszczącą metodę obrazowania tomografii komputerowej (X-ray CT). Na podstawie przeprowadzonych badań tomograficznych oraz analizy morfometrycznej próbek gruntu sformułowano następujące wnioski.

W próbkach bez dodatku włókien zaobserwowano, że niższa wilgotność skutkowałą mniejszym wskaźnikiem pęknięć niż w próbkach o wyższej wilgotności. Wynika to z intensywnego skurczu objętościowego gruntu przy niższej wilgotności, który sprzyja częściowemu zamykaniu się już powstałych pęknięć, ograniczając ich dalszy rozwój.

Próbka z dodatkiem włókien polipropylenowych, mimo najniższej średniej wilgotności, charakteryzowała się najwyższą wartością wskaźnika pęknięć. Włókna pełnią funkcję wtrąceń zaburzających lokalny stan naprężenia i powodują koncentrację naprężeń rozciągających w ich otoczeniu. Naprężenia te mogą przekraczać lokalną wytrzymałość gruntu na rozciąganie, inicjując rozwój pęknięć.

Dodatek włókien polipropylenowych ogranicza możliwość skurczowego odkształcania się gruntu. Potwierdza to utrzymująca się wysoka wartość wskaźnika pęknięć próbki z dodatkiem włókien PP nawet przy niskiej wilgotności. Jest ona wyraźnie wyższa niż w próbkach pozbawionych włókien. Analogiczne obserwacje uzyskano również na podstawie pomiarów wysokości próbek oraz ich objętości końcowej.

Stwierdzono, że włókna polipropylenowe skutecznie redukują średnią szerokość pęknięć. Probka z ich dodatkiem odnotowała najmniejszą średnią szerokość rozwarcia pęknięć. Dodatkowo, w próbce z włóknami PP dominują pęknięcia o niewielkiej szerokości, z udziałem pęknięć węższych niż 1 mm wynoszącym 75,7%, podczas gdy dla próbek bez włókien udziały te były niższe.

Na podstawie danych dotyczących średniej szerokości pęknięć w różnych strefach profilu (wzdłuż wysokości próbki) można stwierdzić, że zastosowanie włókien

polipropylenowych zmniejsza zróżnicowanie szerokości pęknięć. Dla próbki z dodatkiem włókien PP różnica pomiędzy maksymalną i minimalną wartością średniej szerokości pęknięć w różnych strefach profilu wyniosła jedynie 0,165 mm. Jest to wynik wyraźnie mniejszy niż w przypadku próbek 0_1 (0,78 mm) i 0_2 (0,51 mm).

5. Analiza i modelowanie zachowania gruntów nienasyconych

5.1. Prognozowanie intensywności pęknięć i ocena cech gruntu wpływających na pękanie z wykorzystaniem uczenia maszynowego

Pękanie gruntu jest złożonym procesem, którego mechanizm zależy od wielu czynników związanych zarówno z właściwościami fizycznymi i chemicznymi gruntu, jak i z warunkami środowiskowymi. Pomimo licznych badań prowadzonych w tym obszarze, wciąż brak jednoznacznych kryteriów pozwalających na precyzyjne określenie podatności gruntu na pękanie oraz intensywności tego zjawiska. Brakuje także narzędzi umożliwiających prognozowanie intensywności pęknięć. Celem niniejszego badania jest skonstruowanie narzędzia umożliwiającego prognozowanie intensywności pęknięć gruntu oraz identyfikację najistotniejszych czynników wpływających na ich rozwój. W pierwszym etapie opracowano zbiór danych, a następnie dokonano wyboru metody pozwalającej na realizację założonych celów badawczych. Przeanalizowano wyniki otrzymane przy użyciu współczynnika korelacji Pearsona oraz wybranych algorytmów uczenia maszynowego, takich jak drzewo decyzyjne i las losowy. Najbardziej obiecujące wyniki uzyskano przy zastosowaniu lasu losowego, dlatego metoda ta została ostatecznie wykorzystana do budowy modelu predykcyjnego. Proponowane podejście ma charakter interdyscyplinarny i łączy zagadnienia geotechniki z metodami analizy danych, co sprzyja pełniejszemu ujęciu problemu oraz zwiększa precyzję prognoz.

5.1.1. Metodyka badań

Badanie polegało na stworzeniu zbioru danych zawierającego informacje o właściwościach geotechnicznych gruntu, warunkach środowiskowych towarzyszących procesowi jego wysychania oraz parametrze opisującym intensywność pęknięcia gruntu. Na podstawie zgromadzonych danych oraz zastosowania metod uczenia maszynowego zidentyfikowano najważniejsze czynniki wpływające na inicjację i rozwój pęknięć.

Istnieje wiele parametrów służących do opisu pęknięć gruntu, które zostały zestawione w tabeli 2.4. W prezentowanym badaniu jako wskaźnik służący do opisu potencjału pęknięcia wybrano wskaźnik intensywności pęknięć *CIF*, który definiowany jest w następujący sposób:

$$CIF = \frac{A_c}{A_t} \cdot 100\%, \quad (5.1)$$

gdzie A_c oznacza powierzchnię pęknięć; A_t to całkowita powierzchnia próbki gruntu.

Ze względu na to, że wartość *CIF* jest determinowana wyłącznie przez stosunek powierzchni pęknięć do całkowitej powierzchni gruntu, stanowi on prosty i jednoznaczny w interpretacji wskaźnik do oceny podatności gruntu na pękanie.

W ramach badania przeanalizowano łącznie trzy różne spoiste materiały gruntowe, zróżnicowane między innymi pod względem uziarnienia oraz składu mineralogicznego, co bezpośrednio wpływa na ich właściwości fizyczne i mechaniczne. Przedmiotem badań był pył opisany w podrozdziale 3.1.1 oraz jego mieszaniny z montmorylonitem o zawartości 15% i 35% (masowo). Następnie analizowane grunty poddano obróbce w celu uzyskania konsystencji pasty i poddano procesowi kontrolowanego suszenia. W trakcie eksperymentu w określonych odstępach czasu wykonywano zdjęcia powierzchni próbek oraz mierzono ich masę w celu określenia bieżącej wilgotności. Szczegółowy opis procedury przygotowania próbek, a także analizy i obróbki zdjęć, przedstawiono w punktach 3.2.3. oraz 3.3.4.

Na podstawie przedstawionej w wyżej wymienionych sekcjach metodyki opracowano 58 rekordów, które zostały następnie wprowadzone do zbioru danych. W celu zwiększenia różnorodności źródeł danych i tym samym uzyskania szerszej perspektywy w analizie identyfikacji czynników wpływających na pękanie gruntu, katalog danych został uzupełniony o dane literaturowe [2,26,132,133,137,157,344,345]. Wykorzystano starannie opisane badania, które charakteryzowały się możliwie najpełniejszym zestawem danych eksperymentalnych. Podstawowe parametry gruntów zaczerpnięte z literatury zestawiono w tabeli 5.1. Parametry zostały wyznaczone zgodnie z różnymi normami badawczymi, przyjętymi w cytowanych

publikacjach. Wymienione źródła literaturowe stanowią najistotniejsze dostępne opracowania dokumentujące zależność między wilgotnością gruntu a intensywnością pęknięć powierzchniowych, wyrażoną za pomocą wskaźnika *CIF*. Tak przygotowany zbiór danych składa się łącznie z 261 różnych szczegółowo opisanych przypadków. Wszystkie zebrane przypadki zawierają informacje dotyczące cech gruntu, rozmiarów próbek oraz warunków suszenia. Informacje ujęte w zbiorze danych:

- gęstość właściwa $\rho_s \left[\frac{g}{cm^3} \right]$,
- udział frakcji piaszczystej f_p [%],
- udział frakcji pyłowej f_π [%],
- udział frakcji iłowej f_i [%],
- granica płynności w_l [%],
- granica plastyczności w_p [%],
- granica skurczalności w_s [%],
- indeks plastyczności I_p [%],
- klasyfikacja USCS [-],
- udział montmorylonitu w części iłowej [%],
- wysokość formy h [cm],
- kształt formy,
- pole powierzchni próbki A [cm²],
- temperatura suszenia T [°C],
- względna wilgotność powietrza RH [%],
- wilgotność próbki w [%],
- wskaźnik intensywności pęknięć *CIF* [%].

Opracowany zbiór danych zdeponowano w repozytorium Zenodo i udostępniono pod adresem: doi.org/10.5281/zenodo.18762490.

Tabela 5.1. Wybrane parametry materiałów gruntowych zaczerpniętych z literatury.

Źródło	Gęstość właściwa $\rho_s \left[\frac{g}{cm^3} \right]$	Frakcja piaszkowa [%]	Frakcja pyłowa [%]	Frakcja ilowa [%]	Granica plastyczności w_p [%]	Granica płynności w_L [%]	Klasyfikacja USCS
[345]	2,67	-	-	84	40	75	CH
	2,73	2	76	22	18,9	36,7	CL
[133]	2,7	4	67	29	22,7	34,5	CL
	2,61	2	48	50	32,9	52,6	CL
[344]	-	24	34	34	24,8	40,4	-
[2]	2,73	2	76	22	20	37	CL
[157]	2,71	-	-	-	29,1	76,2	CH
[137]	2,79	2	19	79	40	77	CH
[132]	2,74	3	55	42	-	57	CH
[26]	-	-	-	-	-	48	-
[346] ^{5.1}	-	3,36	29,2	67,44	-	-	-
[347] ^{5.1}	2,75	6	63	31	26,1	52,6	CH

^{5.1} dane służyły do testowania algorytmu

5.1.2. Korelacje cech gruntu z intensywnością pęknięć

W celu sprawdzenia jak wymienione wyżej cechy wpływają na intensywność pęknięć wykonano macierz korelacji. Do utworzenia macierzy korelacji posłużono się współczynnikiem korelacji Pearsona, nazywanym również współczynnikiem korelacji liniowej. Parametr ten określa stopień proporcjonalnych powiązań wartości dwóch zmiennych. Jego wartość nie jest zależna od jednostek miary, w jakich wyrażone są analizowane zmienne. Wartość współczynnika korelacji mieści się w przedziale $[-1, 1]$ [348]. Im większa jest jego wartość bezwzględna, tym silniejsza jest zależność liniowa między zmiennymi. Wartości równa zero oznacza brak liniowej zależności, wartości 1 oznacza zależność dodatnią, a -1 oznacza zależność ujemną między cechami. Współczynnik korelacji jest definiowany w następujący sposób:

$$r_{ij} = \frac{\text{cov}(X_i, X_j)}{\sigma_{X_i} \cdot \sigma_{X_j}}, \quad (5.2)$$

gdzie $\text{cov}(X_i, X_j)$ to kowariancja między zmiennymi X_i a X_j :

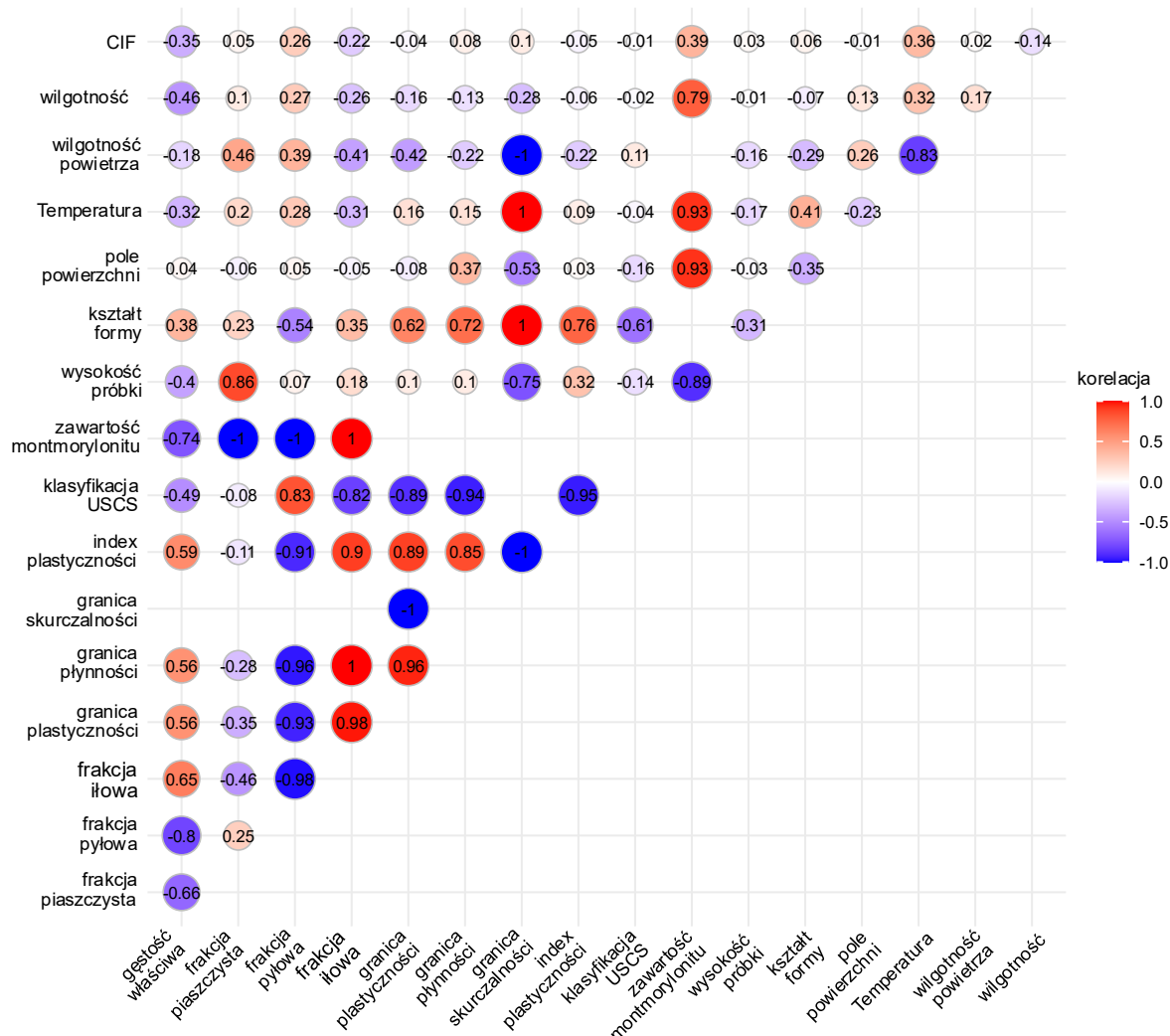
$$\text{cov}(X_i, X_j) = \frac{1}{n-1} \sum_{k=1}^n (X_{i,k} - \bar{X}_i) (X_{j,k} - \bar{X}_j),$$

gdzie: n to liczba obserwacji, $\bar{X}_i$ i $\bar{X}_j$ to średnie wartości zmiennych X_i i X_j ;

$\sigma_{X_i}, \sigma_{X_j}$ to odchylenie standardowe zmiennych X_i a X_j :

$$\Sigma_{X_i} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{k=1}^n (X_{i,k} - \bar{X}_i)^2}.$$

Rysunek 5.1 przedstawia macierz korelacji cech gruntu, warunków wysuszania oraz współczynnika intensywności pęknięć.



Rysunek 5.1 Macierz korelacji cech gruntu, warunków wysuszania oraz wskaźnika intensywności pęknięć.

W niniejszym zadaniu szczególną uwagę poświęcono ocenie zależności pomiędzy zmienną *CIF* a pozostałymi cechami. Wyniki analizy macierzy korelacji wskazują, że zmienna ta nie pozostaje w silnej korelacji z innymi zmiennymi wejściowymi. W dalszej analizie uwzględniono zależności o mniejszej intensywności. Do oceny przyjęto korelację $\geq \pm 0,1$. Na podstawie rysunku 5.1 można zauważyć dodatnią korelację między *CIF* a udziałem montmorylonitu we frakcji ilowej, temperaturą wysuszania gruntu oraz udziałem frakcji pylastej. Ujemna korelacja jest widoczna między *CIF* a gęstością właściwą, udziałem frakcji

pylastej oraz wilgotnością gruntu. W tabeli 5.2, na podstawie analizy macierzy korelacji, przedstawiono zależności opisujące wpływ wybranych cech gruntu na intensywność pęknięć.

Tabela 5.2. Wpływ wybranych cech gruntu na intensywność pęknięć na podstawie macierzy korelacji.

Cecha	Wpływ na pęknięcia gruntu
Wzrost gęstości właściwej	Zmniejszenie intensywności pęknięć
Wzrost udziału frakcji iłowej w gruncie	
Wzrost wilgotności gruntu	
Wzrost udziału frakcji pyłowej w gruncie	Zwiększenie intensywności pęknięć
Wzrost udziału montmorylonitu w części iłowej gruntu.	
Wzrost temperatury przy jakiej wysuszany jest grunt	

Najwyższe wartości gęstości właściwej występują w gruntach o dominującej frakcji iłowej, takie grunty wykazują się mniejszym potencjałem pęknięć. Zostało to również wykazane ujemną wskaźnikiem korelacji między *CIF* a udziałem frakcji iłowej oraz wysoką wartością dodatniej korelacji między gęstością właściwą gruntu a udziałem frakcji iłowej. Duży udział cząstek iłu w składzie granulometrycznym gruntu prowadzi do zmniejszenia porów, a tym samym do obniżenia naprężeń rozciągających przy tej samej wartości siły rozciągającej. Z powyższej analizy wynika, że to nie wysoki udział frakcji iłowej sprzyja powstawaniu pęknięć, lecz skład mineralogiczny tej frakcji. Wykazano pozytywną korelację między *CIF* a udziałem montmorylonitu w frakcji iłowej. Montmorylonit jest minerałem wysoce pęczniejącym [349]. W związku z tym można uznać, że udział minerałów pęczniejących ma zauważalny wpływ na skłonność gruntu do pęknięcia. Informacje zestawione w tabeli 5.2 wskazują, że to udział minerałów pęczniejących (montmorylonitu), a nie całkowita zawartość frakcji iłowej, decyduje o wzroście intensywności pęknięć.

Na podstawie macierzy korelacji można stwierdzić, że duży udział frakcji pyłowej w składzie granulometrycznym gruntu wiąże się z dużym potencjałem pęknięcia. Prawdopodobnie wynika to z rozmiaru porów w takim rodzaju gruntu. Są na tyle małe, że generują duże siły kapilarne oraz na tyle duże, że generują relatywnie duże naprężenia rozciągające.

Dodatkowo zauważono pozytywną zależność między temperaturą suszenia a intensywnością pęknięć. Wynika to z tego, że przy wysokiej temperaturze gruntu intensywnie wysycha w górnej warstwie gruntu. Tempo przyrostu pęknięć jest wyższe niż możliwość transportu kapilarnego wody porowej z partii gruntu położonych głębiej.

Oprócz tego widoczna jest ujemna korelacja między *CIF* a wilgotnością gruntu. Utrata wilgotności gruntu poprzez parowanie powoduje powstanie menisku wklęsłego w porach gruntu, to zaś prowadzi do przyrostu sił rozciągających w gruncie. Przy przekroczeniu wytrzymałości na rozciąganie dochodzi do powstania pęknięcia, co zostało zobrazowane na rysunku 2.8.

Ze względu na niskie wartości współczynnika korelacji, brak odnotowania silnej korelacji zdecydowano się na dalsze poszukiwania odpowiedniej metody oceny cech gruntu wpływających na intensywność pęknięć.

5.1.3. Modele drzewa regresyjnego

Techniki regresji są wykorzystywane do szacowania lub prognozowania wartości nieznanych danych na podstawie informacji zawartych w istniejących zbiorach danych [350], [351]. Algorytmy regresji dokonują ciągłego przewidywania wartości, opierając się na analizie danych w zbiorze uczącym [352]. Dzięki temu mogą prognozować wyniki dla nowych danych [353] co czyni je użytecznym narzędziem w analizie statystycznej.

Pierwszym etapem przeprowadzonych badań było wytrenowanie modelu drzewa regresyjnego przewidującego wartość wskaźnika *CIF* na podstawie wybranej zmiennej. Jako zmienną zależną (wartość prognozowaną) przyjęto *CIF*, natomiast jako zmienną niezależną (predyktor) wybrano udział frakcji pyłowej (*Pył*). Udział frakcji pyłowej wpływa na wiele właściwości gruntu oraz wykazał pozytywną korelację z wartością *CIF*. Model drzewa regresyjnego rekurencyjnie dzieli zmienną predykcyjną *Pył* na przedziały, wybierając optymalne punkty podziału w taki sposób, aby zminimalizować wewnętrzną wariancję zmiennej *CIF*. Dla danego węzła *t*, wariancja zmiennej *CIF* jest obliczana jako:

$$\text{Var}(t) = \frac{1}{N_t} \sum_{i \in t} (CIF_i - \overline{CIF}_t)^2, \quad (5.3)$$

gdzie N_t oznacza liczbę obserwacji w węźle *t*; CIF_i oznacza wartość zmiennej *CIF* dla *i*-tej obserwacji; $\overline{CIF}_t$ jest średnią wartością *CIF* w węźle *t*.

Drzewo decyzyjne zostało utworzone poprzez rekurencyjne podziały zbioru danych w taki sposób, aby minimalizować wariancję wartości *CIF* w obrębie uzyskanych podzbiorów (węzłów). Redukcja wariancji oblicza się według zależności:

$$\Delta\text{Var}(s, t) = \text{Var}(t) - \left(\frac{N_{t_L}}{N_t} \cdot \text{Var}(t_L) + \frac{N_{t_R}}{N_t} \cdot \text{Var}(t_R) \right), \quad (5.4)$$

gdzie s oznacza potencjalny punkt podziału; t_L i t_R to lewy i prawy węzeł podrzędny; N_{t_L} i N_{t_R} to liczba obserwacji w lewym i prawym węźle.

Algorytm wybiera punkt podziału s , który maksymalizuje redukcję $\Delta\text{Var}(s, t)$, a tym samym prowadzi do największej redukcji wariancji.

Następnie każdy kolejny podział wykonywano w optymalnym punkcie predyktora, co prowadziło do uzyskania zbiorów bardziej jednorodnych pod względem wartości *CIF*. Algorytm kontynuował podziały aż do spełnienia kryteriów zatrzymania, które zdefiniowano następująco:

- węzeł zawiera mniej niż 20 obserwacji,
- węzeł końcowy ma mniej niż 7 obserwacji,
- nowy podział nie poprawia dopasowania modelu o mniej niż 1%.

W końcowych węzłach średnia wartość *CIF* dla danej grupy jest traktowana jako prognozowana wartość.

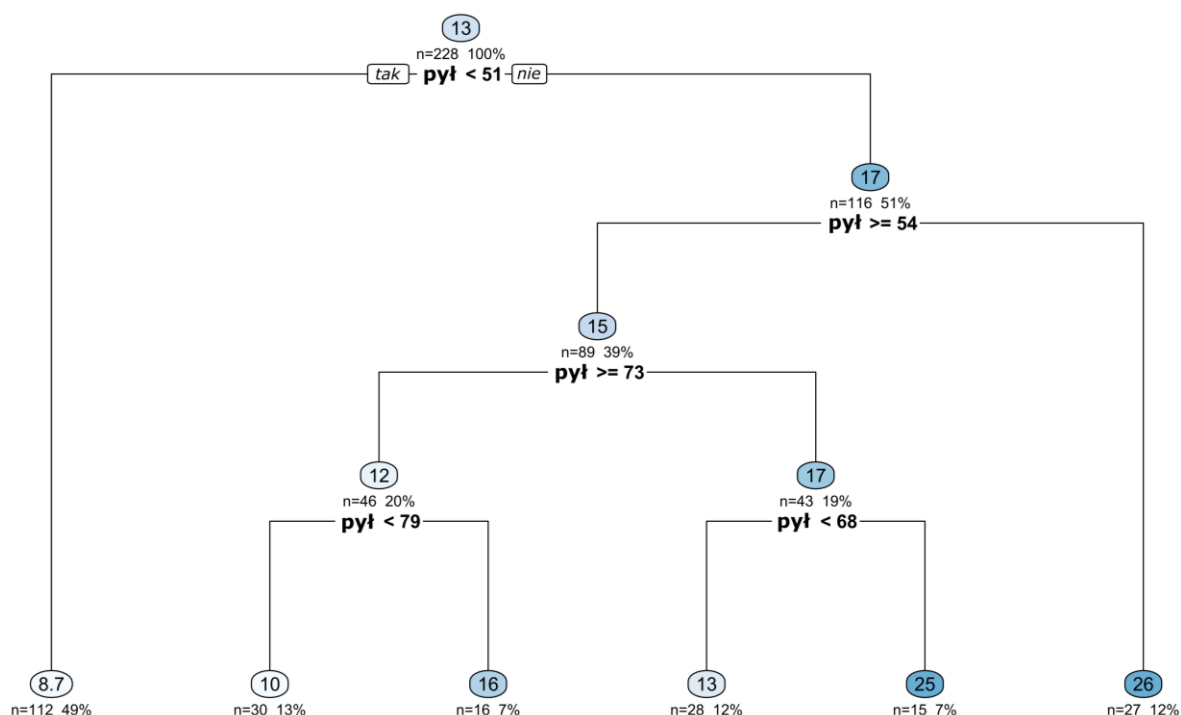
Kolejnym krokiem było wykonanie predykcji wartości *CIF* na podstawie predyktora. Wartość predykcji definiowano jako średnią wartość zmiennej odpowiedzi (*CIF*) w końcowym węźle, co można przedstawić następującym wzorem:

$$\hat{y}_i = \frac{1}{n_j} \sum_{k=1}^{n_j} y_k, \quad (5.5)$$

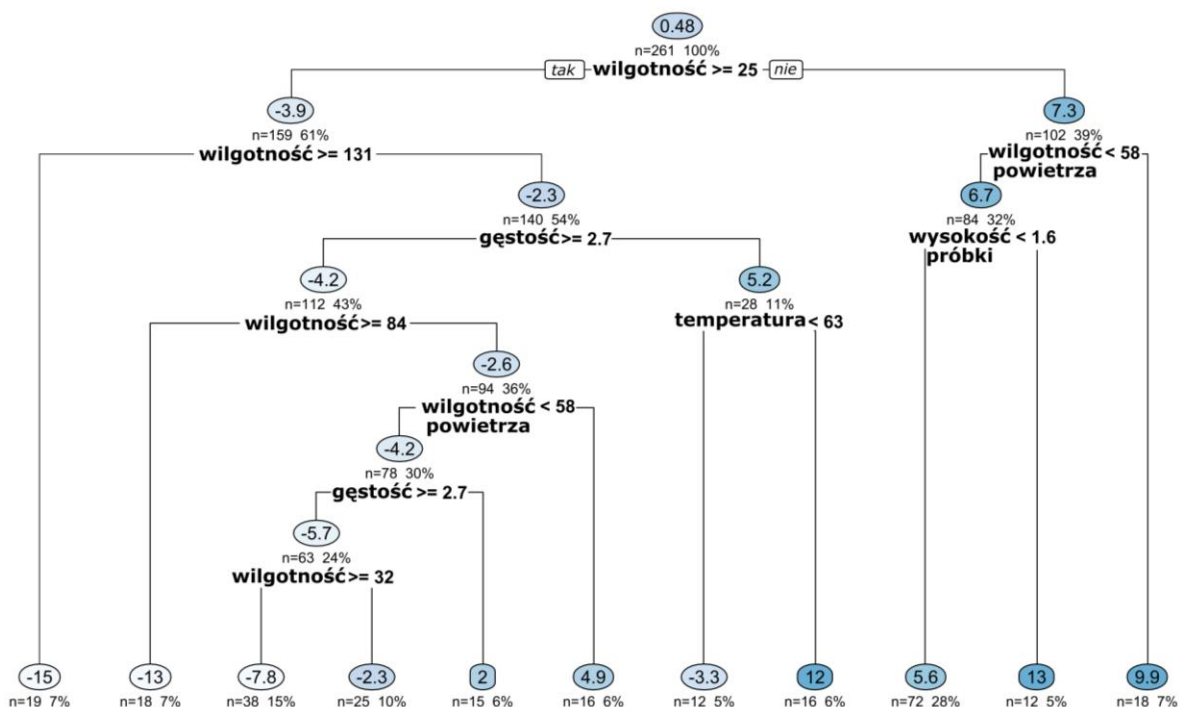
gdzie $\hat{y}_i$ oznacza przewidywaną wartość zmiennej odpowiedzi dla obserwacji i ; n_j to liczba obserwacji w końcowym węźle j ; y_k to rzeczywista wartość zmiennej odpowiedzi dla obserwacji znajdujących się w węźle końcowym j .

Następnie obliczono składniki resztowe modelu regresyjnego dla każdej obserwacji. Reszty zdefiniowano jako różnicę pomiędzy wartością rzeczywistą a wartością przewidywaną wskaźnika *CIF*.

W celu poprawy jakości predykcji utworzono drzewo regresyjnie przewidujące reszty na podstawie pozostałych zmiennych ujętych w zbiorze danych. Podejście dwuetapowe pozwoliło zredukować błędy pierwszego modelu oraz ujawnić dodatkowe zależności, które mogły pozostać niewykryte w modelu jednoetapowym. Wizualizacje drzewa decyzyjnego przewidującego *CIF* na podstawie udziału frakcji pyłowej oraz drzewa przewidującego reszty w oparciu o pozostałe zmienne zostały pokazane odpowiednio na rysunku 5.2 i 5.3.

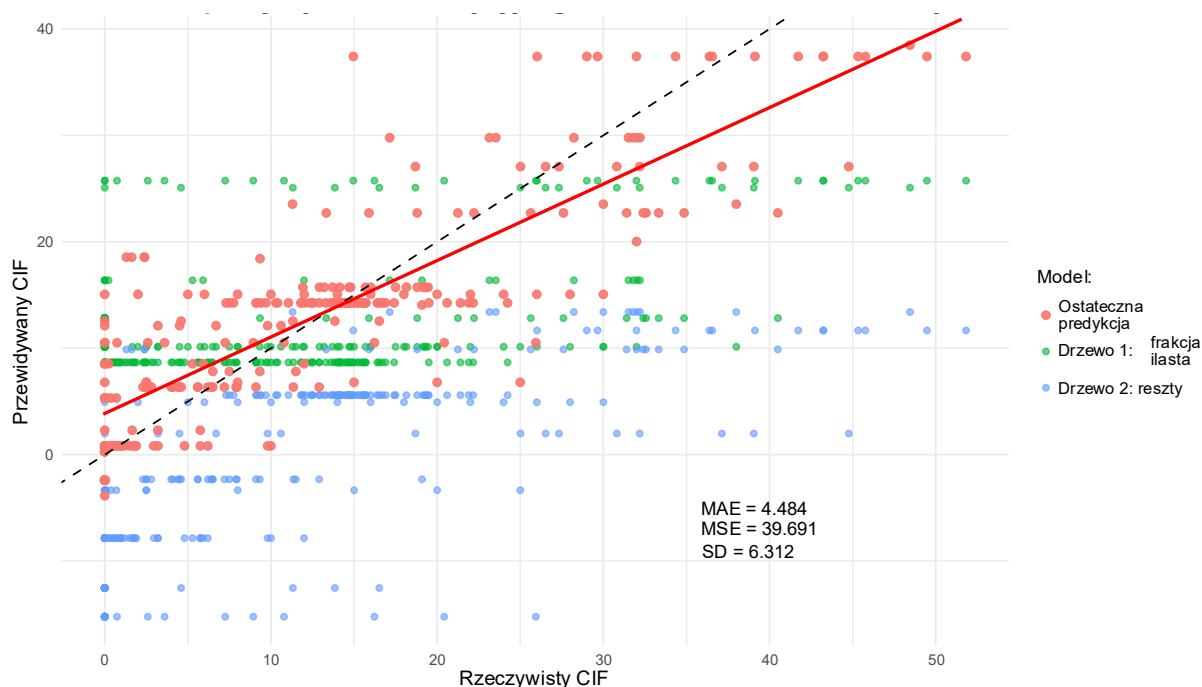


Rysunek 5.2. Drzewo regresyjne prognozujące średnią wartość CIP w poszczególnych węzłach na podstawie zmiennej opisującej zawartości frakcji pyłowej.



Rysunek 5.3. Drzewo regresyjne prognozujące średnią wartość reszt w poszczególnych węzłach na podstawie pozostałych zmiennych modelu.

Następnie wykonano predykcję wartości CIP na podstawie zmiennych modelu, wykorzystując wcześniej wytrenowane dwuetapowe drzewo decyzyjne, przewidyującego wartość CIP jak i wartości reszt.



Rysunek 5.4. Porównanie rzeczywistych wartości *CIF* z predykcjami dwuetapowego drzewa decyzyjnego.

Otrzymane wyniki predykcji wartości *CIF* obarczone są znacznym błędem. Średni błąd bezwzględny wynosi (MAE) wynosi 4,484; błąd średniokwadratowy (MSE) 39,691, a odchylenie standardowe 6,312. Najwyższą dokładność model zachowuje w przedziale *CIF* między wartościami wynoszącymi 10% a 20%. Jednak nawet i w tym zakresie dokładność nie jest wystarczająco wysoka aby przyjąć ten model do skutecznego prognozowania intensywności pęknięć na podstawie cech gruntu oraz warunków wysuszenia. W związku z tym kontynuowano poszukiwania metody, która w bardziej precyzyjny sposób pozwoliłaby przewidywać intensywność pęknięć.

5.1.4. Szacowanie intensywności pęknięć z wykorzystaniem modelu lasu losowego

Do oceny wpływu cech gruntu na powstawanie pęknięć zastosowano las losowy czyli metodę uczenia maszynowego opartą na strukturze drzew decyzyjnych. Drzewo decyzyjne to model predykcyjny oparty na ciągu warunków logicznych typu „jeżeli <<warunek==prawda>> wtedy <<czynność>>” [354], który prowadzi do końcowej decyzji lub prognozy. Każdy taki model dzieli dane na mniejsze grupy (partycje) w oparciu o wartości zmiennych wejściowych, zwanych zmiennymi predykcyjnymi, w tym wypadku cechy gruntu i warunki suszenia.

Metoda buduje wiele takich drzew (las), a następnie łączy ich wyniki w jeden zbiorczy model w celu zwiększenia dokładności oraz stabilności prognozy (las losowy). Technika ta znajduje zastosowanie w problemach klasyfikacyjnych (przypisywanie kategorii) oraz regresyjnych (przewidywanie wartości liczbowych). Celem jej działania jest stworzenie modelu predykcyjnego, który na podstawie wartości cech wejściowych (predyktorów) przewiduje wartość zmiennej odpowiedzi, w tym przypadku wskaźnika *CIF*.

Model lasu losowego opiera się na rekurencyjnym podziale przestrzeni zmiennych predykcyjnych, który przypomina proces rozgałęziania drzew. W ramach tego procesu dane wejściowe są wielokrotnie dzielone na mniejsze podzbiory zgodnie z określonymi warunkami logicznymi. W rezultacie powstają kolejne gałęzie drzewa, które różnią się między sobą strukturą podziałów. Każdemu z tych drzew przypisywane są przewidywane wartości zmiennej odpowiedzi, a ostateczna prognoza opiera się na połączeniu wyników wszystkich drzew w lesie.

Pierwszy model losowych lasów decyzyjnych został opracowany przez Ho [355], który wykorzystał losową podprzestrzeń cech podczas budowy drzew. Kolejne ulepszenia zaproponował Breimana [356], wprowadzając dodatkowe losowe elementy oraz wykorzystując mechanizm bootstrapowania, czyli losowania ze zwracaniem w celu stworzenia wielu różnych zbiorów treningowych. Każde drzewo jest uczone na innej próbce danych, a przy każdym podziale węzła losowo wybierany jest ograniczony zestaw zmiennych predykcyjnych. Powoduje to znaczące obniżenie korelacji pomiędzy drzewami. To z kolei redukuje wariancję całego modelu i przeciwdziała występowaniu zjawiska przeuczenia.

W niniejszym zadaniu zestaw predyktorów obejmował cechy gruntu i warunki suszenia zawarte w zbiorze danych. Zmienną prognozowaną był wskaźnik *CIF*, opisujący podatność gruntu na powstawanie pęknięć. Liczbę drzew decyzyjnych wchodzących w skład lasu losowego określono jako 100, jest to wartość stosowaną w literaturze [356]. Algorytm lasu losowego wykorzystany w niniejszym opracowaniu został przygotowany w środowisku *R* z zastosowaniem pakietu *randomForest*, służącego do budowy modelu lasu losowego.

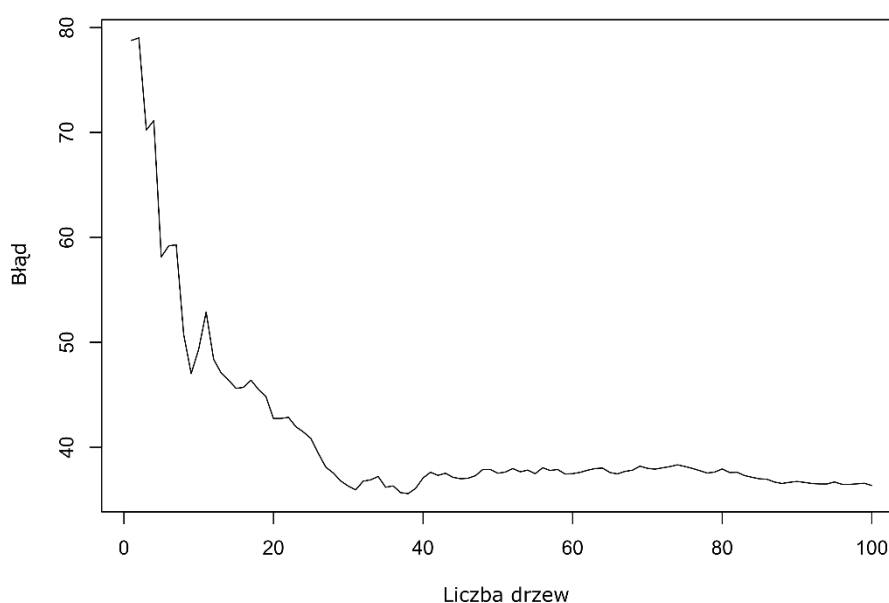
5.1.4.1. Ocena jakości modelu

Proces oceny jakości modelu oparto przede wszystkim na błędzie out-of-bag (OOB), który jest metodą walidacji stosowaną w algorytmach lasu losowego. Dodatkowo

przeprowadzono strojenie hiperparametrów modelu w celu maksymalizacji jego skuteczności predykcyjnej.

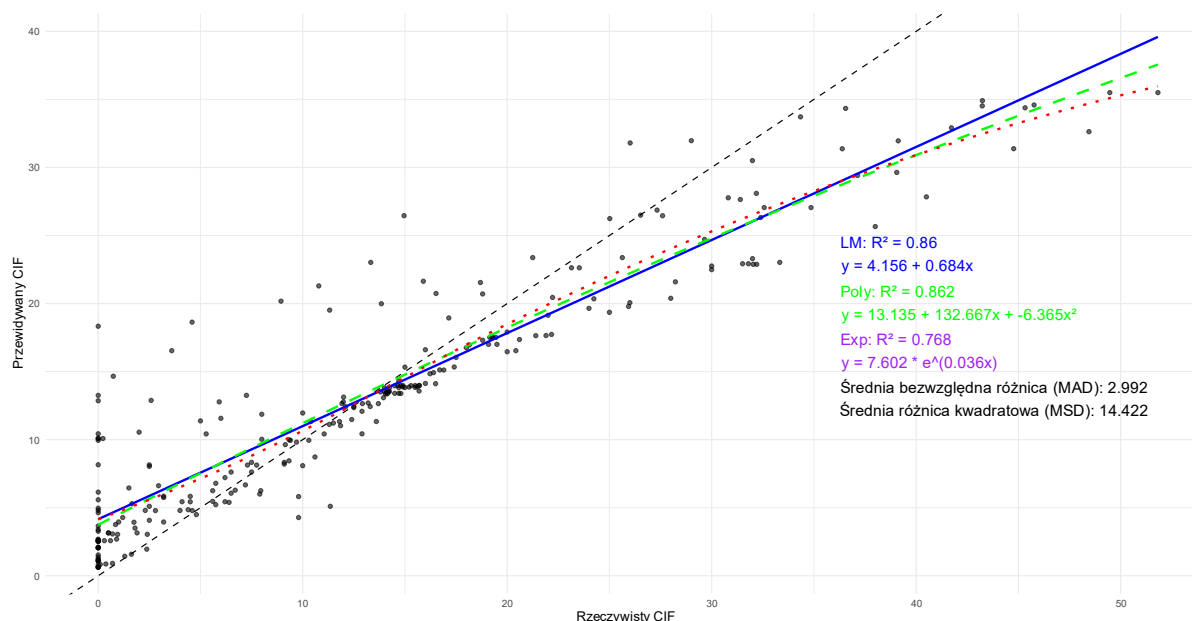
Błąd OOB stanowi miarę jakości modelu, obliczaną na podstawie obserwacji, które nie zostały uwzględnione przy budowie poszczególnych drzew decyzyjnych [357]. Wynika to z zastosowania metody bootstrapowania, o której wspomniano wcześniej: dla każdego drzewa losowana jest z powtórzeniami próbka treningowa, do której średnio trafia około 62,92% obserwacji. Pozostałe 37,08% stanowią próbki OOB, które nie są wykorzystywane podczas trenowania konkretnego drzewa. Dla każdej obserwacji pominiętej w danym drzewie przeprowadza się predykcję przy użyciu jedynie tych drzew, które tej obserwacji nie wykorzystwały do uczenia. Jeśli wynik predykcji nie zgadza się z rzeczywistą wartością, jest klasyfikowany jako błąd. Zatem błąd OOB określa odsetek błędnych predykcji w odniesieniu do wszystkich obserwacji w zbiorze treningowym.

W kontekście analizowanego zadania, błąd OOB posłużył do oceny czy liczba drzew zastosowanych w modelu została dobrana właściwie, a także do zobrazowania wpływu tego parametru na stabilność i jakość prognozowania. Rysunek 5.5 przedstawia wartość błędu OOB w funkcji liczby drzew decyzyjnych. Analiza wykresu pozwala stwierdzić, że już przy liczbie około 30 drzew wartość błędu stabilizuje się, oscylując wokół poziomu względnie stałego. Oznacza to, że dalsze zwiększanie liczby drzew nie prowadzi do zauważalnej poprawy dokładności modelu. Jednocześnie, większa liczba drzew nie miała istotnego wpływu na czas obliczeń, co pozwalało na swobodne utrzymanie pierwotnej konfiguracji bez ryzyka pogorszenia wydajności.



Rysunek 5.5. Błąd lasu losowego w zależności od liczby drzew.

Rysunek 5.6 przedstawia porównanie wartości *CIF* prognozowanych przez model lasu losowego do zaobserwowanych, rzeczywistych wartości wskaźnika intensywności pęknięć. Najlepsze dopasowanie otrzymano za pomocą regresji wielomianowej (współczynnik determinacji $R^2 = 0,862$) oraz regresji liniowej ($R^2 = 0,860$). Wartości rozproszenia i zmienności modelu są zdecydowanie lepsze niż w przypadku drzew regresyjnych, jednak w dalszym ciągu są relatywnie wysokie. Średnia bezwzględna różnica (MAD) wynosi 2,967, a średnia różnica kwadratowa (MSD) 14,118.



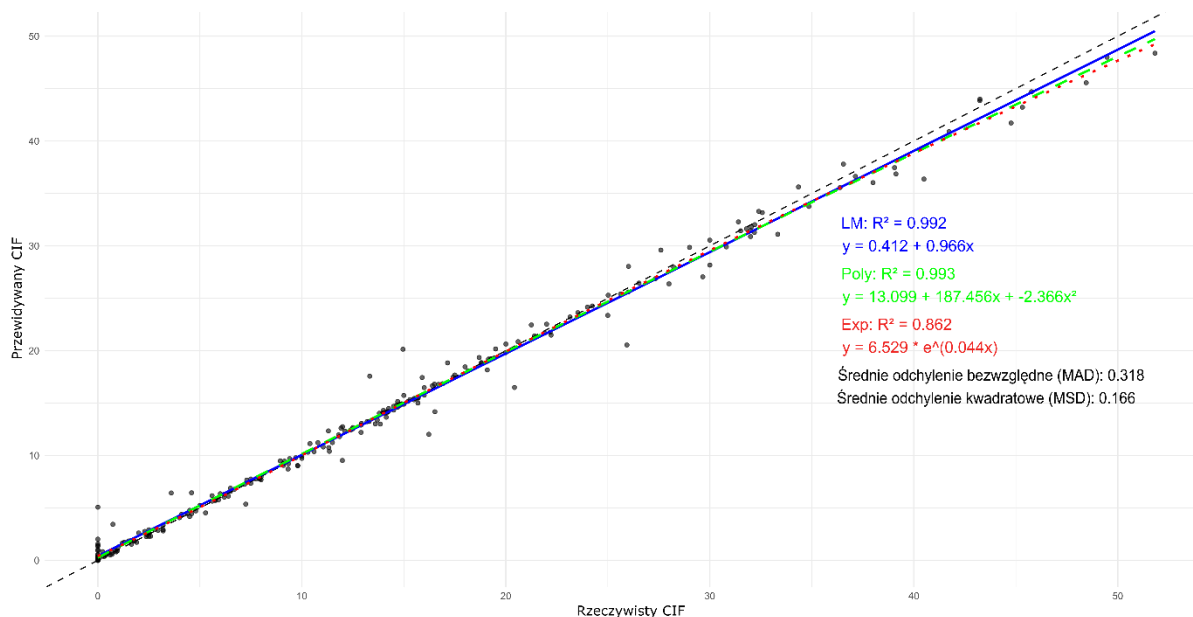
Rysunek 5.6. Porównanie rzeczywistych wartości *CIF* z predykcjami lasu losowego.

W związku z tym, w celu dalszej poprawy jakości predykcji dostosowano model lasu losowego. Dostrajanie polegało na utworzeniu siatki parametrów zawierającej różne wartości hiperparametru określającego liczbę losowo wybieranych predyktorów przy każdym podziale drzewa decyzyjnego w lesie losowym. Następnie przy trenowaniu lasu losowego każda wartość hiperparametru podlegała ocenie jakości za pomocą dziesięciokrotnej walidacji krzyżowej (kroswalidacji) czyli podziale zestawu danych na podzbiór uczący służący do budowania modelu i podzbioru testowego, na którym dokonano oceny modelu [358]. Na podstawie wyników kroswalidacji wybrano optymalną wartość hiperparametru, zapewniającą najwyższą skuteczność predykcji. Dostrajanie zostało wykonane w oparciu o pakiet *caret*, przeznaczony do strojenia hiperparametrów i przeprowadzania kroswalidacji. Za pomocą tego pakietu zbudowano i porównano cztery modele lasu losowego, różniące się liczbą zmiennych losowo wybieranych przy podziale węzła decyzyjnego (2, 4, 6 lub 8 zmiennych). Oceny jakości dokonano przy użyciu dziesięciokrotnej walidacji krzyżowej, a jako kryterium wyboru

zastosowano minimalną wartość błędu RMS. Na podstawie uzyskanych wyników wybrano konfigurację modelu o najmniejszym błędzie RMS, a następnie wytrenowano model końcowy z wykorzystaniem pełnego zestawu danych.

5.1.4.2. Rezultaty

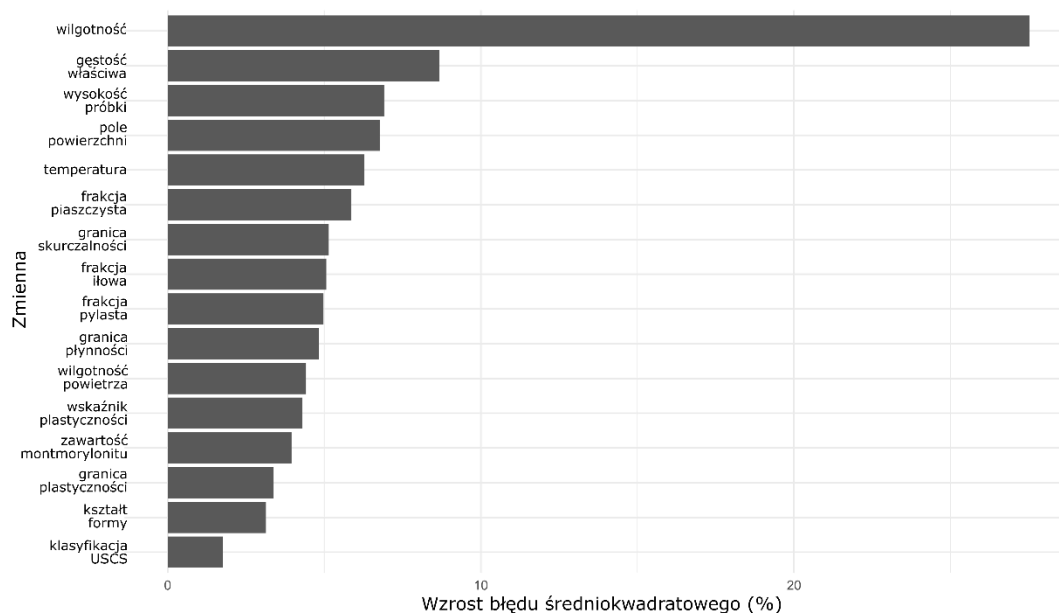
Rysunek 5.7 przedstawia porównanie wartości *CIF* prognozowanych przez model lasu losowego do zaobserwowanych wartości wskaźnika intensywności pęknięć po dostrojeniu drzew losowych. Model po dostrojeniu charakteryzuje się dobrym dopasowaniem. Średnie odchylenie bezwzględne (MAD) wynosi 0,318, a średnie odchylenie kwadratowe (MSD) 0,166. Najlepsze dopasowanie otrzymano za pomocą regresji wielomianowej ($R^2=0,993$) oraz regresji liniowej ($R^2=0,992$). Niskie wartości rozproszenia i zmienności świadczą o wysokiej jakości modelu.



Rysunek 5.7. Porównanie rzeczywistych wartości *CIF* z predykcjami dostrojonego lasu losowego.

Rysunek 5.8 przedstawia wykres istotności zmiennych na podstawie wytrenowanego modelu lasu losowego. Na jego podstawie można zauważyć, że zdecydowanie największy wpływ na intensywność pęknięć ma wilgotność gruntu. Do pozostałych parametrów istotnie wpływających na rozwój pęknięć gruntu należą: gęstość właściwa gruntu, wysokość oraz pole powierzchni badanej próbki, temperatura suszenia i zawartość frakcji piaszczystej. Wśród mało istotnych zmiennych można wyróżnić: klasyfikację USCS, kształt formy, w której suszone były próbki gruntu oraz granicę plastyczności.

Miarą istotności zmiennych jest procentowy wzrost średniego błędu kwadratowego $\%IncMSE$, która określa o ile procent wzrasta średni błąd kwadratowy modelu jeśli wartości danej zmiennej są losowo permutowane, a pozostałe zmienne pozostają bez zmian. Wysoka wartość tego wskaźnika dla danej zmiennej oznacza, że losowe permutacje tej zmiennej prowadzą do istotnego pogorszenia jakości predykcji. Z tego względu wskaźnik ten jest wykorzystywany do oceny istotności zmiennych w modelu lasów losowych [359].



Rysunek 5.8. Wpływ zmiennych na predykcję w modelu lasu losowego: istotność zmiennych.

Następnie przystąpiono do przewidywania wartości wskaźnika intensywności pęknięć z zastosowaniem wytrenowanego lasu losowego. Algorytm umożliwia uzupełnienie jedynie wybranych zmiennych, dopuszczając pozostawienie pozostałych bez przypisanych wartości. W celu określenia jakości predykcji algorytmu porównano otrzymane wyniki z rzeczywistymi wartościami *CIF*. Do sprawdzenia wybrano 35 przypadków ze zbioru danych, na których trenowano las losowy (liczby porządkowe z zakresu 1- 261) oraz osiem przypadków spoza zbioru danych (300-307). Przykładowe wyniki analizy jakości algorytmu przedstawiono w tabeli 5.3, w której zestawiono wartości wskaźnika *CIF* uzyskane eksperymentalnie z wartościami przewidywanymi przez algorytm, wraz z obliczonym błędem względnym.

Tabela 5.3. Wyniki analizy jakości algorytmu służącego do predykcji wskaźnika intensywności pęknięć (*CIF*).

Lp.	Źródło danych	Wilgotność [%]	<i>CIF</i> [%]	Predykcja <i>CIF</i> [%]	Różnica	Błąd [%]
5	[345]	35	15	15,5	0,46	3,03
11	[133]	1,5	14,1	13,3	0,86	6,07
33	[344]	18,9	2,4	3	0,65	27,28
47	[2]	12	18,8	18,3	0,48	2,56
55	[157]	34,1	6,7	6,8	0,06	0,84
70	[137]	8,5	14,1	14	0,05	0,39
126	[137]	14,5	13,8	14,2	0,42	3,04
142	[137]	14,3	14	14,3	0,28	1,99
162	[132]	6	22,2	20,9	1,28	5,77
195	[26]	43,5	16,0	16,6	0,6	3,76
208		27	19,1	18	1,09	5,73
222	Badania własne	122,9	36,4	32,1	4,33	11,9
236		75,8	26,5	26,5	0,07	0,28
248		0,1	23,5	24,4	0,86	3,66
259		104	36,6	36,7	0,15	0,4
303 ^{5.2}	[346]	35	6	5,6	0,35	5,88
306 ^{5.2}	[347]	10	24	18,1	5,89	24,55
307 ^{5.2}	[347]	10	25	20,1	4,89	19,57

^{5.2} rekordy pochodzące ze zbioru testowego

Jako dobrą jakość predykcji uznano wyniki, których błąd względny wyniósł mniej niż 10%, jako dopuszczalne dopasowanie uznano predykcje, których błędy mieściły się w zakresie 10-20%. Powyżej tego zakresu prognozę wartości *CIF* określono jako niezadowalającą. Procentowy rozkład wyników zaklasyfikowanych jako poprawne, mieszczące się w granicach dopuszczalnego błędu oraz niezadowalające dla wszystkich danych wykorzystanych do predykcji *CIF* za pomocą algorytmu przedstawiono w tabeli 5.4. Predykcje *CIF* na podstawie danych objętych trenowaniem lasu losowego charakteryzują się bardzo dobrą jakością. Ponad 74% predykcji spośród 35 można uznać za dobre. Za predykcje dopuszczalne oraz niezadowalające można zaklasyfikować odpowiednio 14,3% i 11,3% wszystkich wyników przewidywanych przez algorytm. W przypadku danych nieobjętych trenowaniem lasu losowego (zbioru testowego), jakość predykcji była niższa, 25% wyników zaklasyfikowano jako dobre, 50% jako dopuszczalne, a 25% jako niezadowalające.

Tabela 5.4. Procentowy rozkład wyników uznanych za poprawne, dopuszczalne i niezadowalające dla wszystkich danych użytych do predykcji *CIF*.

Źródło	Liczba predykcji	Predykcje <i>CIF</i> [%]		
		dobrze	dopuszczalne	niezadowalające
Zbiór treningowy	35	74.3	14.3	11.3
Zbiór testowy	8	25	50	25

5.2. Nośność graniczna i analiza niezawodności posadowienia stopy fundamentowej na wzmocnionym podłożu nienasyconym

W niniejszym podrozdziale przedstawiono probabilistyczne podejście do oceny nośności podłoża pod fundamentem obciążonym siłą pionową, przyłożoną centralnie. W przeprowadzonej analizie wykorzystano metodę zbiorów losowych, która pozwala uwzględnić zmienność parametrów poprzez przedstawienie zakresów ich wartości w postaci dyskretnych rozkładów prawdopodobieństwa. Zbiory losowe zostały wykorzystane do opisu zmienności parametrów podłoża.

5.2.1. Metoda zbiorów losowych

Probabilistyczne podstawy do teorii zbiorów losowych zostały po raz pierwszy przedstawione w [360]. Kolejnym krokiem, który przyczynił się do rozwoju metody zbiorów losowych była praca [361], w której wprowadzono pojęcia dolnego i górnego prawdopodobieństwa. Rozwinięciem tej pracy była publikacja [362]. Wprowadzono w niej pojęcia funkcji przekonania (*belief function*) i funkcji wiarygodności (*plausibility function*). Teorie przedstawione w tych pracach znane są dziś jako teoria Dempstera-Shafera. Teoria ta umożliwia modelowanie niepewności poprzez przypisywanie miar wiarygodności zbiorom hipotez zamiast pojedynczym zdarzeniom. Do kolejnych istotnych prac w rozwoju teorii zbiorów losowych stanowi praca Matherona [363], w której przedstawiono podstawowe założenia metody zbiorów losowych.

Metoda zbiorów losowych jest obecnie stosowana w określaniu niezawodności w naukach technicznych, w tym geotechnice [364–367].

Niepusty zbiór X zawiera wszystkie możliwe wartości zmiennej x . Zbiór losowy na zbiorze X jest zapisywany jako para $(\mathfrak{A}, m)$, gdzie $\mathfrak{A} = \{A_i; i = 1, \dots, n\}$ a m jest odwzorowaniem $m: \mathfrak{A} \rightarrow [0,1]$, dla którego spełnione są następujące warunki:

$$m(\emptyset) = 0, \quad (5.6)$$

oraz

$$\sum_{A \in \mathfrak{A}} m(A) = 1, \quad (5.7)$$

Zbiór $\mathfrak{A}$ jest nazywany nośnikiem zbioru losowego [364], zbiory $A_i \subseteq X$ określone są jako elementy ogniskowe, a funkcja m to podstawowe przypisane prawdopodobieństwa. Każdy zbiór $A \in \mathfrak{A}$ zawiera możliwe wartości zmiennej x , a wartość $m(A)$ oznacza prawdopodobieństwo, że A jest zakresem wartości x . Powyższa definicja ma dość nieprecyzyjny charakter, przez co niemożliwe jest wyznaczenie dokładnego prawdopodobieństwa Pro dla dowolnego elementu $x \in X$ ani dla dowolnego podzbioru $E \subset X$. Możliwe jest jedynie określenie dolnej i górnej granicy wystąpienia tych prawdopodobieństw

$$Bel(E) \leq Pro(E) \leq Pl(E), \quad (5.8)$$

$$Bel(x) \leq Pro(x) \leq Pl(x). \quad (5.9)$$

W przypadku, gdy $\mathfrak{A}$ jest zbiorem jednoelementowym powyższe wyrażenie można zaprezentować następująco:

$$Bel(E) = Pro(E) = Pl(E), \quad (5.10)$$

A funkcja m jest wtedy klasyczną funkcją rozkładu prawdopodobieństwa.

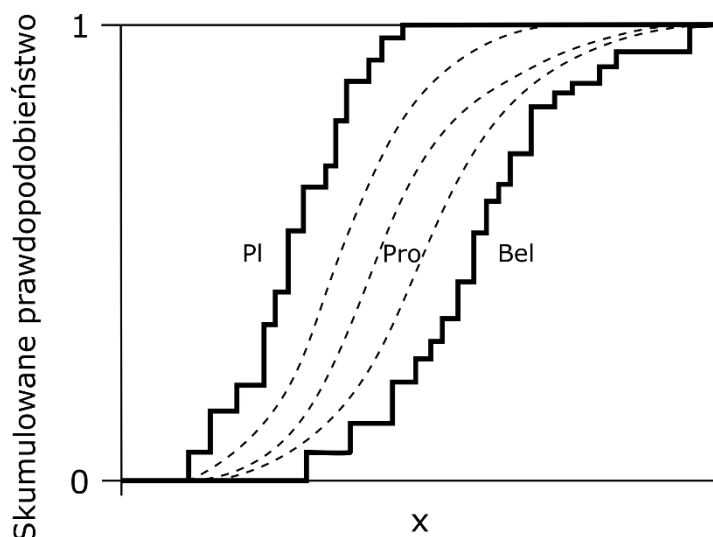
Rysunek 5.9 przedstawia możliwe dokładne prawdopodobieństwa (Pro), ograniczone przez funkcje Pl i Bel .

Zgodnie z przedstawioną wyżej koncepcją Demspstera i Shaftera, dolną granicę Bel oraz górną granicę Pl prawdopodobieństwa dla każdego podzbioru można przedstawić w następujący sposób:

$$\text{Bel}(E) = \sum_{A_i: A_i \subseteq E} m(A_i), \quad (5.11)$$

$$\text{Pl}(E) = \sum_{A_i: A_i \cap E \neq \emptyset} m(A_i), \quad (5.12)$$

Funkcja przekonań Bel dla podzbioru E jest funkcją oceniającą zbiór, otrzymywaną poprzez sumowanie przypisanych prawdopodobieństw $m(A_i)$ dla podzbiorów A_i , które w całości zawierają się w E . Z kolei funkcja wiarygodności Pl jest funkcją oceniającą zbiór, otrzymaną poprzez sumowanie przypisanych prawdopodobieństw $m(A_i)$ dla podzbiorów A_i , które mają część wspólną z E . Funkcje Bel oraz Pl stanowią odpowiednio dolne i górne oszacowanie wszystkich możliwych dystrybuant zgodnych ze zmiennymi losowymi.



Rysunek 5.9. Górna (PI) i dolna (Bel) granica wyznaczająca przedział możliwych wartości dokładnego prawdopodobieństwa (Pro).

Dzięki metodzie zbiorów losowych można łączyć dane probabilistyczne i te oparte na zbiorach, a rozszerzanie zbiorów losowych poprzez relacje funkcyjną odbywa się w sposób nieskomplikowany i bezpośredni [364]. Jeśli funkcja f jest odwzorowaniem na $X_1 \times \dots \times X_N \rightarrow Y$, a $x_1, \dots, x_n$ to zmienne, których wartości są nieznane, w takim przypadku niepełna wiedza o $\mathbf{x} = (x_1, \dots, x_n)$ może być opisana jako losowa relacja R , która jest zbiorem losowym $(\mathfrak{L}, m)$ określonym na iloczynie kartezjańskim $X_1 \times \dots \times X_N$. Nowy zbiór losowy $(\mathfrak{R}, \rho)$, który jest projekcją funkcji f , opisany jest wzorem:

$$\mathfrak{R} = \{R_j = f(A_i), A_i \in \mathfrak{A}\}; \quad (5.13)$$

$$f(A_i) = \{f(\mathbf{x}), \mathbf{x} \in A_i\}; \quad (5.14)$$

$$\rho(R_j) = \sum_{A_i: R_j = f(A_i)} m(A_i); \quad (5.15)$$

Jeśli $A_1, \dots, A_n$ są zbiorami z przestrzeni $X_1 \times \dots \times X_N$ a $x_1, \dots, x_n$ to niezależny zbiór losowy, wówczas łączna podstawowa funkcja przypisania prawdopodobieństwa dla iloczynu zbiorów jest określona wzorem:

$$m(A_1 \times \dots \times A_n) = \prod_{i=1}^n m_i(A_i), \quad A_1 \times \dots \times A_n \in \mathfrak{R}. \quad (5.16)$$

Prawdopodobieństwo przypisane wynikowi funkcji jest równe iloczynowi prawdopodobieństw zbiorów stanowiących jej argumenty.

Jeśli element ogniskowy A_i jest przedziałem liczb rzeczywistych:

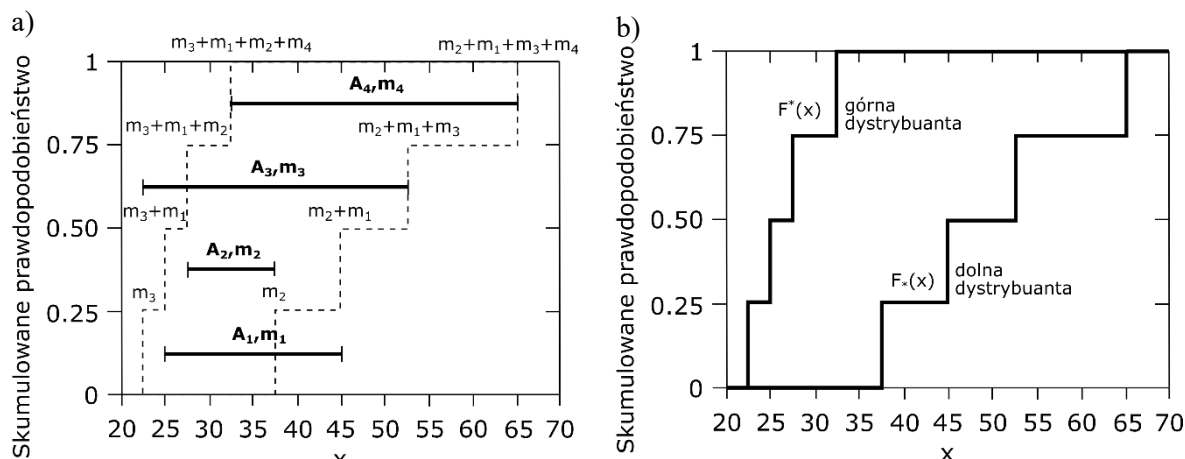
$$A_i = \{x: x \in [l_i, u_i]\} \quad (5.17)$$

Wówczas dolna i górna dystrybuanta oznaczone odpowiednio jako $F_*(x)$ i $F^*(x)$ w pewnym punkcie x mogą być wyznaczone jako:

$$F_*(x) = \sum_{i: x \geq u_i} m(A_i) \quad (5.18)$$

$$F^*(x) = \sum_{i: x \geq l_i} m(A_i) \quad (5.19)$$

Rysunek 5.10 przedstawia strukturę zbioru losowego utworzonego na podstawie danych zadanych w postaci przedziałów, czyli elementów ogniskowych $A_1, \dots, A_n$ oraz odpowiadającym im przypisanych prawdopodobieństw $m_1, \dots, m_n$. W celu wyznaczenia lewej obwiedni przyjmuje się, że funkcja masy prawdopodobieństwa każdego podzbioru skupiona jest na jego dolnej granicy, natomiast aby uzyskać prawą obwiednię, przyjmuje się, że funkcja masy prawdopodobieństwa dla każdego podzbioru koncentruje się na jego górnej granicy.



Rysunek 5.10. Ilustracja metody zbioru losowego: a) konstrukcja zbioru losowego, b) górna i dolna dystrybuanta rozkładu.

Wyznaczanie dolnej i górnej funkcji rozkładu skumulowanego znajduje zastosowanie w analizach probabilistycznych, w tym przy ocenie funkcji granicznej stanu $g(X)$ [366]. Zastosowanie metody zbiorów losowych pozwala na oszacowanie przedziałowego prawdopodobieństwa awarii w postaci $p_f = P\{g(X) \leq 0\}$, z uwzględnieniem dopuszczalnych wartości zmiennych losowych x zawartych w zbiorach losowych.

Jeśli $F \subseteq X$ jest zbiorem stanów awarii, wówczas górne i dolne oszacowanie prawdopodobieństwa awarii wyrażone są za pomocą funkcji wiarygodności $Pl(F)$ i przekonania $Bel(F)$, spełniając nierówność:

$$Bel(F) \leq p_f \leq Pl(F), \quad (5.20)$$

gdzie funkcje $Bel(F)$ i $Pl(F)$ zdefiniowane są jako:

$$Bel(F) = \sum_{A_i: A_i \subseteq F} m(A_i), \quad (5.21)$$

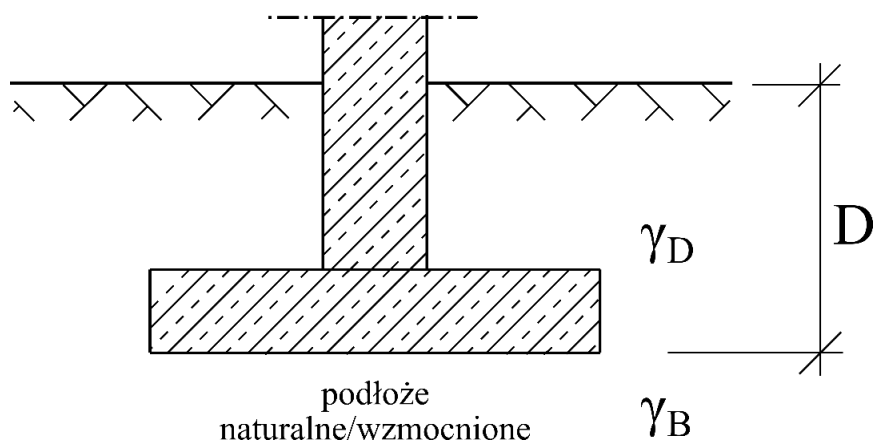
$$Pl(F) = \sum_{A_i: A_i \cap F \neq \emptyset} m(A_i), \quad (5.22)$$

5.2.2. Nośność graniczna podłoża pod stopą fundamentową

W niniejszej sekcji przedstawiono zastosowanie metody zbiorów losowych do niezawodnościowej oceny nośności posadowienia fundamentowego obciążonego siłą pionową, działającą centralnie w środku ciężkości podstawy. Analiza skupia się na wpływie dodatków modyfikujących, opisanych szczegółowo w sekcji 3.1, badanych pod kątem poprawy parametrów mechanicznych gruntu oraz zwiększenia jego odporności na pękanie. Celem jest

określenie, w jakim stopniu te modyfikacje wpływają na niezawodność posadowienia stopy fundamentowej.

W rozważanym przypadku przyjęto fundament o kwadratowej podstawie o szerokości $B = 1$ m, długość $L = 1$ m, posadowiony na głębokości $D = 1$ m poniżej poziomego terenu. Rysunek 5.11 przedstawia schemat posadowienia stopy fundamentowej analizowanej w tym zadaniu.



Rysunek 5.11. Schemat posadowienia rozpatrywanej stopy fundamentowej.

Jako jedno z najistotniejszych rozważań dotyczących nośności podłoża gruntowego stanowi praca Prandtla [368], dzięki której za pomocą mechanizmu zniszczenia, przy zastosowaniu hodografu prędkości można uzyskać górne oszacowanie nośności w postaci:

$$q = c \cdot \operatorname{ctg} \varphi \cdot \left(\operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg} \varphi} - 1 \right), \quad (5.23)$$

gdzie c oznacza spójność gruntu; φ to kąt tarcia wewnętrznego.

Powyższe równanie zakłada nieważki grunt. Po przyjęciu dodatkowego założenia o idealnej spoistości gruntu ($\varphi = 0$) równanie 5.23 można zapisać w postaci:

$$q = c \cdot (\pi + 2) \approx 5.14c. \quad (5.24)$$

Po uwzględnieniu wpływu ciężaru objętościowego gruntu na jego nośność otrzymuje się wyrażenia zaproponowane przez Terzagiego [8] dla łąw fundamentowych:

$$q_{gr} = c \cdot N_c + D \cdot \gamma_D \cdot N_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma_B \cdot N_\gamma, \quad (5.25)$$

dla fundamentu o podstawie kwadratowej:

$$q_{gr} = 1.2 \cdot c \cdot N_c + D \cdot \gamma_D \cdot N_q + 0.4 \cdot B \cdot \gamma_B \cdot N_\gamma, \quad (5.26)$$

gdzie γ_D oznacza ciężar objętościowy gruntu zalegającego powyżej poziomu posadowienia; γ_B to ciężar objętościowy gruntu zalegającego poniżej poziomu posadowienia; N_c, N_q, N_γ to bezwymiarowe współczynniki nośności.

Powyższe równania zawierają trzy składniki. Pierwszy odnosi się do spójności gruntu, drugi uwzględnia obciążenie znajdujące się w sąsiedztwie fundamentu na poziomie jego posadowienia, natomiast trzeci dotyczy ciężaru objętościowego gruntu. Każdemu z tych składników podpowiadają trzy współczynniki nośności, które są definiowane następująco:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right), \quad (5.27)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi, \quad (5.28)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi \text{ (dla szorstkiej podstawy } \delta \geq 0,5 \varphi \text{)}. \quad (5.29)$$

Wzory 5.25 oraz 5.26 zostały uogólnione przez Schultze [369] i przedstawione w postaci jednej formuły:

$$q_{gr} = \left(1 + 0,3 \frac{B}{L} \right) \cdot c \cdot N_c + D \cdot \gamma_D \cdot N_q + 0,4 \cdot B \cdot \gamma_B \cdot N_\gamma, \quad (5.30)$$

Kolejni badacze rozbudowywali uogólnioną postać wzoru na nośność. Wśród najważniejszych prac w tym zakresie można wskazać [271,272,370]. Dla obciążeń długotrwałych, uwzględniając odpływ wody z porów gruntu obecnie przepisy normowe *Eurokodu 7* zawarte w załączniku D.4 [371] zalecają użycie następującej formuły:

$$Q_{gr} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q + 0.5 \cdot \gamma'_B \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma, \quad (5.31)$$

gdzie $q' = D \cdot \gamma_D$ oznacza efektywne naprężenie od nakładu gruntu w poziomie posadowienia; γ'_B oznacza efektywny ciężar objętościowy gruntu poniżej poziomu posadowienia; B' to efektywna szerokość podstawy fundamentu; s_c, s_q, s_γ to współczynniki kształtu podstawy fundamentu; i_c, i_q, i_γ są współczynnikami nachylenia obciążenia spowodowanego działaniem obciążenia poziomego; b_c, b_q, b_γ to współczynniki uwzględniające wpływ nachylenia podstawy fundamentu.

Powyższe współczynniki definiuje się w następujący sposób:

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin \varphi', \quad (5.32)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'}, \quad (5.33)$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}, \quad (5.34)$$

gdzie L' to efektywna długość podstawy fundamentu.

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{F + A' \cdot c' \cdot \operatorname{ctg} \varphi'} \right]^m, \quad (5.35)$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{F + A' \cdot c' \cdot \operatorname{ctg} \varphi'} \right]^{(m-1)}, \quad (5.36)$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c - \operatorname{tg} \varphi'}, \quad (5.37)$$

gdzie $A' = B' \cdot L'$ oznacza efektywne pole powierzchni podstawy fundamentu; F to siła prostopadła do podstawy fundamentu; H to siła pozioma; $m = m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$ kiedy H działa na kierunku B' ; $m = m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}}$ kiedy H działa na kierunku L' . Jeśli składowa pozioma obciążenia działa w kierunku tworzącym kąt θ z kierunkiem L' wartość m można obliczyć z wzoru:

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta, \quad (5.38)$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi')^2, \quad (5.39)$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \operatorname{tg} \varphi'}, \quad (5.40)$$

gdzie α to kąt nachylenia podstawy fundamentu.

W niniejszym zadaniu nośność posadowienia fundamentu była wyznaczana na podstawie wzoru (5.31). Grunt został uznany za jednorodną, izotropową warstwę. Podstawowymi zmiennymi dla tego zadania była spójność c' , kąt tarcia wewnętrznego φ' oraz ciężar objętościowy γ' . Parametry podłoża uwzględnione jako zmienne w modelu zbiorów

losowych zostały przedstawione w tabeli 5.5. Wszystkie wartości zaprezentowane w tej tabeli są wynikami badań laboratoryjnych opisanych w sekcji 4.1.1.

W dalszej części podrozdziału przyjęto następującego oznaczenia materiałów gruntowych:

- *grunt9* – grunt (pył) opisany w podrozdziale 3.1, o wilgotność $w = 9,7\%$, bez dodatków,
- *grunt16* – grunt o wilgotność $w = 16,2\%$, bez dodatków,
- *PP12* – grunt o wilgotność $w = 12,7\%$, z 0,5% dodatkiem włókien polipropylenowych (masowo),
- *PP16* – grunt o wilgotność $w = 16,3\%$, z 0,5% dodatkiem włókien polipropylenowych,
- *juta14* – grunt o wilgotność $w = 14,8\%$, z 0,5% dodatkiem włókien jutowych,
- *juta16* – grunt o wilgotność $w = 16,2\%$, z 0,5% dodatkiem włókien jutowych,
- *g2c* – grunt o wilgotność $w = 16,2\%$, z 2% dodatkiem cementu (masowo),
- *g2c2p* – grunt o wilgotność $w = 16,2\%$, z 2% dodatkiem cementu oraz 2% dodatkiem pyłu granodiorytowego,
- *g4c* – grunt o wilgotność $w = 16,2\%$, z 4% dodatkiem cementu (masowo),
- *g4cver2* – grunt o wilgotność $w = 16,2\%$, z 4% dodatkiem cementu (masowo) po odrzuceniu wątpliwego pomiaru,
- *cpp* – grunt o wilgotność $w = 16,3\%$, z 4% dodatkiem cementu oraz 0,5% z dodatkiem włókien polipropylenowych,
- *cjuta* – grunt o wilgotność $w = 16,2\%$, z 4% dodatkiem cementu oraz 0,5% z dodatkiem włókien jutowych,
- *cpet* – grunt o wilgotność $w = 16,2\%$, z 4% dodatkiem cementu oraz 0,5% z dodatkiem włókien PET,
- *cepo* – grunt o wilgotność $w = 16,2\%$, z 4% dodatkiem cementu oraz 0,5% z dodatkiem włókien odpadowych wykonanych z kompozytu żywicy epoksydowej oraz włókien szklanych.

Tabela 5.5. Zmienne losowe zastosowane w zadaniu.

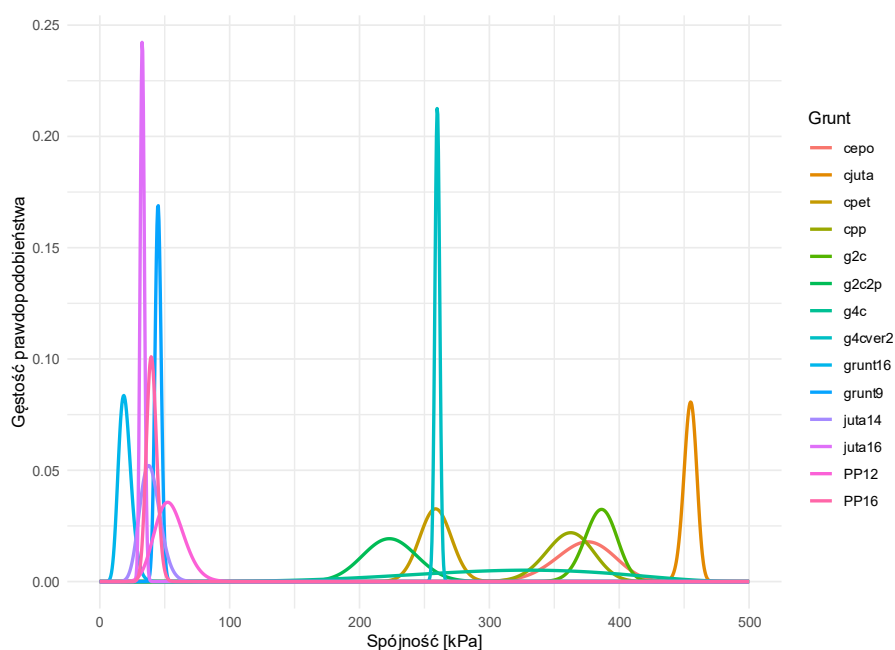
Materiał	Spójność c [kPa]			Kąt tarcia wewnętrznego φ' [°]			Ciężar objętościowy γ [kPa]		
	Wartość średnia μ	Odchylenie standardowe σ	Zakres wartości	Wartość średnia μ	Odchylenie standardowe σ	Zakres wartości	Wartość średnia μ	Odchylenie standardowe σ	Zakres wartości
grunt9	44,95	2,365	42,77-48,22	44,28	1,83	41,71-46,11	19,8	0,4	18,8-20,6
grunt16	19,62	4,88	15,08-26,39	24,91	6,35	15,78-30,96	19,8	0,4	18,8-20,6
PP12	54,36	11,23	43,9-69,94	42,8	12,3	26,93-54,36	19,8	0,4	18,8-20,6
PP16	39,97	3,96	34,64-44,32	22,36	5,01	16,94-30,5	19,8	0,4	18,8-20,6
juta14	39,06	7,74	33,59-50,01	37,65	3,88	33,51-42,54	19,8	0,4	18,8-20,6
juta16	32,77	1,64	30,44-33,98	23,58	1,11	22,09-24,65	19,8	0,4	18,8-20,6
g2c	285,46	12,30	268,6-301,59	31,93	9,04	21,73-43,41	19,8	0,4	18,8-20,6
g2c2p	223,36	20,61	195,0-250,34	67,91	3,44	62,22-70,71	19,8	0,4	18,8-20,6
g4c	313,61	73,56	199,31-418,04	52,35	26,65	8,7-69,47	19,8	0,4	18,8-20,6
g4cver2	259,92	1,87	253,03-264,54	66,2	0,86	65,75-67,81	19,8	0,4	18,8-20,6
cpp	361,17	18,14	341,34-388,63	52,48	7,84	39,16-59,06	19,8	0,4	18,8-20,6
cjuta	454,55	4,96	446,3-459,53	50,91	2,92	46,84-55,05	19,8	0,4	18,8-20,6
cpet	258,5	12,19	245,76-271,98	71,84	1,87	68,51-73,23	19,8	0,4	18,8-20,6
cepo	373,02	22,29	343,35-403,14	62,01	5,81	52,18-66,35	19,8	0,4	18,8-20,6

5.2.3. Ocena niezawodności

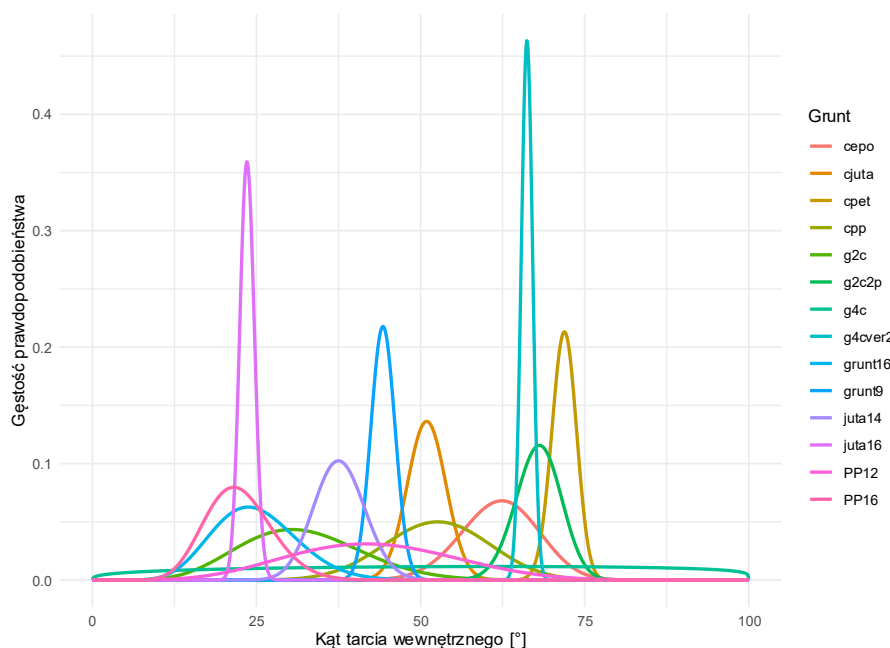
W ramach dalszej części badań określono rozkłady prawdopodobieństwa zmiennych losowych. Na podstawie tabeli 5.6 przyjęto, że zmienność wszystkich zmiennych losowych ujętych w tym badaniu będzie opisana przez rozkład beta, który umożliwia opis parametrów gruntowych w ściśle określonym, fizycznie dopuszczalnym przedziale wartości. Rozkłady prawdopodobieństwa dla spójności oraz kąta tarcia wewnętrznego przedstawiono na rysunkach 5.12 i 5.13.

Tabela 5.6. rozkłady prawdopodobieństwa wybranych parametrów gruntu. Opracowano na podstawie [372].

Parametr podłoża	Rozkład prawdopodobieństwa	Źródło literaturowe
Kąt tarcia wewnętrznego w gruntach spoistych	Normalny	[373,374]
	Beta	[374]
	Lognormalny	[375–377]
Spójność	Normalny	[373]
	Beta	[374,378]
	Lognormalny	[375–377]
	Jednostajny	[379]
Ciężar objętościowy	Normalny	[380–383]
	Beta	[380,383,384]
	Lognormalny	[380]



Rysunek 5.12. Rozkłady beta opisujące zmienność spójności.



Rysunek 5.13. Rozkłady beta opisujące zmienność kąta tarcia wewnętrznego.

Na podstawie danych przedstawionych w tabeli 5.5 oraz rozkładów prawdopodobieństwa parametrów geotechnicznych określono elementy ogniskowe wykorzystywane w metodzie zbiorów losowych. Na podstawie wartości funkcji gęstości prawdopodobieństwa dla poszczególnych parametrów stochastycznych oraz odpowiadających im prawdopodobieństw skonstruowano pełny zbiór losowy opisujący niepewność modelu wejściowego. Tabela 5.7 przedstawia dwanaście podstawowych prawdopodobieństw m oraz odpowiadające im elementy ogniskowe, które należą do losowego zbioru na X dla materiału gruntowego oznaczonego jako *grun9*. W załączniku B zamieszczono analogiczne tabele dla pozostałych rozpatrywanych rodzajów gruntów. Losowe zbiory są tworzone na podstawie średnich parametrów i rozkładów prawdopodobieństwa. Dla przykładu zbiór losowy reprezentujący wartości spójności dla danego materiału gruntowego, jest definiowany przez parę $(\mathfrak{N}^c, m^c)$, gdzie $\mathfrak{N}^c$ jest nośnikiem zbioru losowego, a m^c jest podstawowym przypisaniem prawdopodobieństwa. Nośnik $\mathfrak{N}^c$ składa się z następujących elementów ogniskowych:

$$\mathfrak{N}^c = \{A_i^c; i = 1, \dots, 12\}. \quad (5.41)$$

Tabela 5.7. Przykładowe wartości podstawowych prawdopodobieństw m oraz odpowiadające im elementy ogniskowe losowego zbioru zdefiniowanego na przestrzeni X dla materiału gruntowego *grunt9*.

Materiał	Zmienna losowa	Prawdopodobieństwo wystąpienia wartości	Elementy ogniskowe A_i		Przypisane prawdopodobieństwo m_i
			Dolna granica	Górna granica	
Grunt9	Ciężar objętościowy γ [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	19,713	19,733	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	19,733	19,760	0,025
		0,025	19,760	19,767	0,025
		0,05	19,767	19,774	0,05
		0,10	19,774	19,786	0,15
		0,25	19,786	19,800	0,25
		0,50	19,800	19,814	0,25
		0,75	19,814	19,826	0,15
		0,90	19,826	19,833	0,05
		0,95	19,833	19,839	0,025
		0,975	19,839	19,866	0,025
		0,9995	19,866	19,885	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	19,885		
	Kąt tarcia wewnętrznego φ [°]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	43,801	43,926	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	43,926	44,070	0,025
		0,025	44,070	44,104	0,025
		0,05	44,104	44,143	0,05
		0,10	44,143	44,209	0,15
		0,25	44,209	44,281	0,25
		0,50	44,281	44,352	0,25
		0,75	44,352	44,416	0,15
		0,90	44,416	44,454	0,05
		0,95	44,454	44,486	0,025
		0,975	44,486	44,622	0,025
		0,9995	44,622	44,719	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	44,719		
	Spójność c [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	44,478	44,582	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	44,582	44,728	0,025
		0,025	44,728	44,763	0,025
		0,05	44,763	44,804	0,05
		0,10	44,804	44,873	0,15
		0,25	44,873	44,949	0,25
		0,50	44,949	45,027	0,25
		0,75	45,027	45,097	0,15
		0,90	45,097	45,139	0,05
		0,95	45,139	45,176	0,025
		0,975	45,176	45,331	0,025
		0,9995	45,331	45,445	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	45,445		

Dla sprawdzenia wpływu skrajnych wartości na wyniki obliczeń niezawodnościowych zdecydowano się na utworzenie 12 podzbiorów dla każdej analizowanej zmiennej. Podzbiorem znajdującym się w pobliżu średniej rozkładu przypisano większe prawdopodobieństwo, odpowiadające założonemu rozkładowi prawdopodobieństwa beta. Dla przykładu, środkowym elementom ogniskowym z całego zbioru przypisano prawdopodobieństwo równe $m^{c,\varphi,\gamma} = 0,25$, a dla skrajnych elementów ogniskowych wynosi ono $m^{c,\varphi,\gamma} = 0,0005$.

Na podstawie wartości parametrów geotechnicznych zawartych w tabelach 5.7 oraz C.1-C.12, przy użyciu wzoru (5.31) obliczono wartości siły granicznej F odpowiadającej nośności podłoża pod stopą fundamentową. Obliczenia wykonano dla różnych kombinacji parametrów wejściowych. Przykładowe wyniki dla gruntu *cpp* zostały przedstawione w tabeli 5.13.

W celu wyznaczenia wartości siły granicznej dla poszczególnych podzbiorów powinno się przeprowadzić liczbę obliczeń określoną równaniem:

$$n_c = 2^N \prod_{i=1}^N n_i, \quad (5.42)$$

gdzie N oznacza liczbę zmiennych, n to liczba dostępnych źródeł informacji o każdej obserwacji dla każdej obserwacji.

Ze względu na fakt, że rozpatrywana funkcja jest ściśle monotoniczna liczba obliczeń została ograniczona. W tym zadaniu rozważono tylko skrajne przypadki dla każdego podzbioru ogniskowego. Dzięki temu wartości siły granicznej $F(A_i)$ była obliczana tylko dwukrotnie dla każdego elementu ogniskowego. Dlatego w tym modelu wartości funkcji $F(A_i)$ muszą być obliczone przynajmniej 2^N razy dla każdego elementu ogniskowego A_i . W związku z tym, w tym modelu dla każdego materiału gruntowego zostało wykonane 192 razy, 96 razy dla wyznaczenia dolnej oraz 96 razy dla wyznaczenia górnej dystrybuanty. W niniejszym zadaniu czas obliczeń był nieistotny z praktycznego punktu widzenia, ponieważ procedury numeryczne wykonywane były błyskawicznie. Jednak w przypadku bardziej złożonych modeli matematycznych, których analiza wiązałaby się ze znacznym obciążeniem obliczeniowym, zasadne byłoby ograniczenie liczby podzbiorów, na które dzielony jest zakres zmienności parametrów losowych. W niniejszej pracy zdecydowano się na relatywnie dużą liczbę podzbiorów w celu zapewnienia odpowiedniej dokładności odzwierciedlenia dystrybuanty funkcji granicznej oraz lepszego odwzorowania wpływu niepewności parametrów wejściowych na wyniki analizy. Dystrybuanty funkcji stanu granicznego nośności dla różnych analizowanych materiałów gruntowych zostały przedstawione na rysunkach 5.14-5.27.

Jako awarie rozumie się przekroczenie stanu granicznego $g(x)$, według poniższej formuły:

$$g(x) = \begin{cases} > 0 & \text{stan bezpieczny} \\ = & \text{stan graniczny} \\ < 0 & \text{stan awarii} \end{cases}, \quad (5.43)$$

gdzie x jest wektorem podstawowych zmiennych losowych $X = (X_1, X_2, \dots, X_n)$.

Funkcje stanu granicznego można zapisać w następujący sposób:

$$g = R - S, \quad (5.44)$$

gdzie: R to nośność konstrukcji, S oznacza obciążenie.

W przypadku nośności posadowienia fundamentu funkcja stanu granicznego ma następującą postać:

$$g(x) = R(X_c, X_\phi, X_\gamma) - F, \quad (5.45)$$

gdzie: $R(X_c, X_\phi, X_\gamma)$ oznacza nośność podłoża pod fundamentem jako funkcję trzech zmiennych losowych, spójności X_c , kąta tarcia wewnętrznego X_ϕ oraz ciężaru objętościowego gruntu X_γ ; F to obciążenie fundamentu.

Korzystając z powyższego równania prawdopodobieństwo wystąpienia awarii można przedstawić jako:

$$p_f = P\{g(X) \leq 0\} = \int_{g(x) \leq 0} dF_x(x), \quad (5.46)$$

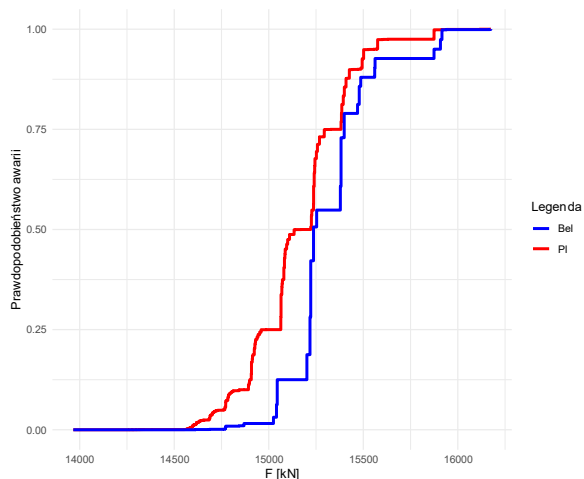
a niezawodność można przedstawić jako przeciwieństwo równania (5.46), czyli:

$$p = P\{g(X) > 0\}. \quad (5.47)$$

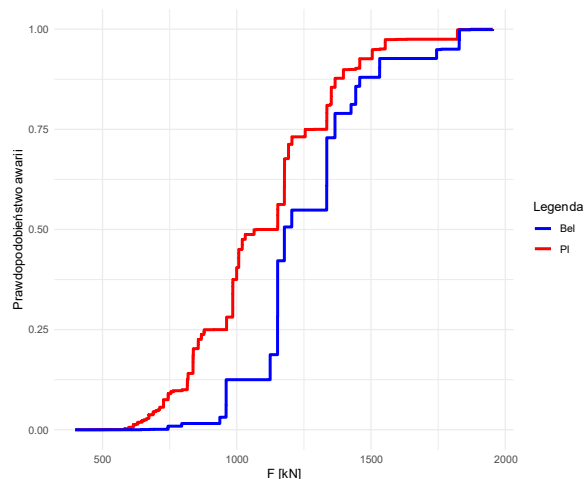
Alternatywnie niezawodność może być wyrażona jako:

$$p = 1 - p_f. \quad (5.48)$$

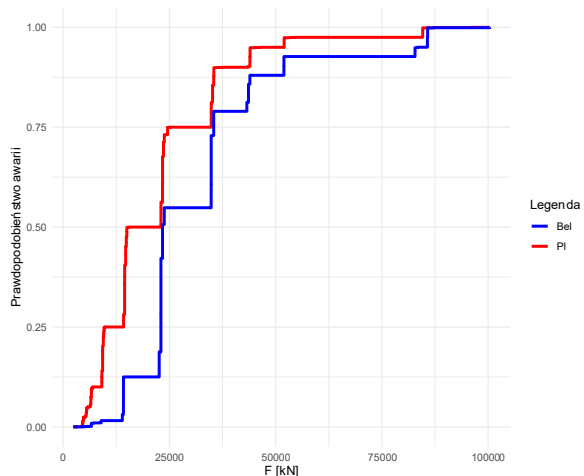
W tym zadaniu ocena nośności polega na wyznaczeniu dolnych i górnych przedziałów możliwości wystąpienia awarii. Jeżeli zbiór awarii zostanie oznaczony jako $F \subset X$ to dolna i górna granica prawdopodobieństwa awarii są odpowiednio funkcjami belief (przekonania) i plausibility (wiarygodności) według wzoru (5.20).



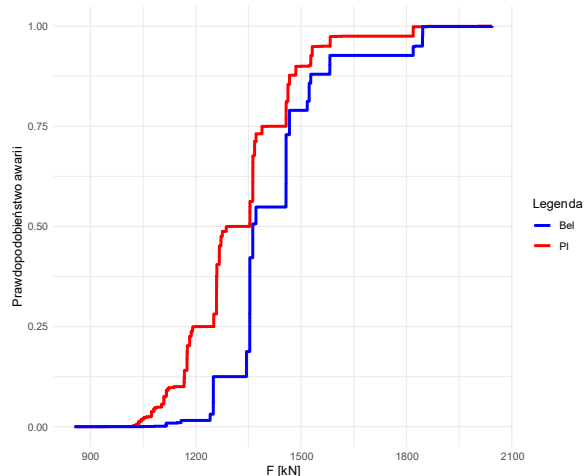
Rysunek 5.14. Dolne i górne dystrybuanty funkcji stanu granicznego nośności dla materiału *grunt9*.



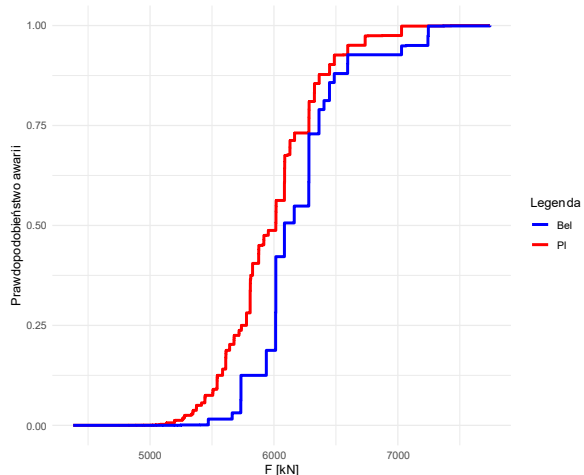
Rysunek 5.15. Dolne i górne dystrybuanty funkcji stanu granicznego nośności dla materiału *grunt16*.



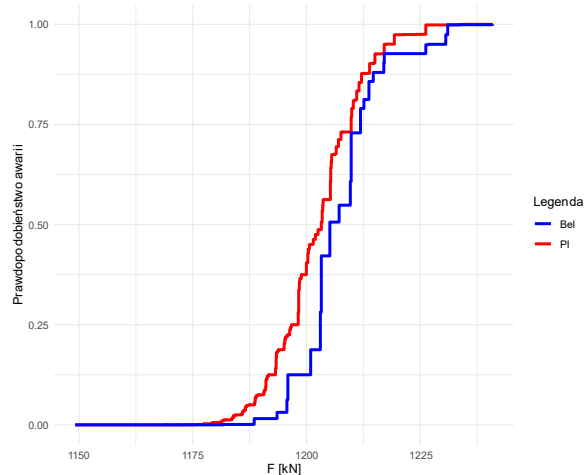
Rysunek 5.16. Dolne i górne dystrybuanty funkcji stanu granicznego nośności dla materiału *PP12*.



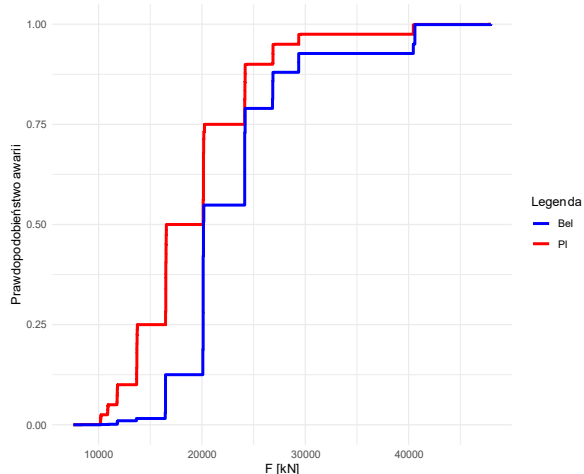
Rysunek 5.17. Dolne i górne dystrybuanty funkcji stanu granicznego nośności dla materiału *PP16*.



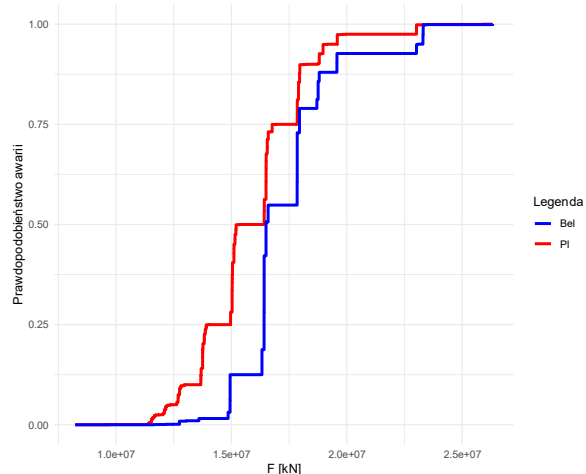
Rysunek 5.18. Dolne i górne dystrybuanty funkcji stanu granicznego nośności dla materiału *juta14*.



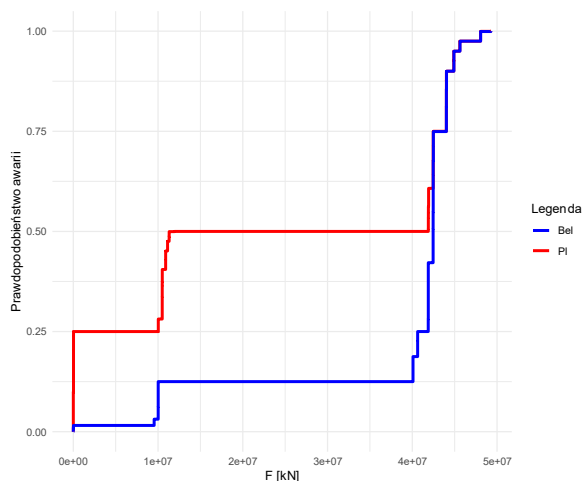
Rysunek 5.19. Dolne i górne dystrybuanty funkcji stanu granicznego nośności dla materiału *juta16*.



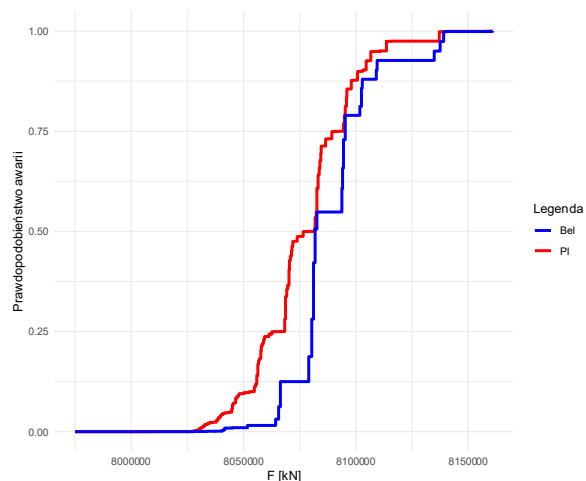
Rysunek 5.20. Dolne i górne dystrybuanty funkcji stanu granicznego nośności dla materiału *g2c*.



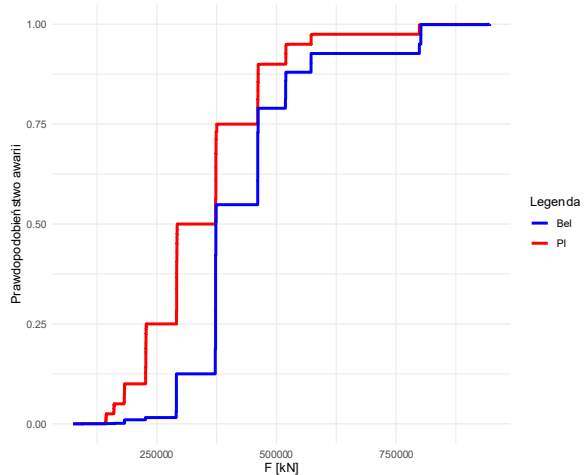
Rysunek 5.21. Dolne i górne dystrybuanty funkcji stanu granicznego nośności dla materiału *g2c2p*.



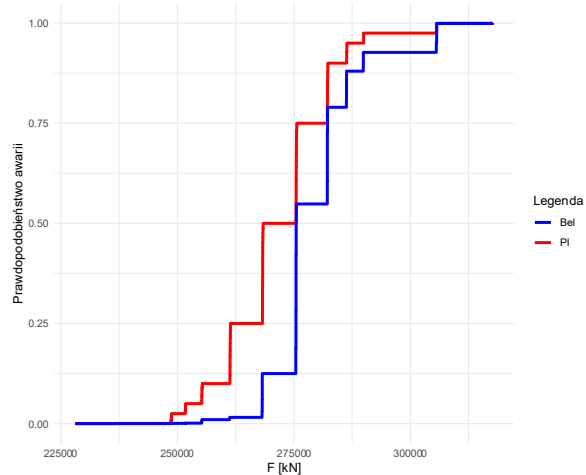
Rysunek 5.22. Dolne i górne dystrybuanty funkcji stanu granicznego nośności dla materiału *g4c*.



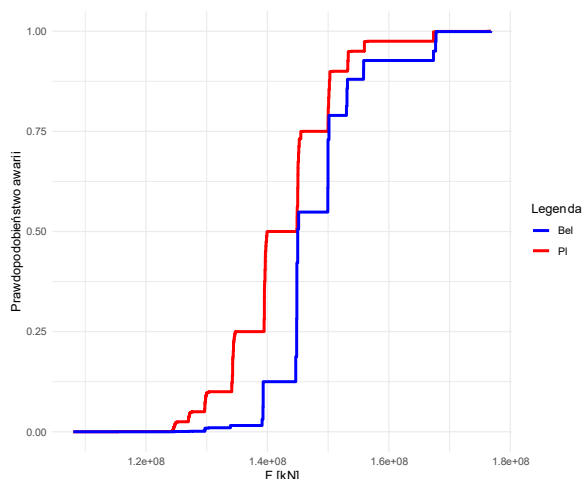
Rysunek 5.23. Dolne i górne dystrybuanty funkcji stanu granicznego nośności dla materiału *g4cver2*.



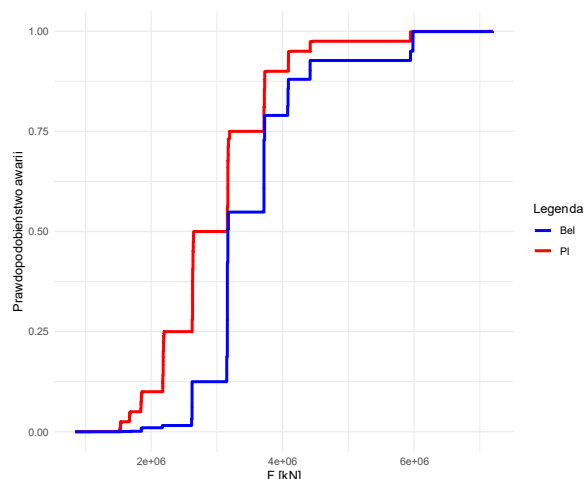
Rysunek 5.24. Dolne i górne dystrybuanty funkcji stanu granicznego nośności dla materiału *cpp*.



Rysunek 5.25. Dolne i górne dystrybuanty funkcji stanu granicznego nośności dla materiału *cjuta*.



Rysunek 5.26. Dolne i górne dystrybuanty funkcji stanu granicznego nośności dla materiału *cpet*.



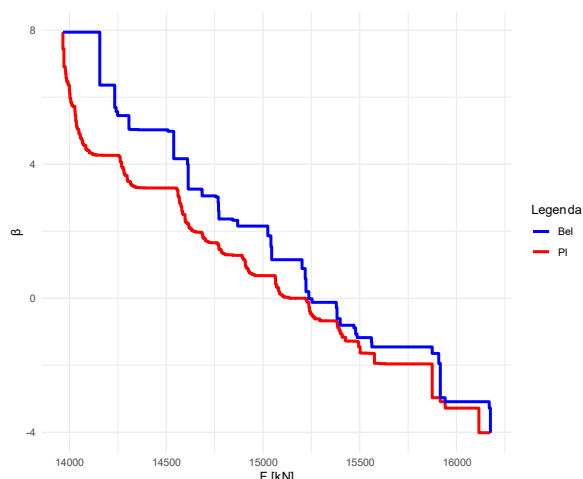
Rysunek 5.27. Dolne i górne dystrybuanty funkcji stanu granicznego nośności dla materiału *cepo*.

Ze względu na to, że dla konstrukcji budowlanych analizowane prawdopodobieństwo awarii przyjmuje małe wartości wygodniejsze jest stosowanie wskaźnika niezawodności β jako miary oceny bezpieczeństwa. Wskaźnik niezawodności β jest definiowany w następujący sposób:

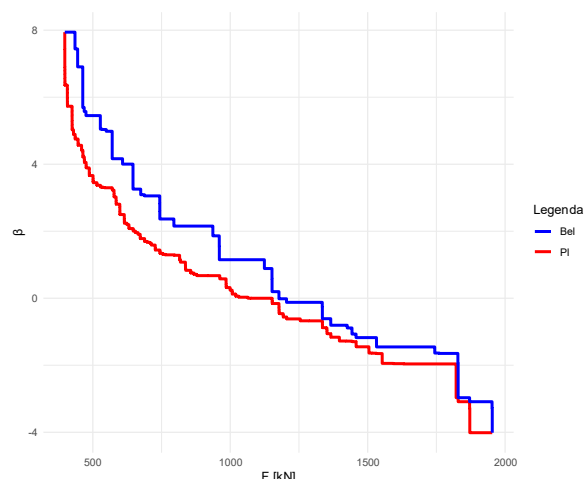
$$\beta = -\Phi^{-1}(p_f), \quad (5.49)$$

gdzie Φ^{-1} to funkcja odwrotna do dystrybuanty standardowego rozkładu normalnego o średniej równej zero oraz o odchyleniu standardowym równym 1.

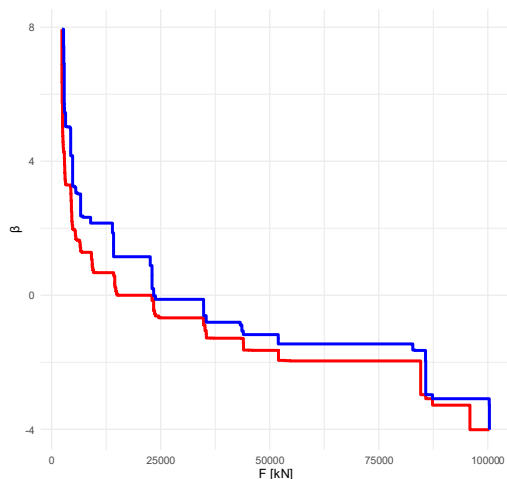
Dolne oraz górne wskaźniki niezawodności podłoża pod fundamentem, posadowionym w różnych rodzajach mieszanek gruntowych, przedstawiono w postaci funkcji przekonania (*Bel*) oraz wiarygodności (*Pl*). Wyniki zaprezentowano na rysunkach 5.28-5.41.



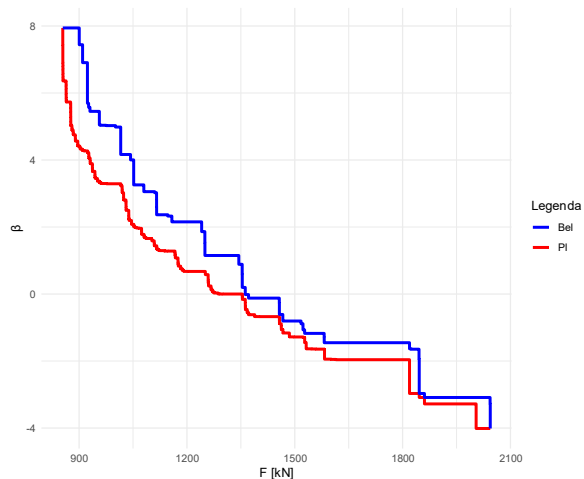
Rysunek 5.28. Zależność wartości funkcji przekonania *Bel* i wiarygodności *Pl* od wskaźnika niezawodności β dla nośności podłoża pod fundamentem posadowionym w materiale oznaczonym jako *grunt9*.



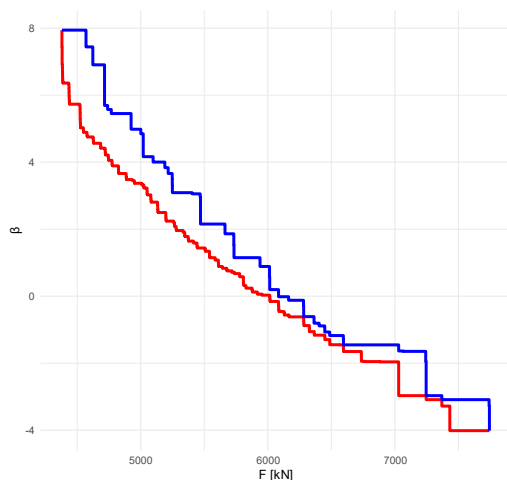
Rysunek 5.29. Zależność wartości funkcji przekonania *Bel* i wiarygodności *Pl* od wskaźnika niezawodności β dla nośności podłoża pod fundamentem posadowionym w materiale oznaczonym jako *grunt16*.



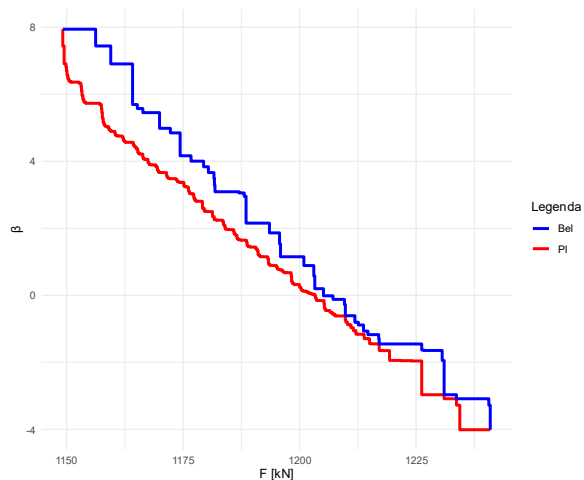
Rysunek 5.30. Zależność wartości funkcji przekonania Bel i wiarygodności Pl od wskaźnika niezawodności β dla nośności podłoża pod fundamentem posadowionym w materiale oznaczonym jako $PP12$.



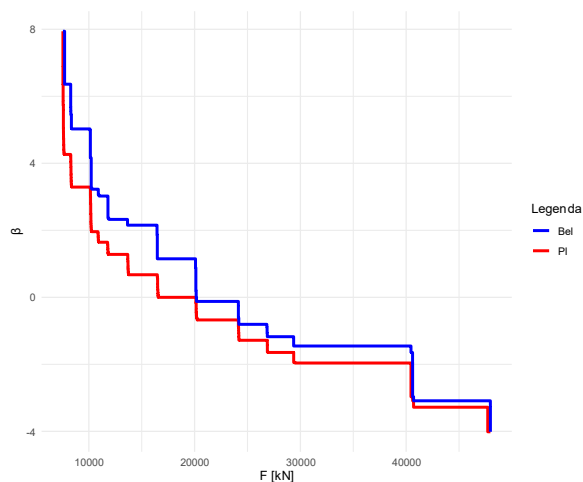
Rysunek 5.31. Zależność wartości funkcji przekonania Bel i wiarygodności Pl od wskaźnika niezawodności β dla nośności podłoża pod fundamentem posadowionym w materiale oznaczonym jako $PP16$.



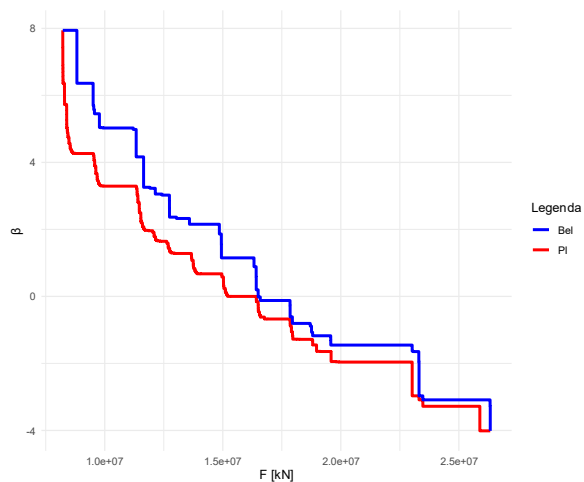
Rysunek 5.32. Zależność wartości funkcji przekonania Bel i wiarygodności Pl od wskaźnika niezawodności β dla nośności podłoża pod fundamentem posadowionym w materiale oznaczonym jako $juta14$.



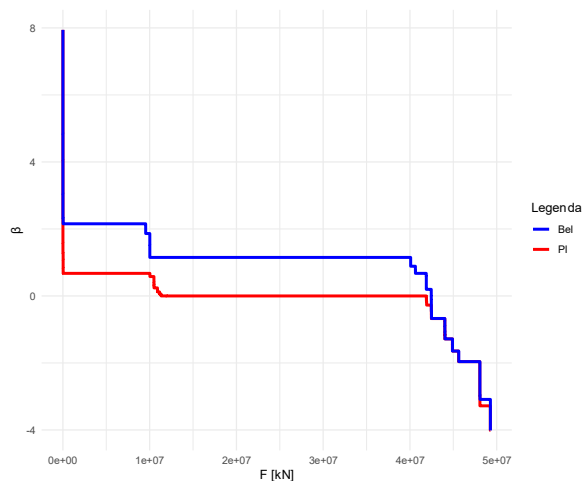
Rysunek 5.33. Zależność wartości funkcji przekonania Bel i wiarygodności Pl od wskaźnika niezawodności β dla nośności podłoża pod fundamentem posadowionym w materiale oznaczonym jako $juta16$.



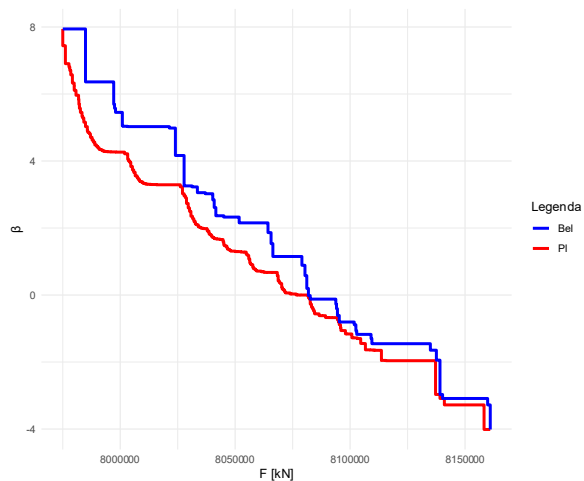
Rysunek 5.34. Zależność wartości funkcji przekonania Bel i wiarygodności Pl od wskaźnika niezawodności β dla nośności podłoża pod fundamentem posadowionym w materiale oznaczonym jako $g2c$.



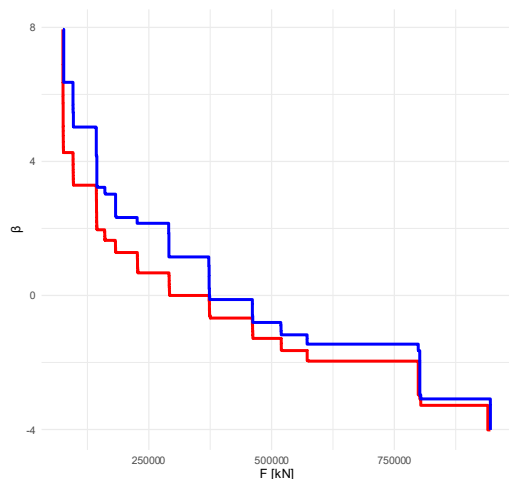
Rysunek 5.35. Zależność wartości funkcji przekonania Bel i wiarygodności Pl od wskaźnika niezawodności β dla nośności podłoża pod fundamentem posadowionym w materiale oznaczonym jako $g2c2p$.



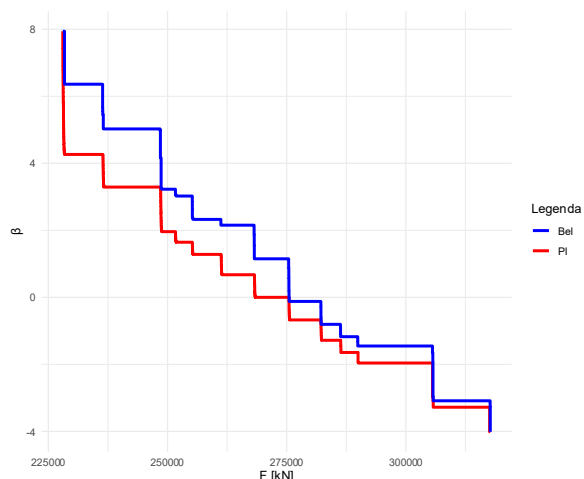
Rysunek 5.36. Zależność wartości funkcji przekonania Bel i wiarygodności Pl od wskaźnika niezawodności β dla nośności podłoża pod fundamentem posadowionym w materiale oznaczonym jako $g4c$.



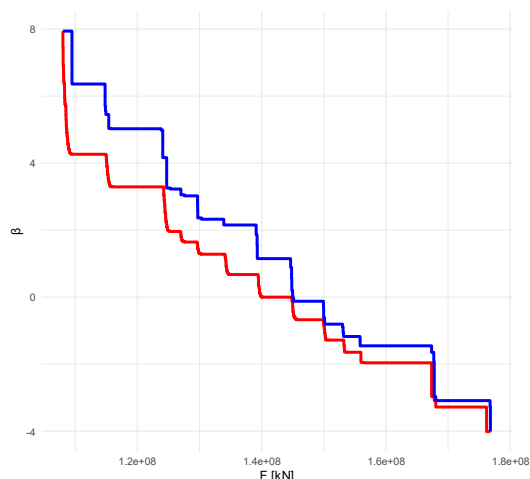
Rysunek 5.37. Zależność wartości funkcji przekonania Bel i wiarygodności Pl od wskaźnika niezawodności β dla nośności podłoża pod fundamentem posadowionym w materiale oznaczonym jako $g4cver2$.



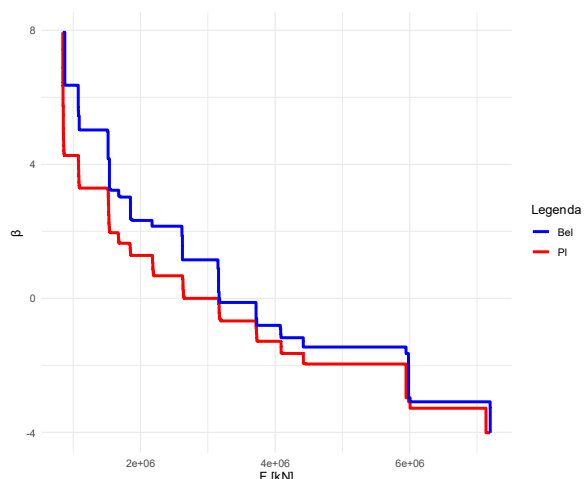
Rysunek 5.38. Zależność wartości funkcji przekonania Bel i wiarygodności Pl od wskaźnika niezawodności β dla nośności podłoża pod fundamentem posadowionym w materiale oznaczonym jako *cpp*.



Rysunek 5.39. Zależność wartości funkcji przekonania Bel i wiarygodności Pl od wskaźnika niezawodności β dla nośności podłoża pod fundamentem posadowionym w materiale oznaczonym jako *cjuta*.



Rysunek 5.40. Zależność wartości funkcji przekonania Bel i wiarygodności Pl od wskaźnika niezawodności β dla nośności podłoża pod fundamentem posadowionym w materiale oznaczonym jako *cpet*.



Rysunek 5.41. Zależność wartości funkcji przekonania Bel i wiarygodności Pl od wskaźnika niezawodności β dla nośności podłoża pod fundamentem posadowionym w materiale oznaczonym jako *cpeo*.

Relacja pomiędzy wartościami wskaźnika niezawodności a odpowiadającym im prawdopodobieństwem awarii przedstawiono w tabeli 5.8.

Tabela 5.8. Relacja pomiędzy wartościami wskaźnika niezawodności β a prawdopodobieństwem awarii p_f . Na podstawie [385].

p_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,3	2,3	3,1	3,7	4,2	4,7	5,2

Wskaźnik niezawodności β jest wygodnym narzędziem pozwalającym na określenie dopuszczalnego obciążenia, które nie spowoduje awarii danego ustroju. Norma ISO 2394 [385] zaleca aby przyjęta wartość wskaźnika zależała zarówno od przewidywanych kosztów ochrony konstrukcji, jak i od konsekwencji potencjalnej awarii. Zalecane wartości wskaźnika β przedstawia tabela 5.9.

Tabela 5.9. Zalecane wartości wskaźnika niezawodności β w zależności od przewidywanych kosztów ochrony konstrukcji i konsekwencji potencjalnej awarii według [385].

Względny koszt środków bezpieczeństwa	Konsekwencje awarii			
	małe	Niewielkie	Umiarkowane	Znaczne
Wysokie	0	1,5	2,3	3,1
Umiarkowane	1,3	2,3	3,1	3,8
Niskie	2,3	3,1	3,8	4,3

Z kolei Eurokod 0 [386] wiąże wartości β z okresem odniesienia i klasami niezawodności. Jak podaje norma, klasy niezawodności mogą być powiązane z klasami konsekwencji. Klasy konsekwencji według [386] przedstawia tabela 5.10.

Tabela 5.10. Klasy konsekwencji według [386].

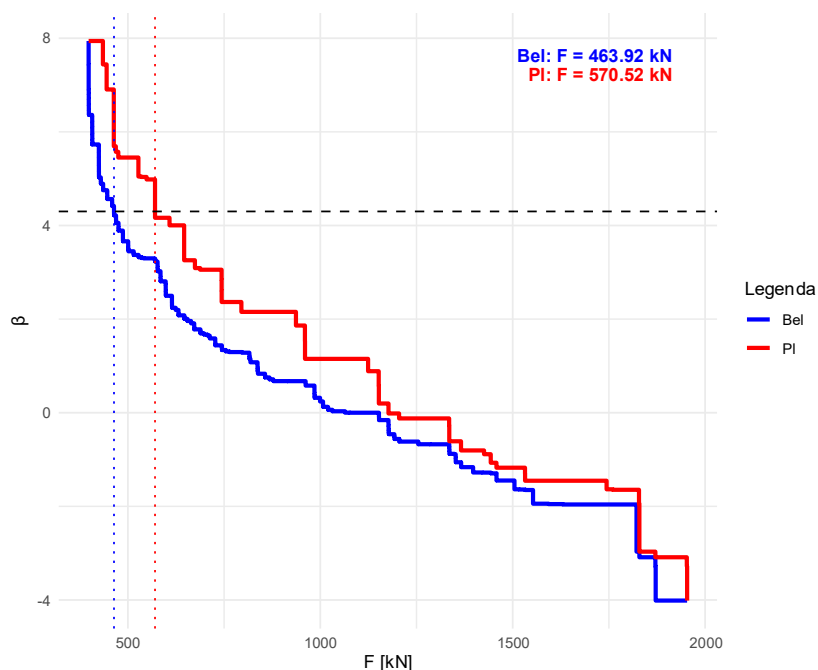
Klasa konsekwencji	Opis	Przykłady konstrukcji budowlanych lub inżynierskich
CC1	Wysokie zagrożenie życia ludzkiego lub bardzo duże konsekwencje ekonomiczne, społeczne i środowiskowe.	Widownie, budynki użyteczności publicznej, których konsekwencje zniszczenia są wysokie.
CC2	Przeciętne zagrożenie życia ludzkiego lub znaczne konsekwencje ekonomiczne, społeczne i środowiskowe.	Budynki mieszkalne i biurowe oraz budynki użyteczności publicznej, których konsekwencje zniszczenia są przeciętne.
CC3	Niskie zagrożenie życia ludzkiego lub małe lub nieznaczne konsekwencje ekonomiczne, społeczne i środowiskowe.	Budynki rolnicze, w których ludzie nie przebywają oraz szklarnie.

Tabela 5.11. Zalecane minimalne wartości wskaźnika niezawodności β według [386].

Klasy niezawodności	Minimalne wartości β	
	Okres odniesienia 1 rok	Okres odniesienia 50 lat
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

Na podstawie tabel 5.9 oraz 5.11 do dalszej analizy przyjęto wartości wskaźnika niezawodności β wynoszące 3,1; 3,3; 3,8; 4,3 odpowiadającym konstrukcjom, których konsekwencje awarii są znaczne według [385] lub konstrukcjom, których okres trwałości

wynosi 50 lat. Przykładowy wykres nośności posadowienia fundamentu w zależności od wskaźnika niezawodności wraz z zaznaczonymi wartościami siły F dla dolnej (Bel) i górnej (Pl) funkcji niezawodności przedstawia rysunek 5.42.



Rysunek 5.42. Wartości funkcji Bel i Pl dla wskaźnika niezawodności $\beta = 4,3$ dla gruntu o wilgotności $w = 16,2$ % bez dodatków.

W tabeli 5.12 zestawiono dolne (Bel) i górne (Pl) wartości pionowego obciążenie fundamentu F potrzebne do osiągnięcia założonych wartości współczynnika niezawodności dla wszystkich rozpatrywanych materiałów gruntowych.

Tabela 5.12. Dolne (*Bel*) i górne (*Pl*) wartości pionowego obciążenie fundamentu *F* potrzebne do osiągnięcia założonych wartości współczynnika niezawodności dla wszystkich rozpatrywanych materiałów gruntowych.

Materiał	Funkcja	Obciążenie graniczne <i>F</i> [kN]			
		$\beta = 3,1$	$\beta = 3,3$	$\beta = 3,8$	$\beta = 4,3$
Grunt w=9%	Belief <i>Bel</i> (<i>F</i>)	14 560,37	14 361,16	14 280,43	14 119,67
	Plausibility <i>Pl</i> (<i>F</i>)	14 685,18	14 613,42	14 609,94	14 538,52
Grunt w=16.2%	Belief <i>Bel</i> (<i>F</i>)	577,27	542,53	487,1	464,02
	Plausibility <i>Pl</i> (<i>F</i>)	674,23	646,18	608,19	570,52
PP w=12%	Belief <i>Bel</i> (<i>F</i>)	4 396,49	3 254,42	2 992,34	2 752,47
	Plausibility <i>Pl</i> (<i>F</i>)	5 523,53	4 799,01	4 355,42	4 355,42
PP w=16.3%	Belief <i>Bel</i> (<i>F</i>)	1 019,78	964,13	936,99	908,81
	Plausibility <i>Pl</i> (<i>F</i>)	1 080,04	1 051,83	1 043,08	1 015,73
Juta w=14%	Belief <i>Bel</i> (<i>F</i>)	5 049,8	5 024,26	4 825	4 721,59
	Plausibility <i>Pl</i> (<i>F</i>)	5 248,96	5 248,28	5 189,76	5 019,54
Juta w=16.2%	Belief <i>Bel</i> (<i>F</i>)	1 176,21	1 175,17	1 169,3	1 165,35
	Plausibility <i>Pl</i> (<i>F</i>)	1 181,83	1 181,72	1 179,39	1 174,36
Cem 2%	Belief <i>Bel</i> (<i>F</i>)	10 153,68	8 367,37	8 312,67	7 656,1
	Plausibility <i>Pl</i> (<i>F</i>)	10 895,16	10 225,22	10 144,69	10 144,69
Cem 2% pył 2%	Belief <i>Bel</i> (<i>F</i>)	11 370 483	9 845 931	9 621 882	8 630 241
	Plausibility <i>Pl</i> (<i>F</i>)	12 141 094	11 645 153	11 331 490	11 331 490
Cem 4%	Belief <i>Bel</i> (<i>F</i>)	2 733,85	2 668,84	2 668,74	2 393,13
	Plausibility <i>Pl</i> (<i>F</i>)	3 402,02	3 402	3 197,08	2 668,70
Cem 4% Ver 2	Belief <i>Bel</i> (<i>F</i>)	8 027 780	8 014 587	8 004 589	7 992 750
	Plausibility <i>Pl</i> (<i>F</i>)	8 033 563	8 027 780	8 024 001	8 024 001
PP cem 4%	Belief <i>Bel</i> (<i>F</i>)	143 144,17	96 592,35	95 918,18	76 167,53
	Plausibility <i>Pl</i> (<i>F</i>)	160 457,7	144 175,6	143 000	143 000
Juta cem4%	Belief <i>Bel</i> (<i>F</i>)	248 566,1	236 664,5	236 493,8	228 353,2
	Plausibility <i>Pl</i> (<i>F</i>)	251 660	248 651,4	248 503,1	248 503,1
PET cem4%	Belief <i>Bel</i> (<i>F</i>)	124 259 106	115 771 594	115 168 885	109 183 789
	Plausibility <i>Pl</i> (<i>F</i>)	127 007 926	124 721 798	124 088 882	124 088 882
Epo cem4%	Belief <i>Bel</i> (<i>F</i>)	1 520 357,5	1 093 297	1 080 955,8	685 174,9
	Plausibility <i>Pl</i> (<i>F</i>)	1 675 244	1 538 293	1 517 837	1 517 837

Na podstawie wyników zaprezentowanych w tabeli 5.12 można stwierdzić, że grunty o niższym stopniu nasycenia charakteryzują się zdecydowanie wyższą nośnością przy tych samych wartościach wskaźnika niezawodności. Przy wskaźniku β wynoszącym 3,1; funkcji *Bel* dla gruntu o wilgotności $w = 9,7\%$ nośność jest ponad 24 wyższa w porównaniu do tego samego gruntu o wilgotności $w = 16,2\%$. Grunty z dodatkiem włókien charakteryzują się zauważalnie wyższą nośnością przy tej samej wartości wskaźnika niezawodności. W grupie materiałów gruntowych modyfikowanych wyłącznie włóknami najwyższą nośność, przy tych samych założeniach niezawodnościowych, wykazuje grunt z dodatkiem juty. Dodatek włókien polipropylenowych spowodował wzrost nośności o ponad 60% w porównaniu z gruntem niezbrojonym o porównywalnej wilgotności (dla wskaźnika $\beta = 3,1$), natomiast dodatek włókien juty zwiększył nośność o ponad 75%

W grupie materiałów z dodatkiem cementu najwyższą nośnością charakteryzuje się grunt z dodatkiem 2% cementu i 2% pyłu granodiorytowego. Nośność tej mieszanki według przeprowadzonych badań jest ponad 1000 razy większą niż nośność gruntu z tylko 2% dodatkiem cementu bez dodatku pyłu. Przyczyną tego zjawiska jest zauważalnie niższe odchylenie standardowe kąta tarcia wewnętrznego mieszanki $g2c2p$ ($\sigma_\varphi = 3,44^\circ$) w porównaniu z gruntem $g2c$ ($\sigma_\varphi = 9,04^\circ$). Wyraźny wpływ odchylenia standardowego na niezawodność podłoża jest widoczny w przypadku gruntów oznaczonych jako $g4c$ i $g4cver2$. Obie próbki reprezentują te same mieszanki gruntowe, jednak w przypadku materiału $g4c$ odnotowano pojedynczy wątpliwy pomiar wytrzymałości na ścianie, który znacząco zaburzał tendencje wyznaczaną przez pozostałe punkty. W związku z tym parametry wytrzymałościowe mieszanki $g4cver2$ zostały określone na podstawie 3 punktów pomiarowych, czyli po odrzuceniu wartości odbiegającej. Odchylenia standardowe parametrów wytrzymałościowych materiału $g4c$ wyglądają następująco $\sigma_c = 73,56$ kPa, $\sigma_\varphi = 26,65^\circ$, a dla materiału $g4cver2$ $\sigma_c = 1,87$ kPa, $\sigma_\varphi = 0,86^\circ$. Różnice te znajdują odzwierciedlenie w wartościach nośności posadowienia fundamentu. Dla dolnej funkcji niezawodności (Bel) przy wskaźniku niezawodności $\beta = 3,1$ nośność gruntu $g4c$ wynosi 2 733,85 kN a dla materiału $g4cver2$ jest równa 8 027 780 kN, co oznacza blisko trzytysięczną różnicę. Wyniki te jednoznacznie wskazują, że w analizach niezawodności istotne znaczenie ma jakość i liczność danych wejściowych. Im większa liczba próbek zostanie uwzględniona w analizie, tym większa będzie wiarygodność uzyskanych wyników.

Próbki z grupy gruntów domieszkowanych cementem oraz włókami charakteryzują się bardzo wysokimi wynikami nośności w porównaniu do próbek gruntu z samych dodatków włókien przy tych samych przyjętych poziomach bezpieczeństwa. Największą nośnością z tej grupy i jednocześnie spośród wszystkich przebadanych materiałów charakteryzuje się grunt z dodatkiem cementu oraz włókien PET. Powodem tego są wysokie wartości kąta tarcia wewnętrznego $\varphi \approx 70^\circ$ oraz niskie wartości jego odchylenia standardowego ($\sigma_\varphi = 1,87^\circ$).

Dodatek włókien do gruntu istotnie zwiększa nośność graniczną podłoża pod fundamentem. W kontekście działań ukierunkowanych na poprawę parametrów mechanicznych gruntu w sposób ekologiczny, zastosowanie włókien pochodzenia naturalnego, jakimi są włókna juty, wydaje się szczególnie korzystnym i perspektywicznym rozwiązaniem. Z kolei w sytuacjach, gdy celem jest istotne, wyraźne zwiększenie nośności gruntu, a aspekty ekologiczne mają znaczenie drugorzędne, zasadne jest zastosowanie cementu w połączeniu z włóknami, w szczególności włóknami PET.

Metoda zbiorów losowych stanowi alternatywę dla analizy niepewności opartej na przedziałach informacyjnych. Jest szczególnie przydatna w sytuacjach, gdy brak jest danych o rozkładzie prawdopodobieństwa pomiędzy granicami przedziału. Tabela 5.13 prezentuje porównanie wartości obciążenia granicznego posadowienia fundamentu F , wyznaczonych na podstawie przedziałów informacyjnych oraz metody zbiorów losowych. Przyjęcie do projektowania minimalnych wartości parametrów gruntowych może prowadzić do znacznych niedoszacowań nośności podłoża, a w efekcie do przewymiarowania fundamentów.

Tabela 5.13. Porównanie wartości obciążenia granicznego F dla podłoża pod fundamentem posadowionego na gruncie z dodatkiem cementu oraz włókien polipropylenowych (*cpp*), wyznaczonych na podstawie przedziałów informacyjnych oraz metody zbiorów losowych.

Obciążenie graniczne F [kN]					
Wartości deterministyczne	Źródło informacji	Wartość dla maksymalnych wartości parametrów gruntu	Wartość dla średnich wartości parametrów gruntu	Wartość minimalnych wartości parametrów gruntu	
	Przedziały informacyjne	1 220 355	285 320,9	41 041,87	
Metoda zbiorów losowych	Funkcja	Wartość na wskaźnika niezawodności $\beta=3,1$	Wartość na wskaźnika niezawodności $\beta=3,3$	Wartość na wskaźnika niezawodności $\beta=3,8$	Wartość na wskaźnika niezawodności $\beta=4,3$
	$Bel(F)$	143 144,17	96 592,35	95 918,18	76 167,53
	$Pl(F)$	160 457,7	144 175,6	143 000	143 000

W analizowanym przypadku gruntu z dodatkiem 4% cementu oraz 0,5% włókien polipropylenowych wyznaczenie nośności podłoża pod fundamentem na podstawie minimalnych wartości parametrów geotechnicznych prowadzi do jej istotnego zaniżenia. Otrzymana w ten sposób nośność jest około 45% mniejsza niż wartość wynikająca z dolnej funkcji niezawodności (Bel) przy wysokim wskaźniku niezawodności $\beta = 4,3$. W porównaniu do najniższej analizowanej wartości wskaźnika niezawodności ($\beta = 3,1$) zaniżenie nośności jest jeszcze większe i wynosi ponad 71% dla funkcji (Bel). Z kolei zaprojektowanie konstrukcji na podstawie średnich wartości parametrów geotechnicznych może okazać się zbyt optymistyczne. W analizowanym przypadku, przy porównaniu z nośnością wyznaczoną na podstawie dolnej funkcji niezawodności i wskaźnika niezawodności $\beta = 4,3$, przyjęcie średnich wartości parametrów skutkuje przeszacowaniem nośności aż o blisko 275%. Taka różnica wskazuje na istotne ryzyko wynikające z nieuwzględnienia zmienności i niepewności parametrów gruntowych.

5.3. Modelowanie numeryczne rozwoju pęknięć

Niniejszy podrozdział koncentruje się na zagadnieniu nośności granicznej na rozciąganie (pękaniu) w podłożu nienasyconym z wykorzystaniem narzędzi numerycznych. Badania przeprowadzono dla trzech rodzajów gruntów: pyłu, pyłu z iłem oraz iłu. Materiały te były wcześniej badane pod kątem inicjacji i rozwoju pęknięć, co opisano w podrozdziale 3.3.4. Wykazano tam, że poszczególne grunty różnią się istotnie pod względem potencjału pęknięcia.

Celem przeprowadzonych badań jest oszacowanie rozstawu i głębokości pęknięć dla wybranych rodzajów gruntów z wykorzystaniem programu *FlexPDE*, opartego na metodzie elementów skończonych. Przyjęto, że do inicjacji pęknięcia dochodzi w momencie, gdy naprężenia rozciągające przekroczą lokalną wytrzymałość gruntu na rozciąganie. Po przekroczeniu nośności granicznej na rozciąganie pęknięcie propaguje się w głąb próbki, aż do strefy, w której wytrzymałość na rozciąganie przewyższa występujące naprężenia. W ten sposób możliwe jest odwzorowanie zarówno momentu powstania, jak i zasięgu rozwijającego się pęknięcia w warunkach zmiennych właściwości mechanicznych gruntu.

W analizach uwzględniono zmienność właściwości gruntu wzdłuż wysokości próbki. Zastosowano zmienną wartość ssania, zależną od położenia w profilu, a także zmienny moduł sprężystości, którego wartość uzależniona jest od stopnia nasycenia i odpowiadającego mu ssania. Ponadto przyjęto zmienną wytrzymałość na rozciąganie jako funkcję stopnia nasycenia. Takie podejście pozwala na bardziej realistyczne odwzorowanie warunków panujących w gruncie podczas procesu wysychania oraz umożliwia analizę mechanizmów odpowiedzialnych za inicjację i rozwój pęknięć.

5.3.1. Model matematyczny i parametry wejściowe

W modelu założono, że grunt zachowuje się jako materiał idealnie sprężysty, a analizę przeprowadzono w płaskim stanie odkształcenia. Zakładając, że szerokość próbki jest istotnie mniejsza niż jej długość i wysokość.

W takich warunkach naprężenia rozciągające powstające na skutek skurczu gruntu oszacowano przy pomocy podejścia analogicznego do opisu naprężeń termicznych [65], określonego w następujący sposób:

$$\sigma_x = E_0 \cdot (\varepsilon_x + \nu \cdot \varepsilon_y - (1 + \nu) \cdot \alpha_T \cdot \Delta T), \quad (5.50)$$

gdzie $E_0 = \frac{E}{1-\nu^2}$ oznacza moduł sprężystości w płaskim stanie odkształcenia, E to moduł sprężystości; ν to współczynnik Poissona, $\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}$ oznacza odkształcenie normalne na kierunku x ; $\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}$ jest odkształceniem normalnym na kierunku y ; α_T to współczynnik odkształcalności termicznej; ΔT oznacza przyrost temperatury.

W zastosowanym modelu skurcz uwzględniono poprzez zastąpienie członu $\alpha_T \cdot \Delta T$ współczynnikiem skurczu α_Ψ (będącym funkcją ssania), określonym doświadczalnie dla każdego z analizowanych rodzajów gruntu. Przy takich założeniach naprężenia rozciągające spowodowane skurczem gruntu można określić w następujący sposób:

$$\sigma_x = E_0 \cdot (\varepsilon_x + \nu \cdot \varepsilon_y - (1 + \nu) \cdot \alpha_\Psi), \quad (5.51)$$

$$\sigma_y = E_0 \cdot (\nu \cdot \varepsilon_x + \varepsilon_y - (1 + \nu) \cdot \alpha_\Psi), \quad (5.52)$$

$$\tau_{xy} = G \cdot \gamma_{xy}, \quad (5.53)$$

gdzie: α_Ψ oznacza współczynnik skurczu gruntu w funkcji ssania matrycowego; $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ to moduł Kirchhoffa; $\gamma_{xy} = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}$ jest odkształceniem postaciowym.

5.3.1.1. Wyznaczanie współczynnika skurczu

Wartości współczynnika skurczu α_Ψ zostały określone doświadczalnie na podstawie badań własnych nad procesem pęknięcia powierzchni gruntów podczas wysychania, opisanych szczegółowo w rozdziale 3.3.4. Do oceny intensywności skurczu wykorzystano wskaźnik *Surface Crack Ratio* R_{sc} , który został wcześniej opisany w tabeli 2.4. Wskaźnik ten definiuje się jako stosunek powierzchni spękania do początkowej całkowitej powierzchni próbki, zgodnie z zależnością:

$$R_{sc} = \frac{A_c}{A_i} \quad (5.54)$$

gdzie A_c to całkowita powierzchnia pęknięć; A_i oznacza początkową powierzchnię próbki gruntu.

W kontekście przeprowadzanych analiz wskaźnik R_{sc} uznano za bardziej reprezentatywny niż stosowany we wcześniejszym podrozdziale 4.2 wskaźnik *CIF*, ponieważ

odnosi się on do początkowej powierzchni próbki, a nie jak w przypadku *CIF*, do powierzchni w danym etapie procesu wysychania. Dzięki temu możliwe jest bardziej jednoznaczne i porównywalne ujęcie intensywności skurczu. Choć dla analizowanych gruntów różnice pomiędzy wartościami wskaźników *CIF* i R_{sc} okazały się nieznaczne i nie wpływały istotnie na ogólny obraz zjawiska, wybór wskaźnika R_{sc} pozwala na zachowanie większej dokładności.

W analizowanym przypadku, na podstawie badań przedstawionych w podrozdziale 3.3.4 wyznaczono zależność opisującą intensywność pęknięć powierzchniowych w funkcji wilgotności gruntu. Następnie, wykorzystując wzór (5.55), przekształcono tę relację, uzyskując zależność intensywności pęknięć powierzchniowych od stopnia nasycenia.

$$S = \frac{w}{w_{sat}}, \quad (5.55)$$

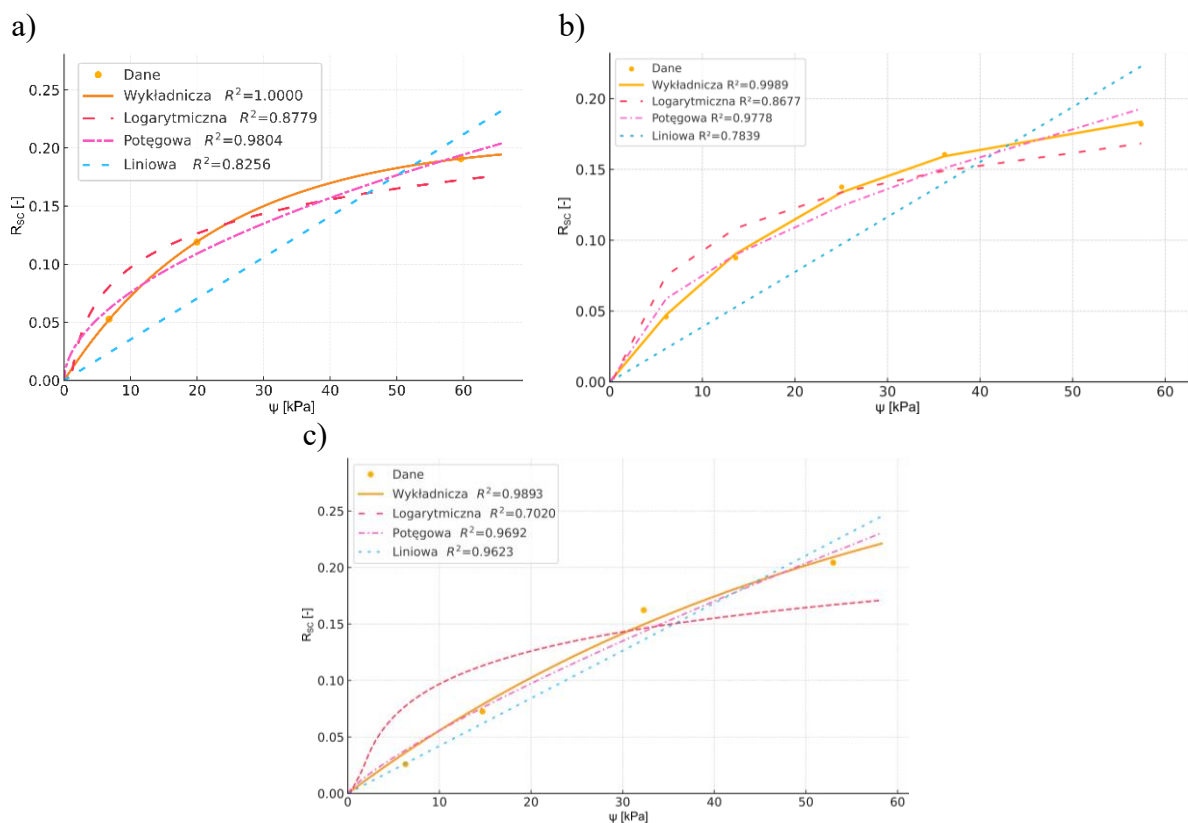
gdzie: w oznacza wilgotność gruntu w danym etapie; w_{sat} to wilgotność gruntu przy pełnym nasyceniu porów wodą, wykorzystano dane zawarte w [387].

W dalszej kolejności, wykorzystując model Van Genuchtena [388] opisany szczegółowo w kolejnej podsekcji rozdziału, uzyskano zależność opisującą intensywność pęknięć powierzchniowych w zależności od ssania gruntu. Parametry zastosowane w modelu Van Genuchtena zostały zestawione w tabeli 5.4.

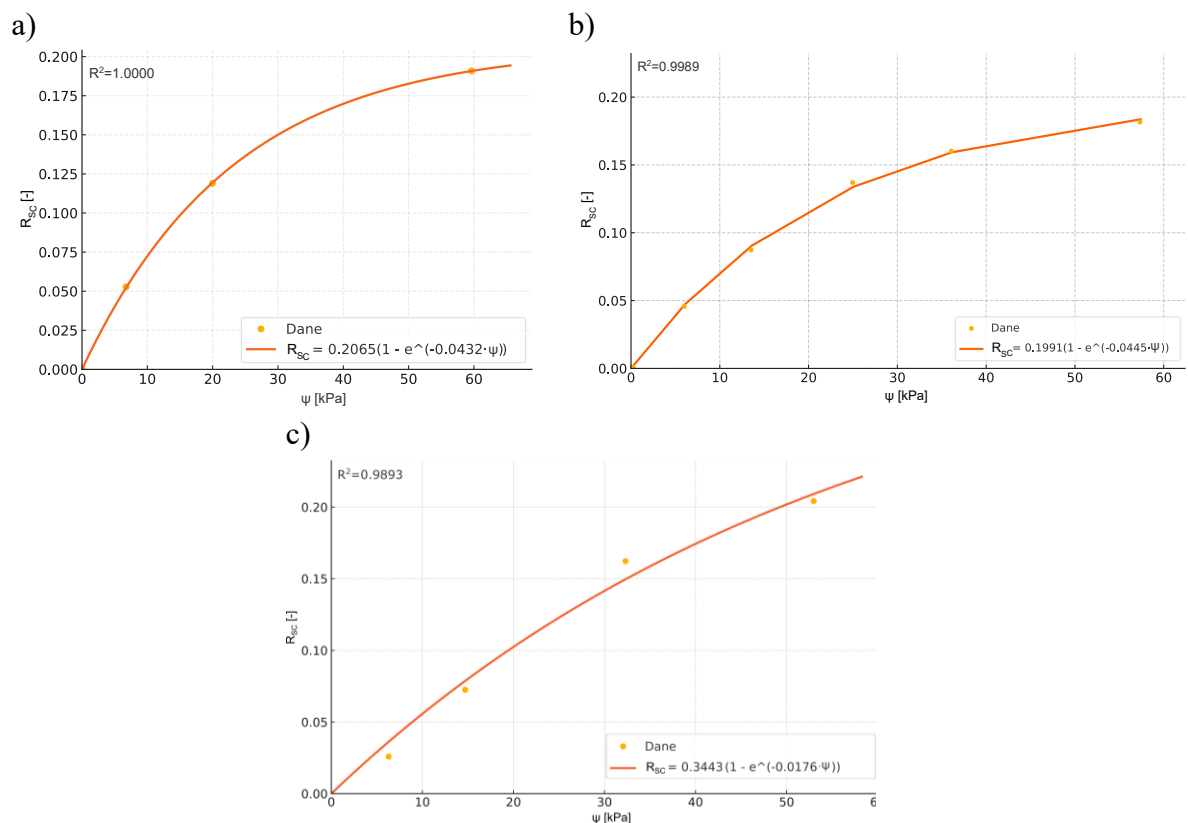
Ze względu na to, że w modelu rozpatrywane będą stosunkowo niskie wartości ssania gruntu oraz w celu lepszego odwzorowania zależności pomiędzy skurczem a ssaniem właśnie w tym zakresie, zdecydowano, że do określenia wartości współczynnika skurczalności α_ψ jako funkcji ssania uwzględnione zostaną jedynie przypadki, dla których wartość wskaźnika R_{sc} jest mniejsza niż 0,2.

Określenie wartości współczynnika skurczalności polegało na dopasowaniu funkcji opisującej zmianę powierzchni próbki gruntu (R_{sc}) w zależności od ssania gruntu. Proces ten przeprowadzono z wykorzystaniem regresji liniowej oraz nieliniowej, w zależności od charakteru analizowanej relacji. W obu przypadkach zastosowano metodę najmniejszych kwadratów.

Jako miarę jakości dopasowania przyjęto współczynnik determinacji R^2 . Wysokie wartości R^2 (zbliżone do 1) interpretowano jako dobre odwzorowanie zależności uzyskanych doświadczalnie. Porównanie różnych dopasowań oraz najlepsze dopasowania współczynnika skurczalności gruntu zostały zaprezentowane odpowiednio na rysunkach 5.43 oraz 5.44.



Rysunek 5.43. Porównanie dopasowania współczynnika skurczalności gruntu dla: a) pyłu, b) pyłu z iłem, c) iłu.



Rysunek 5.44. Najlepsze dopasowania współczynnika skurczalności gruntu dla: a) pyłu, b) pyłu z iłem, c) iłu.

Najlepszym odzwierciedleniem zależności pomiędzy skurczem a ssaniem dla wszystkich analizowanych gruntów okazało się dopasowanie wykładnicze. Do dalszej analizy przyjęto następujące wartości współczynnika skurczalności:

- pył: $\alpha_\Psi = 0,2065(1 - e^{(-0,0432 \cdot \Psi)})$,
- pył z łem: $\alpha_\Psi = 0,1991(1 - e^{(-0,0445 \cdot \Psi)})$,
- ił: $\alpha_\Psi = 0,3443(1 - e^{(-0,0176 \cdot \Psi)})$.

5.3.1.2. Ssanie matrycowe

Stopień nasycenia gruntu ma istotny wpływ na jego właściwości mechaniczne i fizyczne. Grunt o stopniu nasycenia $S = 1,0$ jest uznawany za nasycony, natomiast dla wartości $S < 1,0$ za nienasycony. W takim przypadku ośrodek należy traktować jako materiał trójfazowy, gdyż składa się z cząstek stałych oraz porów wypełnionych wodą i powietrzem [389].

Z punktu widzenia mechaniki gruntów szczególnie istotna jest różnica między ciśnieniami porowymi wody i powietrza, określana ssaniem matrycowym [338]. Zjawisko to powoduje powstawanie ujemnego ciśnienia porowego, będącego efektem parowania wody z porów gruntowych.

Według Gardnera [390] ssanie matrycowe może być opisane zależnością:

$$\Psi = \frac{1}{\alpha_{VG}} \ln \left[\left(1 + \frac{q}{k_s} \right) e^{-\alpha_{VG} \gamma_w z} - \frac{q}{k_s} \right], \quad (5.56)$$

gdzie: α_{VG} to współczynnik dopasowania; q jest jednostkowym przepływem (na podstawie [391–393] przyjęto $q = 1,15E - 8$ dla parowania przy temperaturze $40^\circ C$); k_s oznacza przewodność hydrauliczną w stanie nasyconym; γ_w to ciężar właściwy wody (przyjęto $1000 \frac{kg}{m^3}$); z oznacza wysokość powyżej zwierciadła wody gruntowej.

Do opisu zależności pomiędzy wilgotnością gruntu a ssaniem matrycowym bywa używana krzywa charakterystyczna układu grunt-woda (SWCC, *Soil Water Characteristic Curve*). Krzywa ta opisuje zdolność gruntu do retencji wody w funkcji ssania.

Jednym z najczęściej stosowanych modeli matematycznych do zapisu funkcyjnego krzywej SWCC jest równanie zaproponowane przez van Genuchtena [388], które opisuje zależność stopnia nasycenia od wartości ssania matrycowego w postaci:

$$S(u_a - u_w) = S_r + \frac{1 - S_r}{\{1 + [-\alpha]^{n_n}\}^m}, \quad (5.57)$$

gdzie $S(u_a - u_w)$ oznacza stopień nasycenia odpowiadający różnicy ciśnień porowych ($u_a - u_w$); S_r jest rezydualnym stopniem nasycenia; n_n to parametr dopasowania; m oznacza parametr dopasowania, otrzymywany za pomocą równania:

$$m = 1 - \frac{1}{n_n}. \quad (5.58)$$

Parametry gruntów wykorzystane w obliczeniach zestawiono w tabeli 5.14. Wartości charakterystyczne dla pyłu oraz iłu zaczerpnięto z pracy [394], natomiast parametry dla pyłu z iłem wyznaczono metodą interpolacji na podstawie danych uzyskanych dla dwóch pozostałych gruntów.

Tabela 5.14. Zestawienie parametrów gruntów użytych w obliczeniach według modelu van Genuchtena.

Rodzaj gruntu	$\alpha \left[\frac{1}{\text{kPa}} \right]$	$k_s \left[\frac{\text{cm}}{\text{godz.}} \right]$	$k_s \left[\frac{\text{m}}{\text{s}} \right]$	$n [-]$	$\theta_s [-]$	$\theta_R [-]$	$S_R [-]$
Pył	0,1631	0,25	$6,94 \cdot 10^{-7}$	1,37	0,46	0,034	0,074
Pył z iłem	0,081	0,20	$3,29 \cdot 10^{-7}$	1,14	0,37	0,064	0,173
Ił	0,0510	0,02	$5,56 \cdot 10^{-7}$	1,09	0,36	0,07	0,194

5.3.1.3. Moduł sprężystości

W badaniu początkowo przyjęto wartości modułu sprężystości na podstawie danych literaturowych [395] dla gruntów o konsystencji miękkoplastycznej. Jednak ze względu na fakt, że grunty analizowane w niniejszej pracy znajdowały się w konsystencji płynnej, zdecydowano się na zastosowanie współczynników redukujących wartości modułu sprężystości. Parametry te zostały wyznaczone na podstawie własnych obserwacji i badań laboratoryjnych, uwzględniających wpływ stopnia uplastycznienia gruntu na jego sztywność. Wartości przyjętych modułów sprężystości oraz odpowiadających im współczynników redukcji zestawiono w tabeli 5.15. Dodatkowo, na rysunku 5.45 zaprezentowano zależność ilustrującą wpływ zawartości frakcji iłowej na wartość współczynnika redukcji modułu sprężystości.

W niniejszym badaniu uwzględniono wpływ ssania matrycowego na zmianę sztywności gruntu. Wzrost wartości ssania matrycowego prowadzi do poprawy właściwości wytrzymałościowych gruntu, co zostało potwierdzone w licznych badaniach doświadczalnych [73,98,396–399]. Wpływ ssania matrycowego na sztywność gruntu był przedmiotem badań wielu badaczy, w tym Mendozy [400] oraz Oh [401], którzy zauważyli silną zależność między

wartością modułu sprężystości a stopniem nasycenia. Grunt w stanie nienasyconym charakteryzuje się wyższym modułem sprężystości niż w stanie pełnego nasycenia. Zależność ta została wykorzystana również w pracy [190]. Wyrażenie opisujące moduł sprężystości dla dowolnego stopnia nasycenia, z uwzględnieniem zaproponowanego przez autora współczynnika redukcji modułu sprężystości, przyjmuje następującą postać:

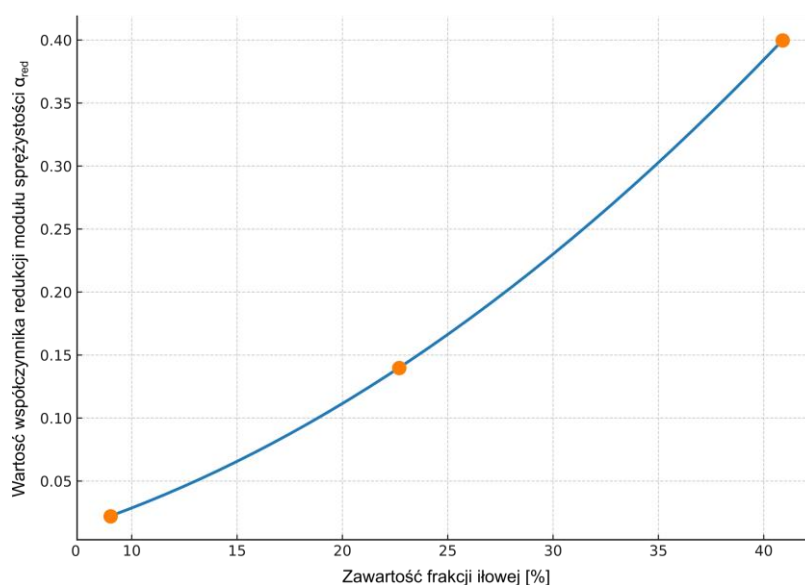
$$E_{(unsat)} = E_{(sat)} \cdot \alpha_{red} \left[1 + \alpha_E \frac{(u_a - u_w)}{\frac{P_a}{101,3}} S^{\beta_E} \right], \quad (5.59)$$

gdzie $E_{(unsat)}$ oznacza moduł sprężystości w stanie nienasyconym; $E_{(sat)}$ to moduł sprężystości w stanie pełnego nasycenia; α_{red} jest współczynnikiem redukującym wartość modułu sprężystości; P_a to ciśnienie atmosferyczne, w tym przypadku przyjęto 101,3 kPa; α_E oraz β_E to parametry dopasowania modelu.

W tabeli 5.15 przedstawiono wartości parametrów przyjętych w modelu numerycznym do wyznaczania zmienności modułu sprężystości w funkcji stopnia nasycenia oraz ssania matrycowego.

Tabela 5.15. Wartości parametrów przyjętych w modelu numerycznym do wyznaczania zmienności modułu sprężystości w funkcji stopnia nasycenia i ssania matrycowego oraz współczynnika redukującego wartość modułu sprężystości.

Rodzaj gruntu	$E_{(sat)}$ [MPa]	Współczynnik redukcji α_{red} [-]	α_E [-]	β_E [-]
Pył	1,5	0,0223	0,073	2
Pył z iłem	0,5	0,1400	0,033	2
Il	0,35	0,4000	0,016	2



Rysunek 5.45. Wpływ zawartości frakcji ilowej na współczynniki redukcji modułu sprężystości.

5.3.1.4. Opis wytrzymałości na rozciąganie w ujęciu modelu idealnie sprężystego

W modelu uwzględniono zmienność wytrzymałości na rozciąganie w zależności od stopnia nasycenia gruntu. W zadaniu wytrzymałość na rozciąganie przyjęto według modelu (2.23) opisanego w podrozdziale 2.2, przytoczonego ponownie:

$$\sigma_{\text{tut}} = \begin{cases} 2 \operatorname{tg} \phi_t \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_t}{2} \right) \frac{S_e}{\alpha} \left[S_e^{n/(1-n)} - 1 \right]^{1/n} & 0 \leq S \leq S_c \\ \sigma_{\text{tr}} + 2 \operatorname{tg} \phi_t \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_t}{2} \right) \frac{S_e}{\alpha} \left[S_e^{n/(1-n)} - 1 \right]^{1/n} & S_c < S \leq 100\% \end{cases}, \quad (5.60)$$

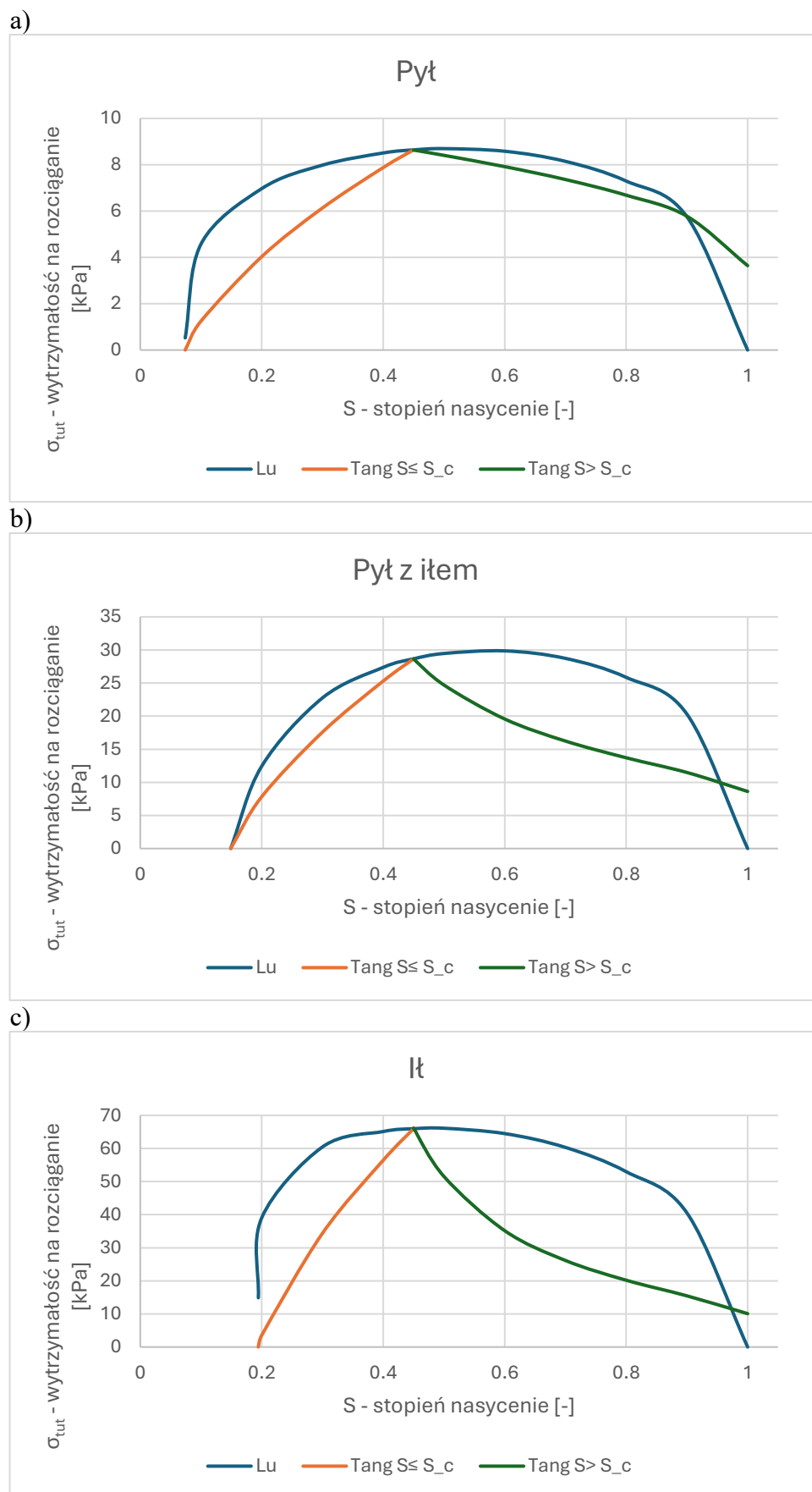
Wartości przyjętych parametrów wytrzymałościowych zostały określone na podstawie wyników uzyskanych w badaniach laboratoryjnych, a następnie sprowadzone do parametrów odpowiadających stanowi pełnego nasycenia przy wykorzystaniu nomogramów zawartych w normie [402]. Pozostałe parametry modelu wytrzymałości na rozciąganie przyjęto na podstawie pracy [88], a następnie skalibrowano w taki sposób, aby uzyskane wartości odpowiadały przedziałom wytrzymałości na rozciąganie opisywanym w literaturze, między innymi w pracach [403,404].

Tabela 5.16 przedstawia wartości współczynników zastosowanych do wyznaczenia wytrzymałości na rozciąganie gruntu.

Tabela 5.16 Wartości współczynników zastosowanych do wyznaczenia wytrzymałości na rozciąganie gruntu.

Typ modelu	Rodzaj gruntu	$\sigma_{\text{tr}} \text{ (c *)}$ [kPa]	$\phi_t \text{ [}^\circ\text{]}$	S_c	α	n
Lu	Pył	3,64	37,66	0,45	0,0640	2,38
Tang $S \leq S_c$					0,0412	5,05
Tang $S > S_c$					0,1600	1,87
Lu	Pył z iłem	8,63	33,18	0,45	0,016	2,28
Tang $S \leq S_c$					0,0105	5,22
Tang $S > S_c$					0,137	1,43
Lu	H	10,07	27,20	0,45	0,008	2,18
Tang $S \leq S_c$					0,0037	5,5
Tang $S > S_c$					0,072	1,38

Rysunek 5.46 przedstawia zależność wytrzymałości na rozciąganie od stopnia nasycenia dla trzech analizowanych rodzajów gruntów. Na wykresach zaprezentowano zarówno wyniki obliczeń według modelu Lu [89], jak i modelu zmodyfikowanego przez Tanga [88].



Rysunek 5.46. Wykresy wytrzymałości na rozciąganie w zależności od stopnia nasycenia dla: a) pyłu, b) pył z łem, c) łu.

Do dalszej analizy przyjęto model wytrzymałości na rozciąganie dla gruntów spoistych zaproponowany przez Tanga [88], ze względu na jego zdolność do uwzględniania dodatkowych mechanizmów odpowiedzialnych za nośność w stanie pełnego nasycenia oraz lepsze odwzorowanie charakterystyki wytrzymałościowej gruntów spoistych w szerokim zakresie stopni nasycenia.

5.3.2. Model numeryczny i procedura obliczeń

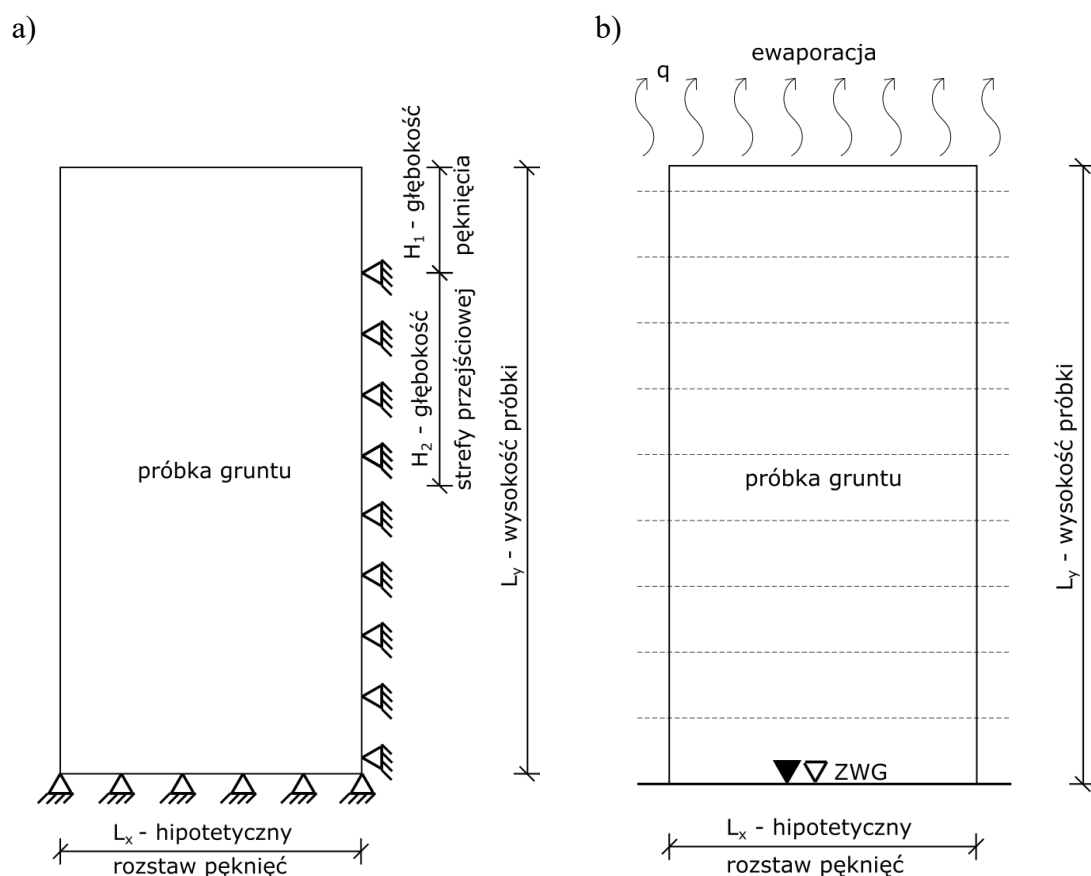
Obliczenia zostały wykonane w programie *FlexPDE 8.00*, opartym na metodzie elementów skończonych. Badanie obejmowało wyznaczenie naprężeń oraz nośności granicznej na rozciąganie dla trzech wybranych rodzajów gruntów nienasyconych. Przyjęto model idealnie sprężysty oraz założono brak zewnętrznych obciążeń mechanicznych. Źródłem oddziaływań w modelu były wyłącznie efekty skurczowe, wynikające z działania ssania matrycowego.

Wymiary modelu były stałe. Obliczenia wykonano dla zbioru z zakresu od $0,002 \times 1$ m do 1×1 m. Z prawej strony modelu założono obecność pęknięcia o zmiennej głębokości H_1 od $0,0001$ m do $0,9$ m. W obszarze pęknięcia przyjęto współczynnik skurczalności gruntu równy α_ψ . Poniżej wierzchołka pęknięcia, na głębokości do $2 \cdot H_1$ zdefiniowano strefę przejściową H_2 z obniżonym współczynnikiem skurczalności równym $\frac{\alpha_\psi}{3}$, co odzwierciedla warunki wysychania gruntu i stopniowe zmniejszanie skurczu wraz ze wzrostem wilgotności. Przyjęty sposób modelowania skurczu oparto na wynikach wcześniejszych obserwacji doświadczalnych. W modelu numerycznym podjęto próbę odwzorowania przeprowadzonych doświadczeń, dlatego lewa krawędź modelu została zamodelowana tak, aby pęknięcie sięgało do jego dolnej granicy, umożliwiając swobodne odkształcenia. Rozpatrzono następujące wartości rozstawu pęknięć: $0,2; 0,5; 1; 2; 3; 4; 5; 10; 20; 50$ i 100 cm oraz głębokości pęknięcia po stronie prawej: $0; 0,01; 0,05; 0,1; 0,5; 1; 5; 10; 20; 50; 75$ i 90 cm. Dla każdego z analizowanych gruntów rozważono 132 scenariusze kombinacji rozstawu i głębokości pęknięcia.

Zdefiniowane warunki brzegowe mechaniczne były następujące: dolna krawędź modelu została zablokowana w kierunku poziomym i pionowym, lewa krawędź od dolnej krawędzi do wierzchołka pęknięcia modelu została zablokowana w obu kierunkach. Pozostałe krawędzie nie zostały ograniczone. Rysunek 5.47a przedstawia przyjęte mechaniczne warunki brzegowe. Warunki brzegowe hydrauliczne obejmowały obecność zwierciadła wody gruntowej wzdłuż

dolnej krawędzi modelu oraz swobodny przepływ q wewnątrz modelu, symulujący proces ewaporacji (rysunek 5.47b).

W rozwiązaniu numerycznym maksymalny względny błąd obliczeń w każdej iteracji układu równań różniczkowych cząstkowych ograniczono do wartości poniżej 0,01%. Siatka MES była trójkątna, adaptacyjna, automatycznie dogęszczana w obszarach o dużych gradientach zmienności. Liczba elementów siatki zależała od rozmiarów modelu i wahała się od 75 do 410 elementów. Kod użyty do obliczeń został zamieszczony w załączniku C.



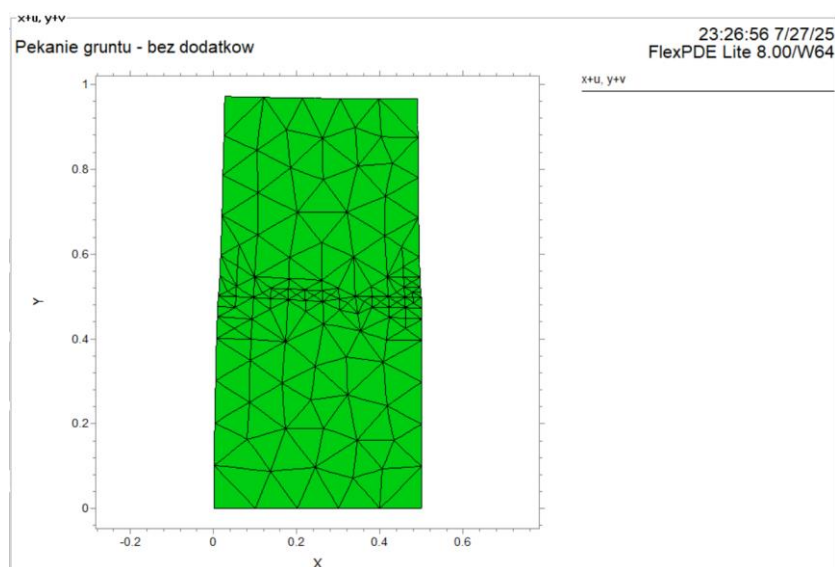
Rysunek 5.47. warunki brzegowe przyjęte w modelu: a) mechaniczne, b) hydrauliczne.

5.3.3. Wyniki symulacji

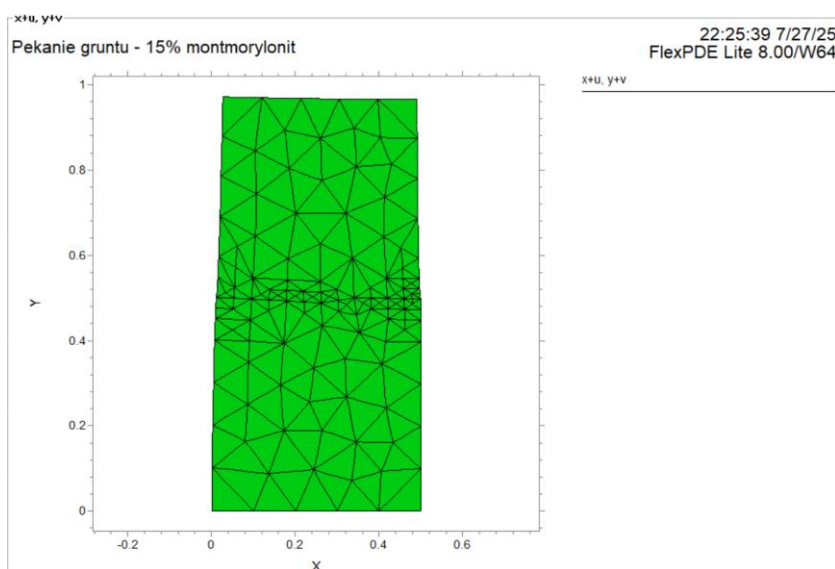
W niniejszej sekcji przedstawiono wyniki obliczeń numerycznych przeprowadzonych z wykorzystaniem programu *FlexPDE*. Zaprezentowano również przykładowe rezultaty w formie graficznego raportu z obliczeń dla przypadku o rozstawie pęknięć wynoszącym 50 cm oraz głębokości pęknięcia równej 50 cm, dla trzech analizowanych rodzajów gruntów. Przykładowe wizualizacje obejmują rozkład wartości wytrzymałości na rozciąganie, modułu sprężystości, przemieszczeń oraz naprężeń rozciągających.

Rysunek 5.48 przedstawia siatkę elementów skończonych wraz z odkształceniami przy pęknięciu o głębokości 50 cm oraz rozstawie pęknięć wynoszącym 50 cm.

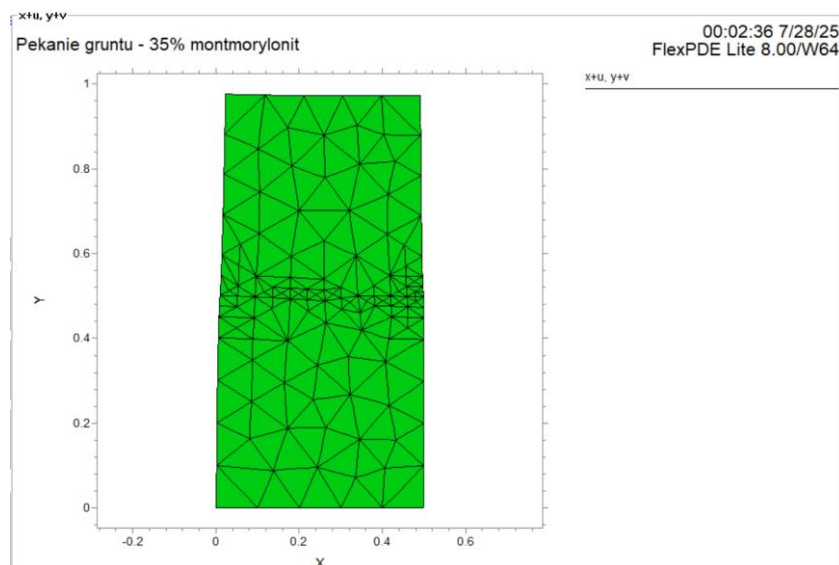
a)



b)



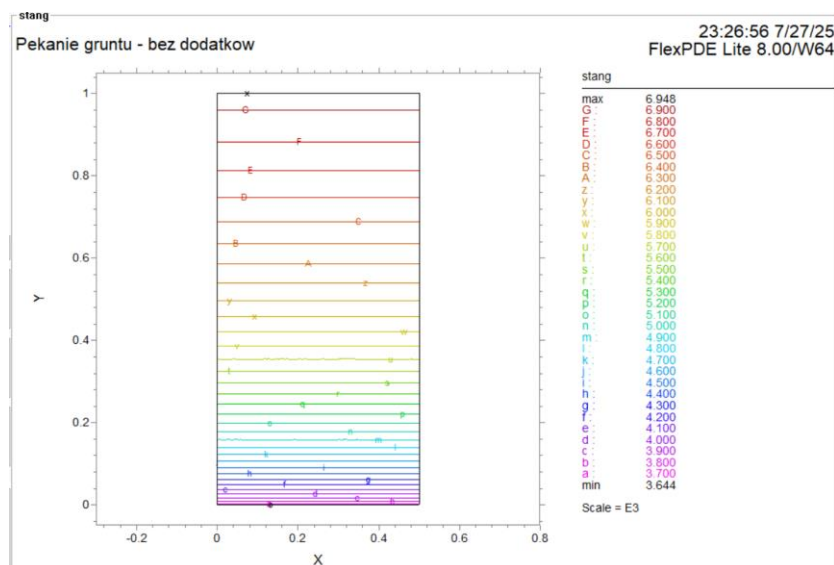
c)



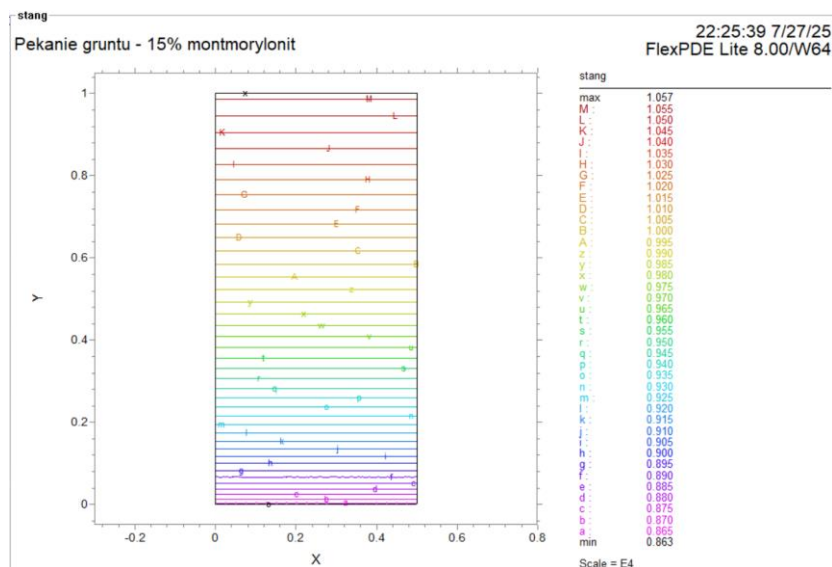
Rysunek 5.48. Siatka elementów skończonych wraz z odkształceniami przy pęknięciu o głębokości 50 cm oraz rozstawie pęknięć wynoszącym 50 cm dla: a) pyłu, b) pyłu z iłem, c) iłu.

Na rysunku 5.49 zostały ukazane wartości wytrzymałości na rozciąganie. Wytrzymałość na rozciąganie wyraźnie zmienia się wzdłuż profilu próbki. Dla pyłu wartości wytrzymałości mieszczą się w zakresie od 3,644 do 6,948 kPa, dla pyłu z iłem od 8,63 do 10,57 kPa, natomiast dla iłu zakres ten wyniósł od 10,08 do 12,13 kPa. Zmienność ta wynika przede wszystkim z rozkładu ssania matrycowego w gruncie, a w konsekwencji na lokalną wytrzymałość na rozciąganie.

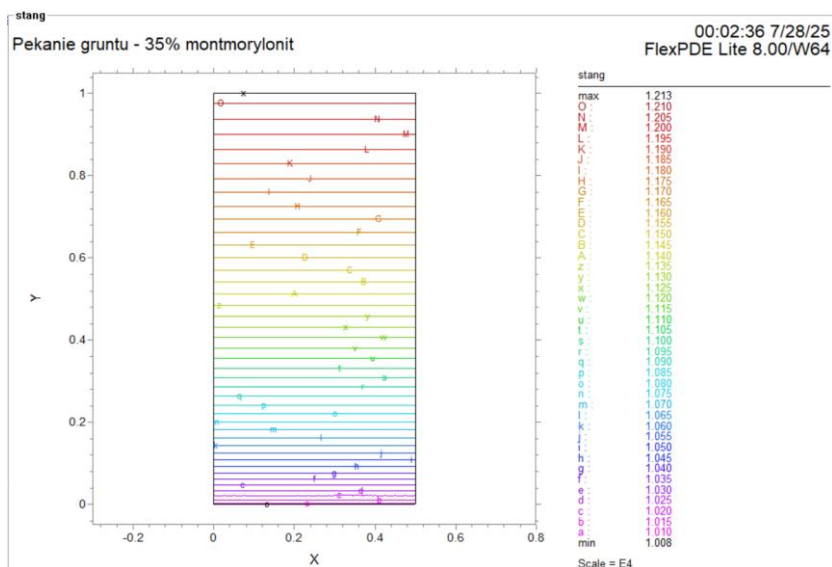
a)



b)



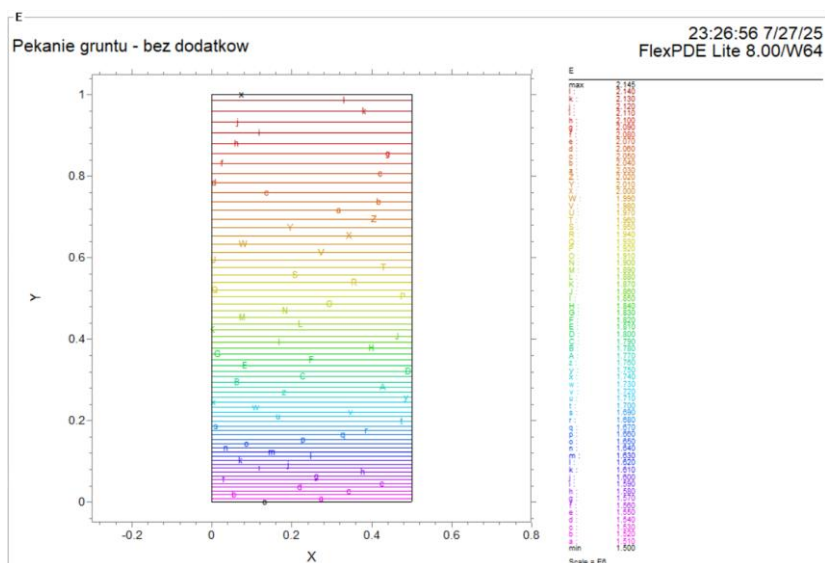
c)



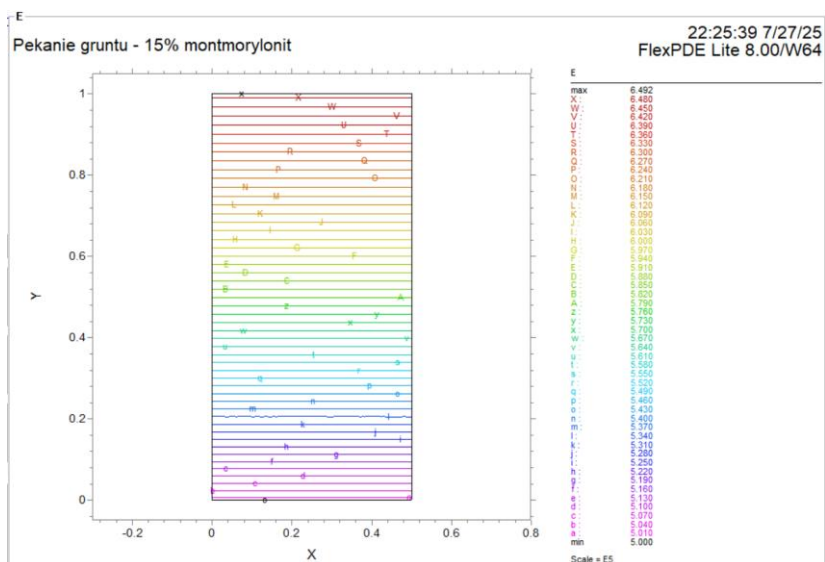
Rysunek 5.49. Wartości wytrzymałości na rozciąganie [Pa] przy pęknięciu o głębokości 50 cm oraz rozstawie pęknięć wynoszącym 50 cm dla: a) pyłu, b) pyłu z iłem, c) iłu.

Rysunek 5.50 przedstawia zmienność modułu sprężystości wzdłuż profilu badanych próbek. Dla pyłu wartości modułu mieszczą się w zakresie od 1,5 MPa w strefie odpowiadającej poziomowi umownego zwierciadła wody gruntowej do około 2,15 MPa w warstwach o najniższym stopniu nasycenia, co stanowi wzrost o 43%. W przypadku pyłu z iłem zakres zmienności wynosi od 0,5 MPa do niemal 0,65 MPa, co odpowiada wzrostowi o 30%. Dla iłu wartości modułu zwiększyły się o 17%, od 0,35 MPa w dolnej części profilu do nieco ponad 0,41 MPa w górnych partiach. Zaobserwowano, że im mniejszy udział frakcji iłowej w badanym gruncie, tym większe względne przyrosty modułu sprężystości podczas wysychania.

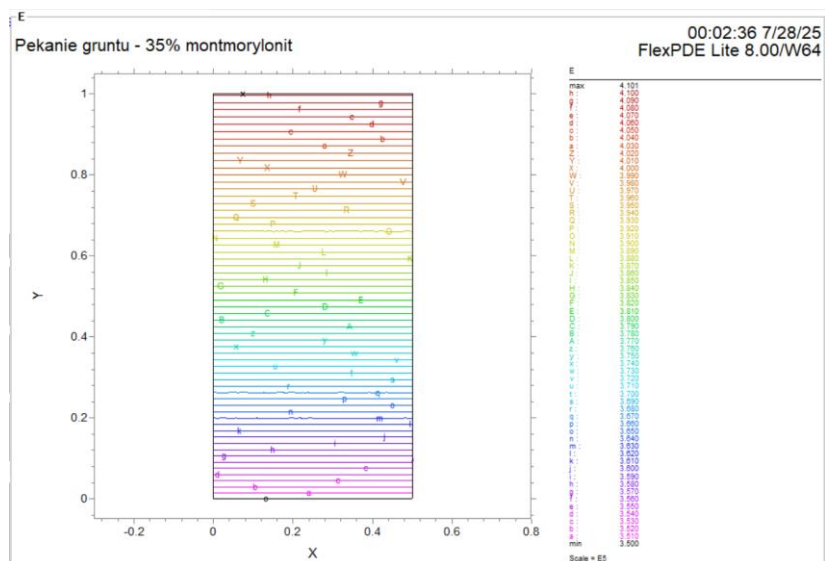
a)



b)



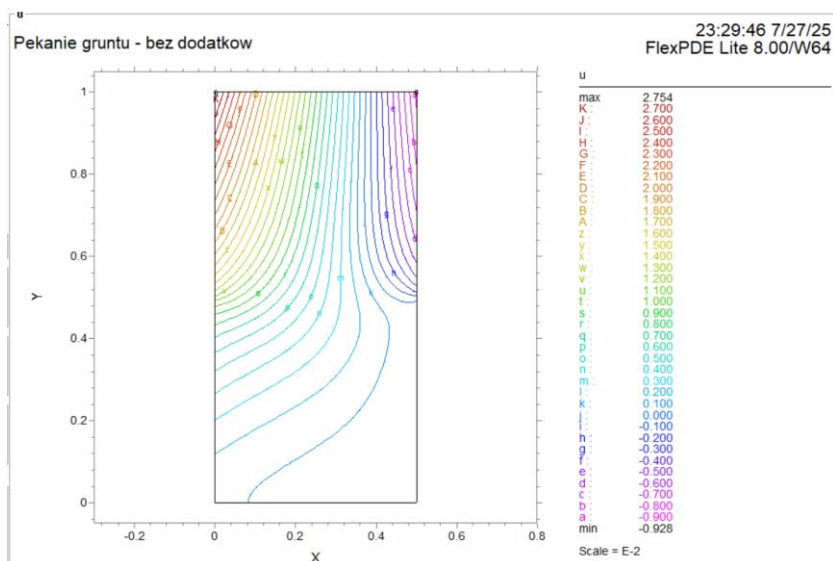
c)



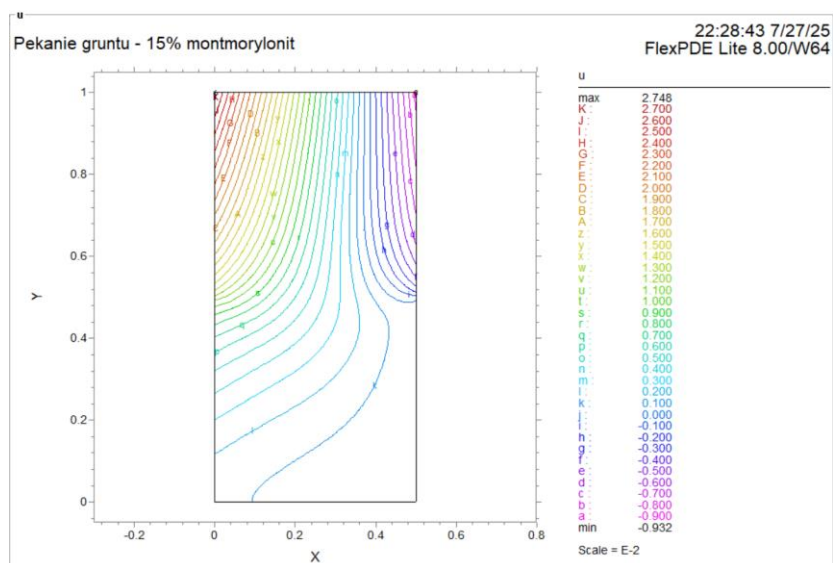
Rysunek 5.50. Wartości modułu sprężystości [Pa] w zależności od głębokości przy pęknięciu o głębokości 50 cm oraz rozstawie pęknięć wynoszącym 50 cm dla: a) pyłu, b) pyłu z iłem, c) iłu.

Rysunek 5.51 przedstawia przemieszczenia dla wszystkich analizowanych rodzajów gruntów.

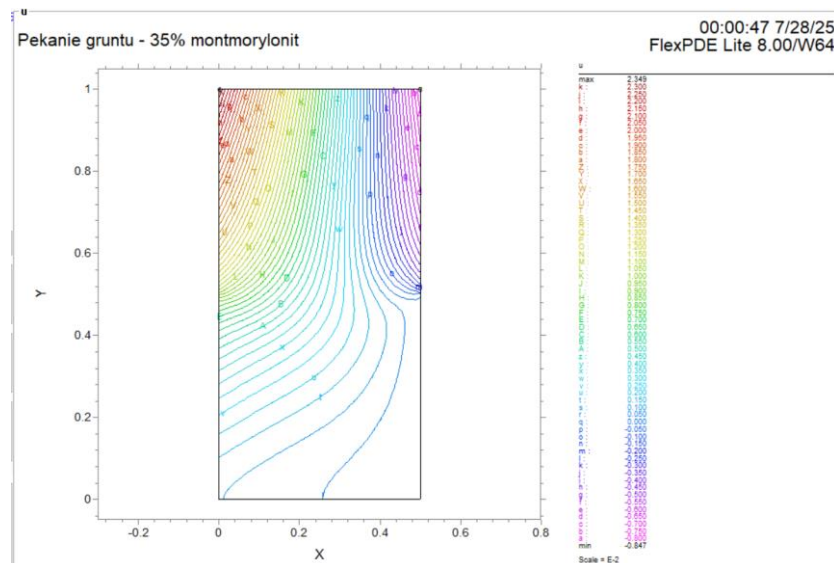
a)



b)



c)

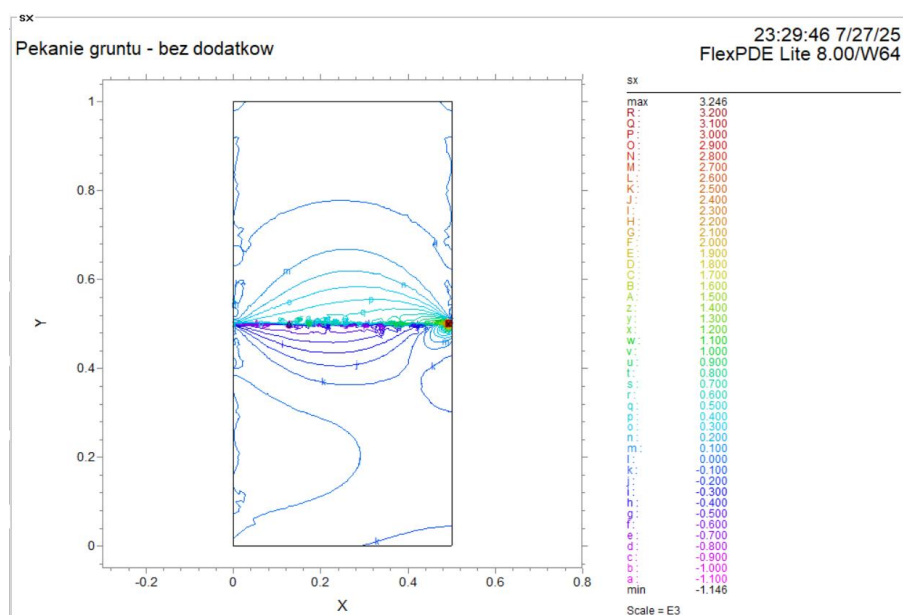


Rysunek 5.51. Przemieszczenia [m] przy pęknięciu o głębokości 50 cm oraz rozstawie pęknięć wynoszącym 50 cm dla: a) pyłu, b) pyłu z iłem, c) iłu.

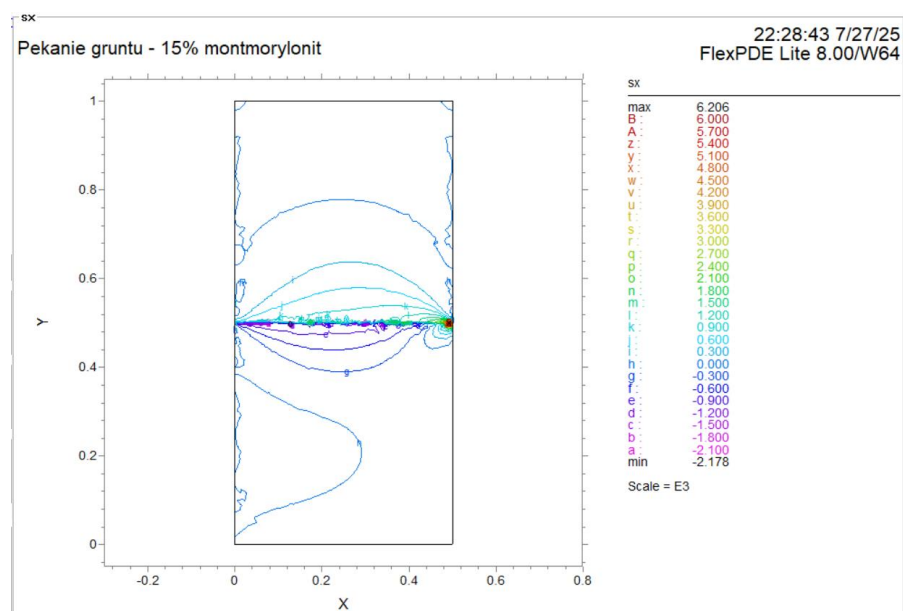
W podrozdziale 2.1 omówiono przyczyny koncentracji naprężeń w rejonie wierzchołka pęknięcia, wynikające z klasycznych założeń mechaniki pękania. Zjawisko to jest wyraźnie widoczne na rysunku 5.52, przedstawiającym rozkład naprężeń rozciągających w analizowanej próbce. Uzyskane wyniki potwierdzają zgodność modelu numerycznego z teorią mechaniki pękania.

Właściwości te zostały również opisane w pracy [176], w której autor zauważył, że pęknięcia najczęściej inicjują się w miejscach występowania defektów strukturalnych, takich jak granice ziaren, pory gruntu, wtrącenia obce czy wgłębienia na powierzchni. Autor zaznacza, że tego rodzaju elementy modyfikują rozkład naprężeń w taki sposób, że w ich bezpośrednim sąsiedztwie wartości naprężeń rozciągających mogą przewyższać wytrzymałość gruntu na rozciąganie.

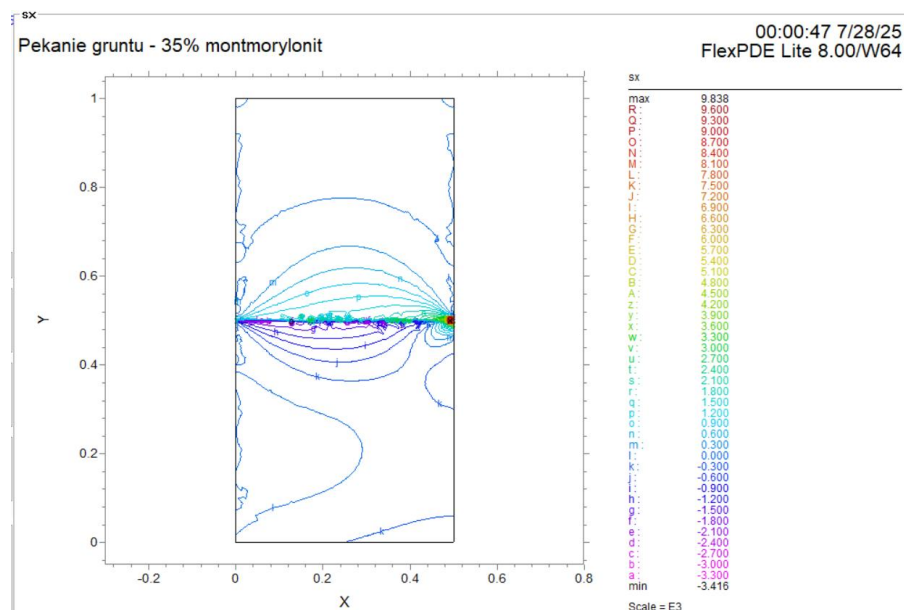
a)



b)



c)



Rysunek 5.52. Wartości naprężeń rozciągających [Pa] przy pęknięciu o głębokości 50 cm oraz rozstawie pęknięć wynoszącym 50 cm dla: a) pyłu, b) pyłu z iłem, c) iłu.

Wartości maksymalnych naprężeń rozciągających dla wszystkich rozpatrywanych rozstawów pęknięć oraz głębokości pęknięcia zostały zestawione: dla pyłu w tabeli 5.17, dla pyłu z iłem w tabeli 5.19, a dla iłu w tabeli 5.21. Wartości wytrzymałości na rozciąganie w zależności od głębokości zostały zestawione: dla pyłu w tabeli 5.18, dla pyłu z iłem w tabeli 5.20, a dla iłu w tabeli 5.22.

Tabela 5.17. Maksymalne naprężenia [Pa] w zależności od rozstawu i głębokości pęknięć dla pyłu [Pa].

		rozstaw pęknięć [cm]										
		0,2	0,5	1	2	3	4	5	10	20	50	100
Głębokość pęknięcia [cm]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0,01	5506,7	5636,3	5640,5	5711,6	5715,8	5736,7	5824,5	5845,4	5803,6	5837	5728,3
	0,05	2670,6	4632,8	5460,7	6414	6468,4	6610,6	6848,9	5648,9	5611,2	5753,4	5770,1
	0,1	2759,2	3189	5306	5786,9	7016,1	6961,8	6966	6857,3	6021	5636,3	6092,1
	0,5	2638,8	2669,7	3083,3	4603,6	5536	5807,8	6384,8	5749,2	6012,6	5949,9	7187,6
	1	1800,9	2156,3	2665,5	2553,1	4114,4	3776,9	4616,1	6334,6	6305,3	6602,2	7062,1
	5	1779,5	2202,3	2229	2855,8	2447,3	3598,4	2798,1	3693,7	5247,5	6480,9	6886,5
	10	1616,1	2070,6	2101,5	2140,4	2515	2405,9	2874,6	4011,5	3990,2	4875,3	6890,7
	20	1424,6	1843,1	1843,1	1713,9	2548,9	2614,5	2633,8	3633,5	3715,5	4875,3	6531,1
	50	1385,7	1144,8	1090,5	1151,1	1155,3	1833,9	1606,9	1616,5	1458	3241,7	4136,9
Głębokość pęknięcia [cm]	75	429,4	448,2	462,9	384,3	314	663,1	687,4	688,2	1123,5	1646,6	2386,7
	90	171,5	200,5	246,4	239,5	192,6	174,1	216,5	313,7	507,6	623,4	697,4

Tabela 5.18. Wytrzymałość na rozciąganie [Pa] w zależności od głębokości dla pyłu [Pa].

		Rozstaw pęknięć [cm]										
		0,2	0,5	1	2	3	4	5	10	20	50	100
Głębokość pęknięcia [cm]	0	6947,8	6947,8	6947,8	6947,8	6947,8	6947,8	6947,8	6947,8	6947,8	6947,8	6947,8
	0,01	6947,7	6947,7	6947,7	6947,7	6947,7	6947,7	6947,7	6947,7	6947,7	6947,7	6947,7
	0,05	6947,3	6947,3	6947,3	6947,3	6947,3	6947,3	6947,3	6947,3	6947,3	6947,3	6947,3
	0,1	6946,7	6946,7	6946,7	6946,7	6946,7	6946,7	6946,7	6946,7	6946,7	6946,7	6946,7
	0,5	6942	6942	6942	6942	6942	6942	6942	6942	6942	6942	6942
	1	6936	6936	6936	6936	6936	6936	6936	6936	6936	6936	6936
	5	6887,4	6887,4	6887,4	6887,4	6887,4	6887,4	6887,4	6887,4	6887,4	6887,4	6887,4
	10	6823,2	6823,2	6823,2	6823,2	6823,2	6823,2	6823,2	6823,2	6823,2	6823,2	6823,2
	20	6681,5	6681,5	6681,5	6681,5	6681,5	6681,5	6681,5	6681,5	6681,5	6681,5	6681,5
	50	6106,3	6106,3	6106,3	6106,3	6106,3	6106,3	6106,3	6106,3	6106,3	6106,3	6106,3
75	5320,1	5320,1	5320,1	5320,1	5320,1	5320,1	5320,1	5320,1	5320,1	5320,1	5320,1	
90	4562,4	4562,4	4562,4	4562,4	4562,4	4562,4	4562,4	4562,4	4562,4	4562,4	4562,4	

Tabela 5.19. Maksymalne naprężenia [Pa] w zależności od rozstawu i głębokości pęknięć dla pyłu z iłem [Pa].

		Rozstaw pęknięć [cm]										
		0,2	0,5	1	2	3	4	5	10	20	50	100
Głębokość pęknięcia [cm]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0,01	10456,3	10535,0	11278,8	11646,3	11243,8	10893,8	11060	11103,8	11025	11077,5	10876,3
	0,05	5070,6	10220,0	10368,8	12180	12118,8	11672,5	12127,5	10885	10657,5	10928,8	10955
	0,1	5239,5	6055,9	10255	10990	11445	13221,3	14017,5	13020	11427,5	10701,3	11733,8
	0,5	5010,3	5068,9	5853,8	8738,6	10508,8	11025	12118,8	10911,3	11418,8	12416,3	13650
	1	3419,5	4094,1	5060,1	4846,6	9598,8	9793	11068,8	13737,5	11970	12538,8	13413,8
	5	3373,1	4177,3	3230,5	5415,4	4641	6824,1	5306,9	7002,6	9948,8	13877,5	12302,5
	10	3062,5	3922,6	3982,1	4054,8	4765,3	4558,8	5446	7598,5	7552,1	9240	13107,5
	20	2695,9	3487,8	3488,6	3303,1	4823	4948,1	4984	6875,8	7028	9240	12223,8
	50	2641,6	2183,1	2079	2194,5	2202,4	3495,6	3063,4	3081,8	2780,8	6205,5	7917
	75	842,6	880,3	909,1	755,1	616,9	1302,9	1351	1352,8	2212	3240,1	4688,3
90	349,9	409	502,5	488,6	392,9	355,3	441,6	641,4	1036,9	1271,4	1425,4	

Tabela 5.20. Wytrzymałość na rozciąganie [Pa] w zależności od głębokości pęknięć dla pyłu z iłem [Pa].

		Rozstaw pęknięć [cm]										
		0,2	0,5	1	2	3	4	5	10	20	50	100
Głębokość pęknięcia [cm]	0	10565	10565	10565	10565	10565	10565	10565	10565	10565	10565	10565
	0,01	10565	10565	10565	10565	10565	10565	10565	10565	10565	10565	10565
	0,05	10565	10565	10565	10565	10565	10565	10565	10565	10565	10565	10565
	0,1	10564	10564	10564	10564	10564	10564	10564	10564	10564	10564	10564
	0,5	10559	10559	10559	10559	10559	10559	10559	10559	10559	10559	10559
	1	10553	10553	10553	10553	10553	10553	10553	10553	10553	10553	10553
	5	10505	10505	10505	10505	10505	10505	10505	10505	10505	10505	10505
	10	10443	10443	10443	10443	10443	10443	10443	10443	10443	10443	10443
	20	10313	10313	10313	10313	10313	10313	10313	10313	10313	10313	10313
	50	9861,3	9861,3	9861,3	9861,3	9861,3	9861,3	9861,3	9861,3	9861,3	9861,3	9861,3
75	9378	9378	9378	9378	9378	9378	9378	9378	9378	9378	9378	
90	9000,7	9000,7	9000,7	9000,7	9000,7	9000,7	9000,7	9000,7	9000,7	9000,7	9000,7	

Tabela 5.21. Maksymalne naprężenia [Pa] w zależności od rozstawu i głębokości pęknięć dla iłu [Pa].

		Rozstaw pęknięć [cm]										
		0,2	0,5	1	2	3	4	5	10	20	50	100
Głębokość pęknięcia [cm]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0,01	16422	17535	18707,5	18287,5	17640	17102,8	17368,8	17433,5	17302,3	17396,8	17078,3
	0,05	7960,8	15295	16285,5	19110	18270	17955	18672,5	17318	16731,8	17155,3	17197,3
	0,1	8225	9507,8	17237,5	17255	19162,5	20755	20265	20440	17955	16807	16884
	0,5	7866,3	7959	9194,5	13725,3	16504,3	17319,8	19040	17143	17937,5	19251,8	21437,5
	1	5367,3	6426	7943,3	7612,5	15093,8	14770	15517,3	18077,5	18795	19705	21070
	5	4914	6552	5068	8498	7281,8	12236	10776,5	11016,3	15676,5	20195	21175
	10	4800,3	6151,3	6244	6357,8	7470,8	7197,8	8543,5	11933,3	11940,3	14644	20825
	20	4222,8	5463,5	5463,5	5080,3	7556,5	7752,5	7810,3	10783,5	11065,3	14735	19040
	50	4138,8	3421,3	3258,5	3438,8	3451	5481	4560,5	4837	4375	9838,5	12689,3
	75	1328,4	1387,8	1432,2	1189,8	972,7	2054,5	2131,5	2133,3	3731	5120,5	7493,5
	90	554,9	648,7	797	774,9	623,5	563,9	700,4	1019,7	1607,7	2030	2037

Tabela 5.22. Wytrzymałość na rozciąganie [Pa] w zależności od głębokości pęknięć dla iłu [Pa].

		Rozstaw pęknięć [cm]										
		0,2	0,5	1	2	3	4	5	10	20	50	100
Głębokość pęknięcia [cm]	0	12132	12132	12132	12132	12132	12132	12132	12132	12132	12132	12132
	0,01	12132	12132	12132	12132	12132	12132	12132	12132	12132	12132	12132
	0,05	12131	12131	12131	12131	12131	12131	12131	12131	12131	12131	12131
	0,1	12131	12131	12131	12131	12131	12131	12131	12131	12131	12131	12131
	0,5	12125	12125	12125	12125	12125	12125	12125	12125	12125	12125	12125
	1	12119	12119	12119	12119	12119	12119	12119	12119	12119	12119	12119
	5	12067	12067	12067	12067	12067	12067	12067	12067	12067	12067	12067
	10	12000	12000	12000	12000	12000	12000	12000	12000	12000	12000	12000
	20	11859	11859	11859	11859	11859	11859	11859	11859	11859	11859	11859
	50	11377	11377	11377	11377	11377	11377	11377	11377	11377	11377	11377
	75	10868	10868	10868	10868	10868	10868	10868	10868	10868	10868	10868
	90	10474	10474	10474	10474	10474	10474	10474	10474	10474	10474	10474

Wartości naprężeń rozciągających rosną wraz ze zwiększaniem się rozstawu pęknięć, co bezpośrednio wynika z prawa Hooke'a, w którym większa długość stref swobodnego odkształcania prowadzi do wzrostu naprężeń w obszarach między pęknięciami.

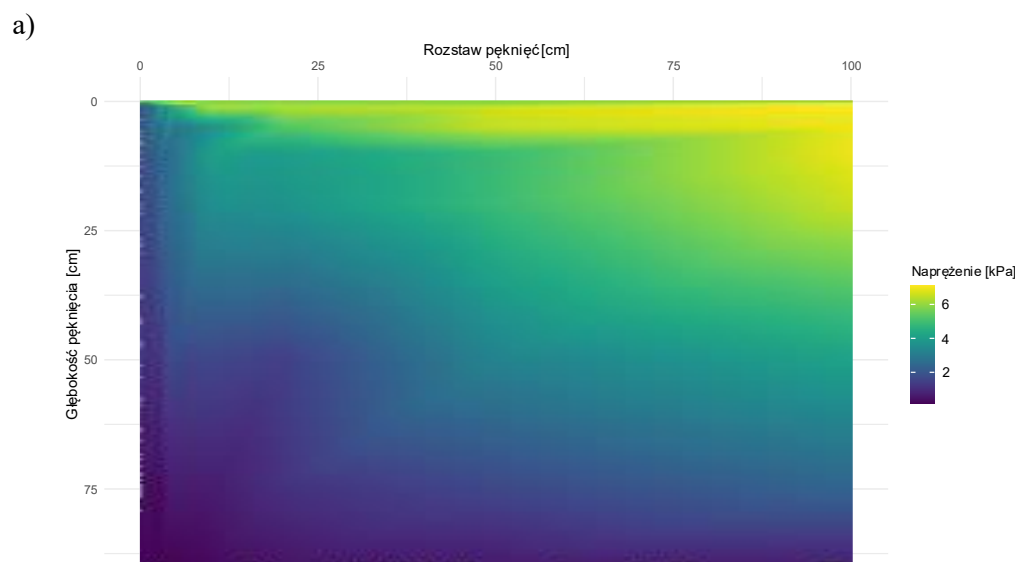
Z kolei wraz ze zwiększaniem się głębokości pęknięcia obserwowano spadek wartości naprężeń rozciągających. Zjawisko to było szczególnie widoczne w miarę zbliżania się wierzchołka pęknięcia do dolnej krawędzi modelu, odpowiadającej umownemu zwierciadłu wody gruntowej. Jest to bezpośrednio związane ze zmniejszającymi się wartościami ssania matrycowego w kierunku zwierciadła wody. W modelu wielkość skurczu gruntu jest bezpośrednio zależna od ssania matrycowego. Skurcz ten powoduje powstawanie naprężeń rozciągających i w efekcie inicjację pęknięć.

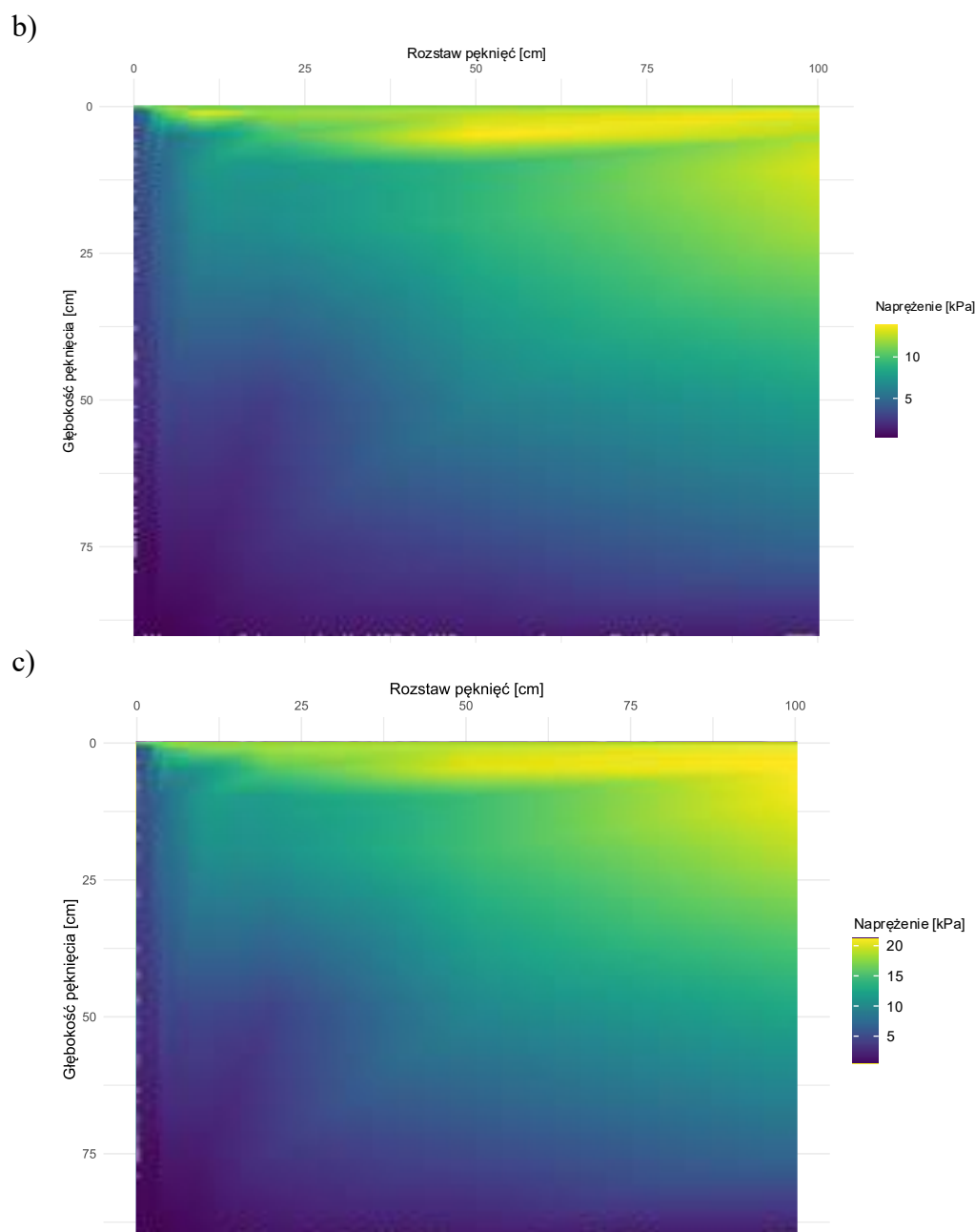
Maksymalna wartość naprężeń rozciągających dla pyłu wyniosła 7187,6 Pa i została osiągnięta przy rozstawie pęknięć równym 100 cm oraz głębokości pęknięcia wynoszącej 0,5 cm. W przypadku pyłu z iłem największe naprężenia rozciągające osiągnęły wartość

14017,5 Pa przy rozstawie 5 cm i głębokości pęknięcia 0,1 cm. Natomiast dla iltu maksymalne naprężenia wyniosły 21437,5 Pa i wystąpiły przy rozstawie 100 cm oraz głębokości pęknięcia 0,5 cm. Przy braku pęknięcia (głębokość pęknięcia równa 0) wartości naprężeń rozciągających w modelu są równe zeru, co wynika bezpośrednio z przyjętych warunków brzegowych.

Na podstawie wyników zawartych w tabelach 5.18, 5.20 i 5.22 można stwierdzić, że wartości wytrzymałości na rozciąganie były najwyższe w górnej części modelu numerycznego i stopniowo malały w kierunku dolnej krawędzi, gdzie osiągały wartości minimalne, które wyniosły równowartość spójności. Maksymalne wartości wytrzymałości na rozciąganie wyniosły odpowiednio: 6947,8 Pa dla pyłu, 10565 Pa dla pyłu z iltu oraz 12132 Pa dla iltu.

Rysunek 5.53 przedstawia interpolowane mapy rozkładu naprężeń rozciągających trzech analizowanych rodzajów gruntów.





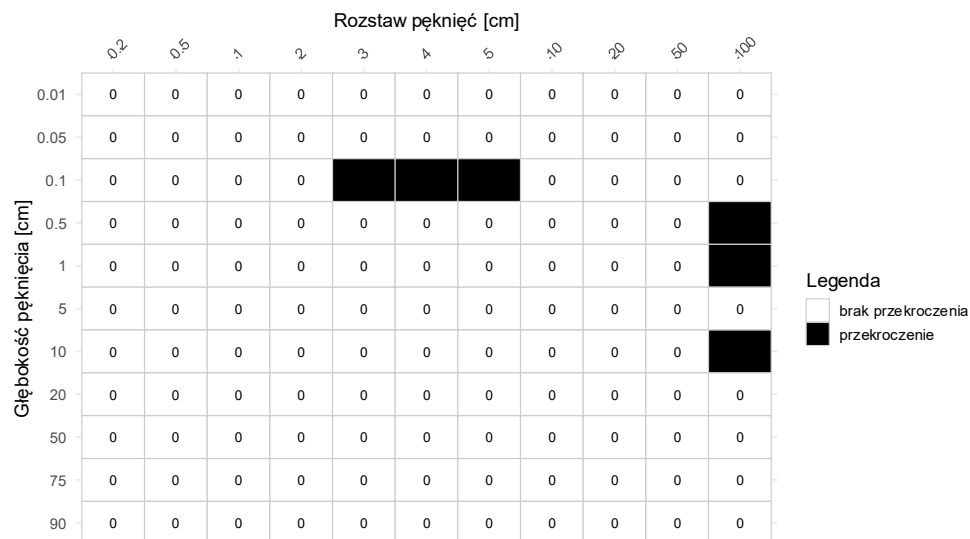
Rysunek 5.53. Interpolowana mapa naprężeń rozciągających dla: a) pyłu, b) pyłu z iłem, c) iłu.

Rysunki 5.54 i 5.55 przedstawiają odpowiednio tablicę z przekroczeniami nośności na rozciąganie w zależności od rozstawu pęknięć i głębokości pęknięcia oraz interpolowaną mapę możliwości wystąpienia pęknięć. Grafiki przedstawiają obszary, w których naprężenia rozciągające przekraczają wytrzymałość gruntu na rozciąganie, a więc strefy, w których może dojść do inicjacji i dalszego rozwoju pęknięć. W modelu przyjęto, że pęknięcie stanowi szczelina o minimalnej głębokości 1 cm.

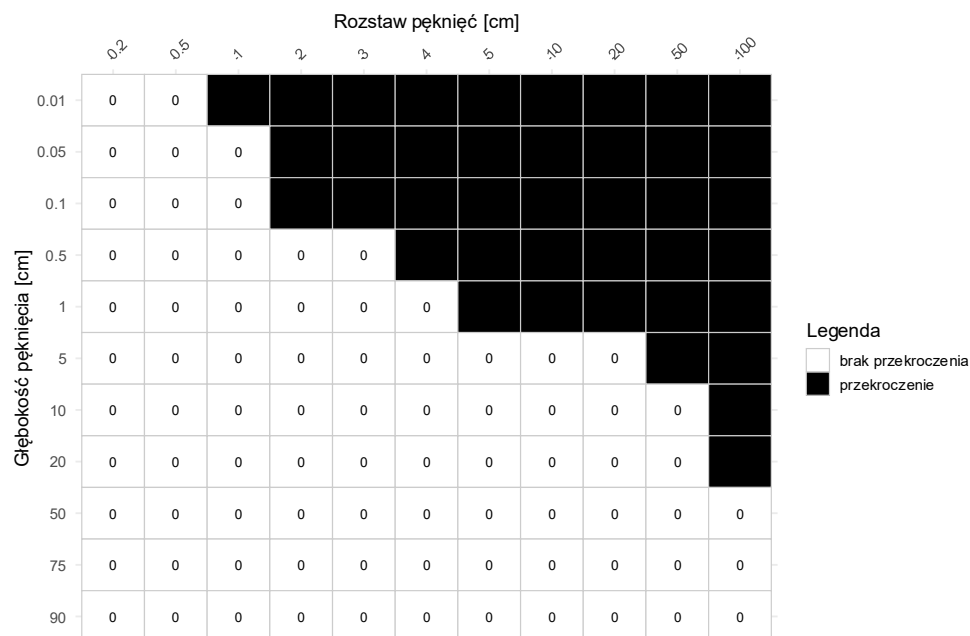
Na podstawie rysunków 5.54 i 5.55 można stwierdzić, że w przypadku pyłu pęknięcia będą charakteryzować się rozstawem większym niż 50 cm i głębokością mniejszą niż 20 cm. Dla pyłu z iłem przewiduje się, że pierwsze pęknięcia mogą pojawiać się przy rozstawie około

5 cm i osiągać głębokość mniejszą niż 5 cm. Przy rozstawie pęknięć wynoszącym 50 cm mogą wystąpić spękania głębsze, przekraczające 5 cm, natomiast największe głębokości (ponad 20 cm) będą towarzyszyć maksymalnemu rozpatrywanemu rozstawowi pęknięć. W przypadku iłu pęknięcia będą występować przy rozstawie około 3 cm, osiągając głębokość przekraczającą 1 cm. Dla rozstawu w przedziale 4–20 cm przewiduje się głębokość pęknięć rzędu około 5 cm, natomiast przy rozstawie 100 cm ich głębokość może przekraczać 50 cm.

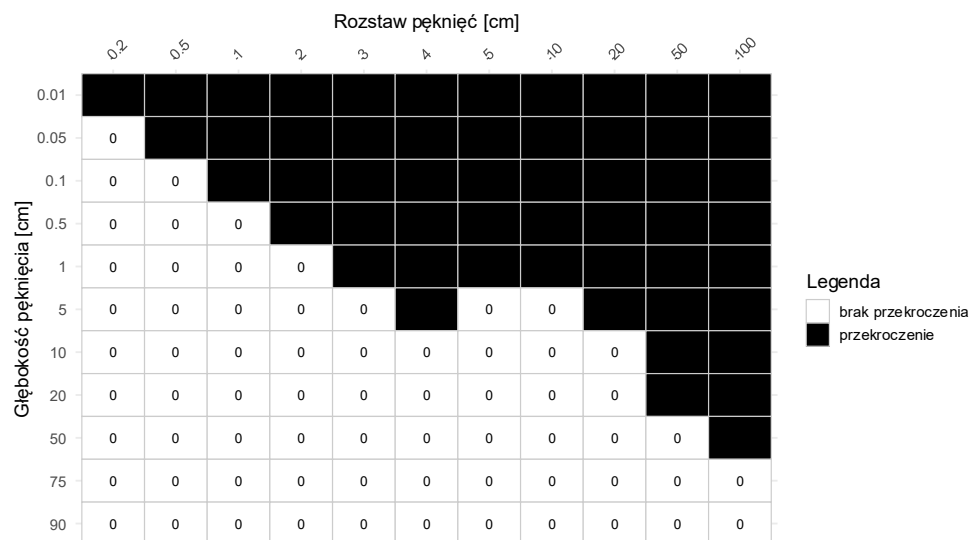
a)



b)

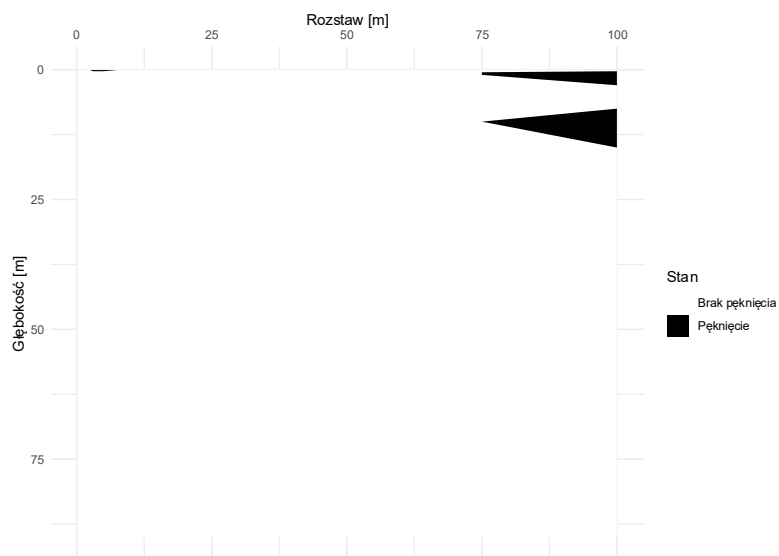


c)

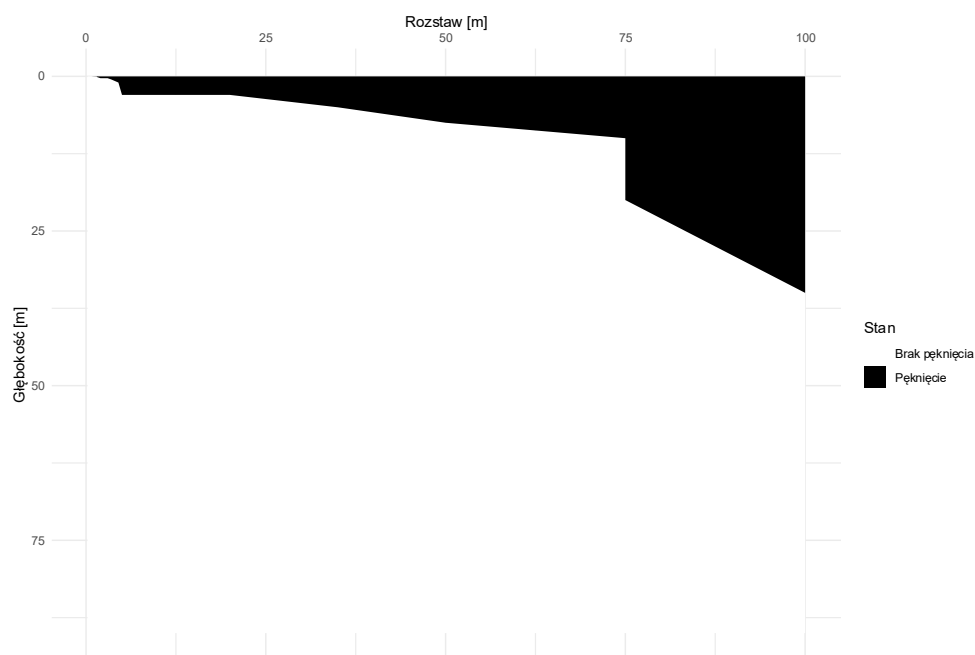


Rysunek 5.54. Mapa przekroczeń nośności w zależności od rozstawu pęknięć oraz głębokości pęknięcia dla: a) pyłu, b) pyłu z iłem, c) iłu.

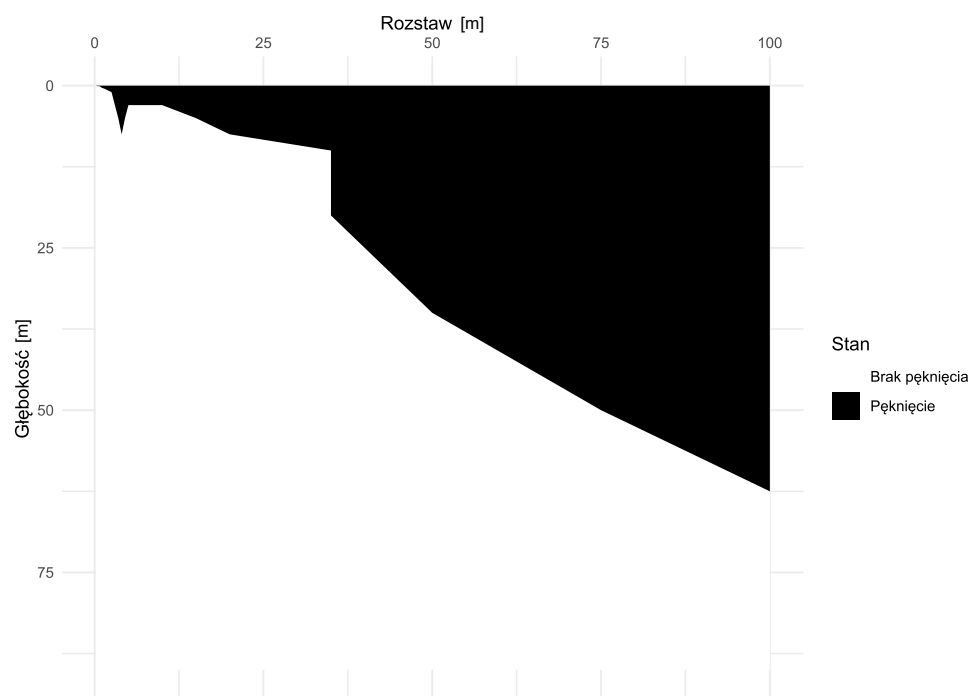
a)



b)



c)

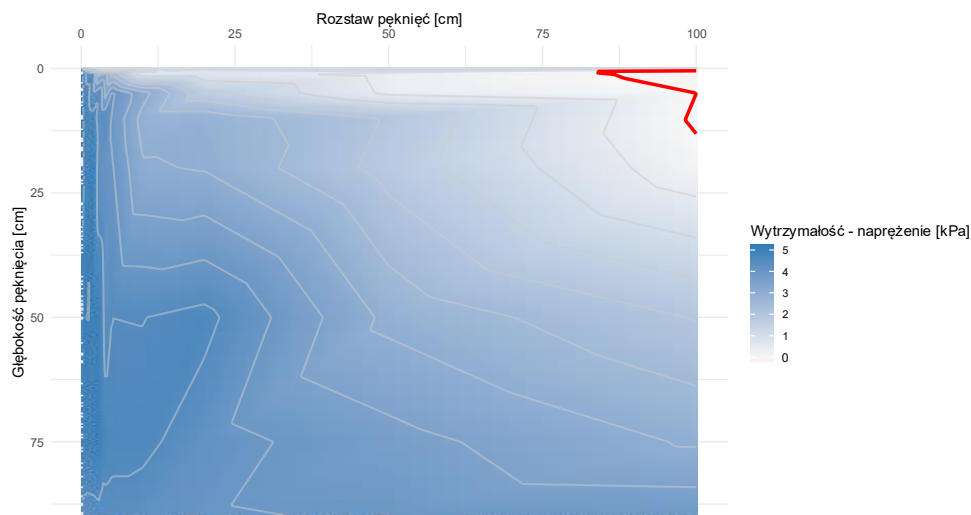


Rysunek 5.55. Interpolowana mapa możliwości wystąpienia pęknięć dla: a) pyłu, b) pyłu z iłem, c) iłu.

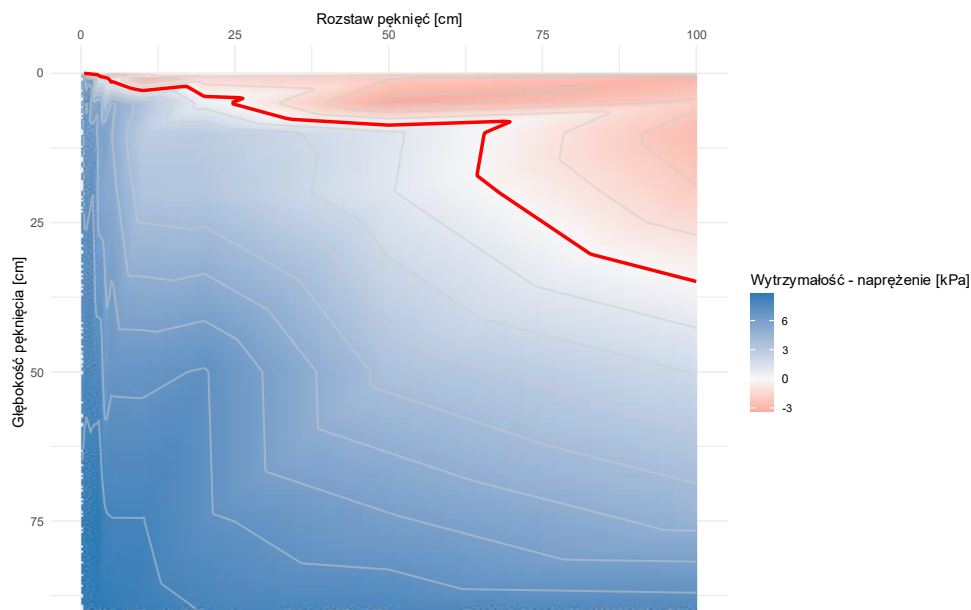
Rysunek 5.56 przedstawia interpolowaną mapę różnicy pomiędzy wytrzymałością gruntu na rozciąganie a odpowiadającymi jej wartościami naprężeń rozciągających. Obszary o wartościach ujemnych wskazują strefy, w których naprężenia przekraczają lokalną

wytrzymałość gruntu, a zatem potencjalne miejsca inicjacji pęknięć. Granicę pomiędzy strefami zagrożonymi a niezagrożonymi pękaniem oznaczono czerwoną linią. Grafika pozwala na identyfikację obszarów o największym ryzyku powstania pęknięć.

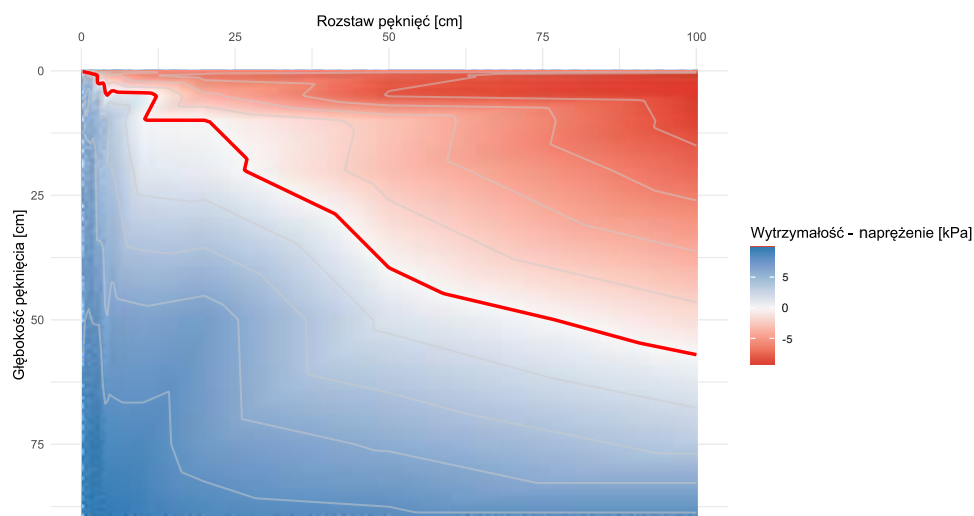
a)



b)



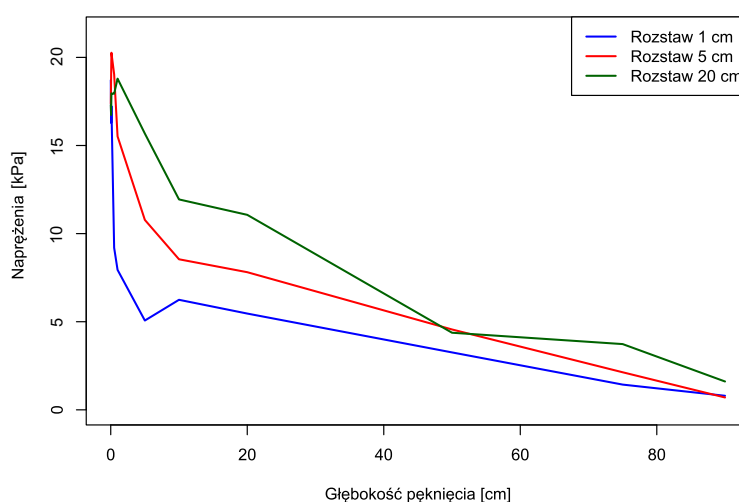
c)



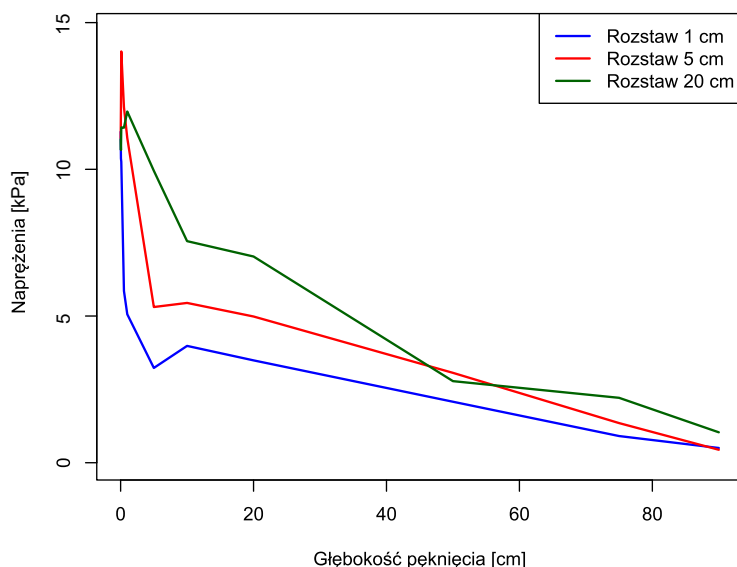
Rysunek 5.56. Interpolowana mapa różnicy wartości wytrzymałości na rozciąganie a naprężenia rozciągającymi dla: a) pyłu, b) pyłu z iłem, c) iłu.

Rysunek 5.57 przedstawia zależność naprężeń rozciągających od głębokości pęknięcia dla trzech wartości rozstawu pęknięć: 1, 5 oraz 20 cm. Analiza wykresów wskazuje, że wraz ze zwiększaniem się głębokości pęknięcia maleją maksymalne wartości naprężeń, czyli naprężeń skoncentrowanych w rejonie wierzchołka szczeliny. Zjawisko to wynika z faktu, że w miarę zbliżania się wierzchołka pęknięcia do strefy o wyższym stopniu nasycenia, maleją wartości ssania matrycowego, a tym samym obniża się poziom generowanych naprężeń rozciągających.

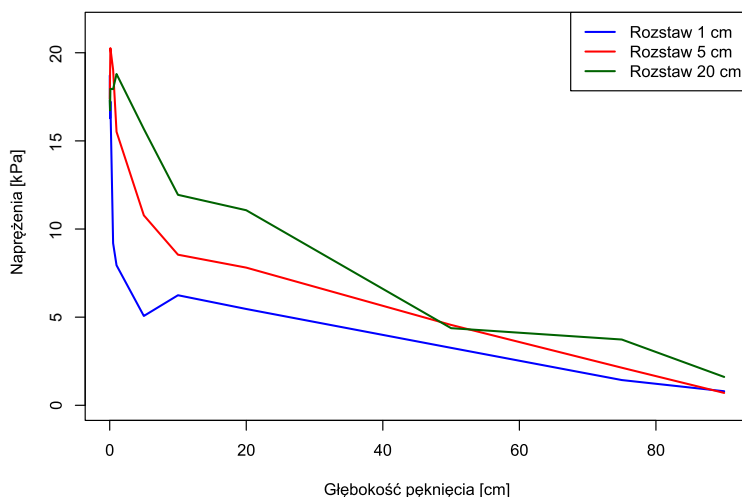
a)



b)



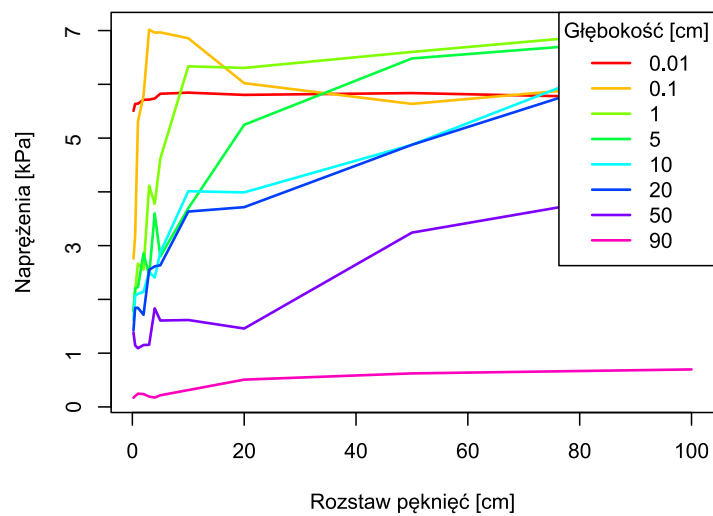
c)



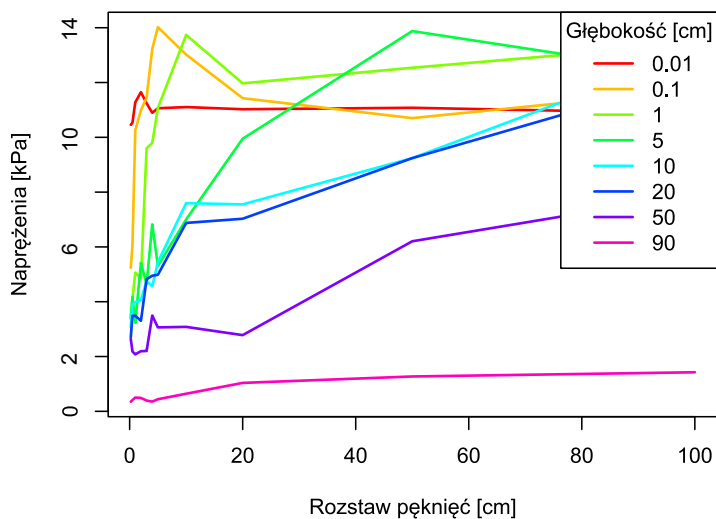
Rysunek 5.57. Napężenia w zależności od głębokości pęknięcia dla: a) pyłu, b) pyłu z iłem, c) iłu.

Zależność naprężeń rozciągających od rozstawu pęknięć dla różnych głębokości pęknięcia została przedstawiona na rysunku 5.58. Poza niewielkimi fluktuacjami występującymi przy małych rozstawach, które mogą wynikać z błędów numerycznych, obserwuje się wyraźną tendencję wzrostu wartości naprężeń wraz ze zwiększaniem się rozstawu pęknięć. Wyjątek stanowią bardzo małe głębokości szczelin, rzędu 0,01 oraz 0,1 cm, dla których zależność ta nie jest wyraźnie widoczna, co również można tłumaczyć błędami numerycznymi modelu.

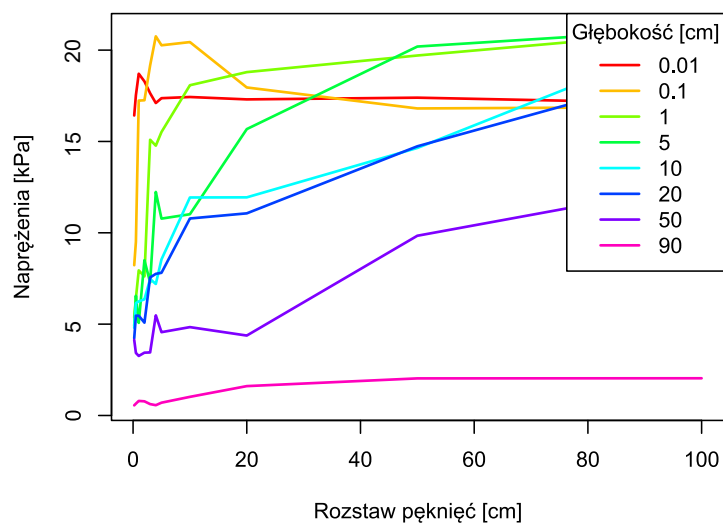
a)



b)



c)



Rysunek 5.58. Napężenia w zależności od rozstawu pęknięć dla: a) pyłu, b) pyłu z łem, c) iłu.

5.3.4. Porównanie wyników z doświadczeniem

W niniejszym podrozdziale przedstawiono porównanie wartości rozstawu pęknięć uzyskanych w wyniku symulacji numerycznych wykonanych w programie *FlexPDE* z wynikami badań doświadczalnych opisanych w sekcjach 3.3.4. i 4.2.1. Eksperymenty przeprowadzono na cylindrycznych próbkach gruntu o średnicy 15 cm, poddanych procesowi kontrolowanego wysychania.

Dane eksperymentalne dotyczące rozstawu pęknięć uzyskano na podstawie pomiarów długości odcinków pomiędzy sąsiadującymi szczelinami. Pomiary wykonywano prostopadle do osi pęknięć, przy czym między dwoma sąsiadującymi pęknięciami rejestrowano wyłącznie jeden pomiar w miejscu uznanym za najbardziej reprezentatywne. Za pęknięcie przyjęto szczelinę o głębokości przekraczającej 1 cm, co pozwalało na wyeliminowanie drobnych defektów o charakterze powierzchniowym.

Analizie poddano próbki trzech rodzajów gruntów: pyłu, pyłu z iłem i iłu, bez dodatków oraz, w przypadku pyłu i iłu, także z domieszką włókien jutowych i polipropylenowych. Celem tego zabiegu było określenie wpływu wprowadzenia włókien na zmianę wytrzymałości na rozciąganie gruntu, a tym samym na kształtowanie się rozstawu pęknięć w warunkach wysychania. Tabela 5.23 zawiera informacje statystyczne dotyczące rozstawów pęknięć uzyskanych w wyniku badań laboratoryjnych. Z kolei w tabeli 5.24 zestawiono wartości rozstawu pęknięć określone na podstawie pomiarów doświadczalnych oraz obliczeń przeprowadzonych z wykorzystaniem modelu numerycznego.

Tabela 5.23. Podstawowe informacje statystyczne dotyczące rozstawów pęknięć uzyskanych w wyniku badań laboratoryjnych

Informacje statystyczne	Pył			Pył z iłem		Ił	
	Bez włókien	Włókna juty ^{5.3}	Włókna PP	Bez włókien	Bez włókien	Włókna juty	Włókna PP
Liczba odcinków	0	9	0	13	30	18	18
Średnia długość [cm]	0	4,57	0	5,02	3,15	4,00	3,722
Odchylenie standardowe średniej długości [cm]	0	1,27	0	1,18	0,98	1,83	2,362
Mediana długości [cm]	0	4,39	0	5	2,96	3,36	2,683
Maksymalna długość [cm]	0	6,48	0	7,01	5,30	7,14	9,022
Minimalna długość [cm]	0	2,87	0	3,02	1,57	1,43	1,276

^{5.3} Zaobserwowane szczeliny cechują się głębokością nieprzekraczającą 0,5 cm.

Tabela 5.24. Porównanie rozstawu pęknięć uzyskanych w pomiarach doświadczalnych oraz w obliczeniach wykonanych z wykorzystaniem modelu numerycznego

Rodzaj gruntu	Rozstaw pęknięć [cm]	
	Badania laboratoryjne	Model numeryczny
Pył	Brak pęknięć	Około 100
Pył z iłem	5,02	Około 5
II	3,15	Około 3

Na podstawie analizy danych zestawionych w tabelach 5.23 i 5.24 można stwierdzić, że w przypadku pyłu weryfikacja zgodności pomiędzy wynikami badań laboratoryjnych a obliczeniami numerycznymi wymagałaby przeprowadzenia eksperymentu na próbkach o większych wymiarach. Model numeryczny przewiduje możliwość wystąpienia pęknięć przy rozstawie około 100 cm, podczas gdy próbki użyte w badaniach laboratoryjnych miały średnicę jedynie 15 cm.

Analiza mapy przekroczeń nośności przedstawionej na rysunku 5.54a wskazuje na zgodność przewidywań modelu z obserwacjami doświadczalnymi. Dla pyłu model przewiduje możliwość inicjacji pęknięć o rozstawie od 3 do 5 cm, jednak przekroczenie nośności ma miejsce na głębokości poniżej 0,05 cm, a szczelina maksymalnie będzie miała głębokość 0,5 cm, czyli będzie zbyt mała aby uznać ją jako pęknięcie w kontekście niniejszych badań.

Próbka pyłu z dodatkiem włókien polipropylenowych pozostała całkowicie wolna od spękań. Natomiast w przypadku próbki z dodatkiem włókien jutowych zaobserwowano szczeliny o średnim rozstawie około 4,5 cm. Jednak ich głębokość była zbyt mała, aby zakwalifikować je jako pęknięcia w rozumieniu przyjętym w niniejszej sekcji. Wynik ten potwierdza przytoczone wcześniej stwierdzenie, że obecność wtrąceń w strukturze gruntu może stanowić potencjalne źródło inicjacji spękań. Należy zauważyć, że włókna juty charakteryzują się większą średnicą niż włókna polipropylenowe, co sprzyja lokalnej koncentracji naprężeń i może zwiększać prawdopodobieństwo inicjacji pęknięć w ich otoczeniu. Zjawisko to jest spójne zarówno z przewidywaniami modelu numerycznego, jak i z wynikami obserwacji doświadczalnych.

Badania z udziałem pyłu z iłem charakteryzują się wysokim stopniem zgodności pomiędzy wynikami uzyskanymi w eksperymentach laboratoryjnych a rezultatami obliczeń numerycznych. W badaniach doświadczalnych średni rozstaw pęknięć wyniósł 5,12 cm, natomiast w symulacjach numerycznych otrzymano wartość 5 cm. Potwierdza to adekwatność zastosowanego modelu do opisu rzeczywistego zachowania się pyłu z iłem w warunkach wysychania.

W przypadku iłu model numeryczny również wykazał wysoką zgodność z wynikami badań laboratoryjnych. Średni rozstaw pęknięć uzyskany w doświadczeniach wyniósł 3,15 cm, natomiast w obliczeniach numerycznych 3,0 cm.

Dodatek włókien wpłynął na zwiększenie wytrzymałości na rozciąganie gruntu, co przełożyło się na wzrost rozstawu pęknięć. Wprowadzenie włókien polipropylenowych spowodowało zwiększenie średniego rozstawu z 3,15 cm do 3,72 cm, natomiast zastosowanie włókien jutowych aż do 4 cm.

Analiza danych przedstawionych w tabeli 5.23 wskazuje, że włókna zwiększają rozstaw pęknięć dzięki wzrostowi wytrzymałości gruntu na rozciąganie. Jednocześnie stanowią one wtrącenia, w których otoczeniu może dochodzić do koncentracji naprężeń. Sprzyja to inicjacji pęknięć, co znajduje odzwierciedlenie w wyższych wartościach odchylenia standardowego rozstawu pęknięć dla próbek z dodatkiem włókien. Dla próbek z włóknami jutowymi odchylenie standardowe wyniosło 1,83 cm, a dla próbek z włóknami polipropylenowymi aż 2,36 cm, podczas gdy dla gruntu bez dodatków było to jedynie 0,98 cm. Zjawisko to wskazuje na podwójny efekt działania włókien: z jednej strony poprawiają one właściwości mechaniczne gruntu, a z drugiej poprzez swoją obecność w strukturze materiału generują lokalne niejednorodności sprzyjające inicjacji pęknięć.

5.4. Wnioski z analiz numerycznych i probabilistycznych

5.4.1. Prognozowanie intensywności pęknięć z wykorzystaniem metod uczenia maszynowego

Las losowy stanowi skuteczne narzędzie do prognozowania wartości zmiennych w złożonych układach nieliniowych, takich jak procesy związane z pękaniem desykacyjnym gruntów. W niniejszym badaniu wysoka jakość predykcji lasu losowego była w dużej mierze efektem odpowiedniego dostrojenia parametrów modelu.

Zastosowanie lasu losowego pozwoliło na określenie, które zmienne odgrywają najważniejszą rolę w procesie rozwoju pęknięć. Wśród najistotniejszych można wymienić: wilgotność gruntu, gęstość właściwą gruntu, wysokość oraz pole powierzchni badanej próbki, temperaturę suszenia i zawartość frakcji piaszczystej. Do mało istotnych zmiennych można

zaliczyć klasyfikację USCS, kształt próbki oraz granicę plastyczności. Wyniki te potwierdzają przydatność algorytmu lasu losowego w badaniach geotechnicznych.

Opracowany model stanowi użyteczne narzędzie do prognozowania intensywności pęknięć desykacyjnych gruntu. Ocena predykcji wykonanych na zbiorze uczącym wskazuje na dobre dopasowanie modelu. Ponad 74% wyników sklasyfikowano jako dobre, około 14% jako dopuszczalne, a jedynie około 11% jako niezadowalające. Wyniki predykcji *CIF* przeprowadzone dla danych nieuwzględnionych w procesie trenowania modelu lasu losowego wskazują na potrzebę dalszej rozbudowy zbioru danych uczących. W tej grupie 25% predykcji oceniono jako dobre, 50% za dopuszczalne, a 25% jako niezadowalające.

Wraz z rozwojem badań nad mechanizmami pękania gruntów zasadne staje się rozszerzanie zakresu danych wykorzystywanych zarówno na etapie trenowania modelu lasu losowego, jak i jego walidacji. Może to przyczynić się do poprawy zdolności predykcyjnych modelu, szczególnie w odniesieniu do zbiorów danych niewykorzystywanych w procesie trenowania.

Relatywnie wysokie błędy względne obserwowane w niektórych przypadkach, zwłaszcza dla danych spoza zbioru uczącego, mogą być skutkiem brakujących danych wejściowych użytych do predykcji. W sytuacji, gdy wartość którejś ze zmiennych nie została podana, algorytm automatycznie zastępuje ją medianą obliczoną na podstawie całego zbioru danych. Choć takie podejście umożliwia kontynuację obliczeń, może prowadzić do obniżenia dokładności prognoz, zwłaszcza w przypadku zmiennych wykazujących silny wpływ na wynik modelu. W związku z tym zaleca się dążenie do maksymalnej kompletności zbioru danych, szczególnie w odniesieniu do cech istotnych z punktu widzenia procesu predykcji.

Predykcje *CIF* wykonane przez dwuetapowe drzewo regresyjne obciążone są dużym błędem oraz wysoką wartością odchylenia standardowego. Otrzymane wyniki w sposób niezadowalający odwzorowywały intensywność pęknięć, co wskazuje, że zastosowana metoda nie nadaje się do uzyskania satysfakcjonującej jakości prognoz intensywności pęknięć.

Współczynnik korelacji Pearsona okazał się narzędziem o ograniczonej skuteczności w ocenie czynników wpływających na intensywność pęknięć gruntu. Otrzymano relatywnie niskie wartości korelacji pomiędzy analizowanymi zmiennymi a wskaźnikiem *CIF*. Najwyższa wartość współczynnika korelacji wyniosła zaledwie 0,39. Odnotowano jednak umiarkowaną zbieżność uzyskanych wyników z rezultatami otrzymanymi z zastosowaniem metody lasu losowego. Zgodność dotyczy identyfikacji wilgotności, gęstości właściwej oraz temperatury jako parametrów istotnie wpływających na intensywność pęknięć.

5.4.2. Analiza niezawodności posadowienia stopy fundamentowej w gruncie nienasyconym

Na podstawie przeprowadzonych analiz niezawodności posadowienia stopy fundamentowej w gruncie nienasyconym sformułowano następujące wnioski.

Grunty o niższym stopniu nasycenia (wilgotności) wykazują znacznie wyższą nośność przy zachowaniu tego samego wskaźnika niezawodności. Dla przykładu, dla pyłu przy wskaźniku $\beta = 3,1$ oraz funkcji *Bel* nośność gruntu o wilgotności $w = 9,7\%$ jest ponad 24 razy wyższa niż dla tego samego gruntu o wilgotności $w = 16,2\%$.

Dodatek włókien istotnie poprawia parametry gruntu. Włókna polipropylenowe dla wskaźnika niezawodności $\beta = 3,1$ zwiększyły nośność o ponad 60%, natomiast włókna juty o ponad 75%, co czyni jutę efektywnym i ekologicznym rozwiązaniem w grupie modyfikacji wyłącznie włóknami.

Najwyższą nośność spośród wszystkich badanych próbek uzyskują mieszanki gruntu z cementem i włóknami, szczególnie włóknami PET. Wynika to z uzyskania wysokich wartości kąta tarcia wewnętrznego przy jednoczesnym niskim odchyleniu standardowym tego parametru. Również 2% dodatek pyłu granodiorytowego do 2% cementu wyraźnie podnosi nośność (nawet 1000-krotnie w porównaniu z samym dodatkiem 2% cementu), ze względu na wzrost kąta tarcia wewnętrznego przy jednocześnie niskim odchyleniu standardowym.

Analiza niezawodności metodą zbiorów losowych jest wrażliwa na precyzję danych wejściowych oraz obecność błędów pomiarowych. Odrzucenie pojedynczego, wątpliwego pomiaru może prowadzić do wielotysięcznych różnic w obliczonej nośności, jak miało to miejsce w przypadkach *g4c* oraz *g4cver2*. Wynika to ze zmniejszenia odchylenia standardowego parametrów wytrzymałościowych.

Zgodnie z obowiązującą normą europejską PN-EN ISO 17892-10:2019 [331] minimalna wymagana liczba pomiarów w aparacie bezpośredniego ścinania, niezbędna do określenia parametrów wytrzymałości na ścinanie, wynosi trzy. Wymóg ten odnosi się zarówno gruntów do spoistych, jak i niespoistych. Podobnie zalecenia są zawarte w normach amerykańskich ASTM D3080 [405] oraz AASHTO T 236-08:2008 [406], a także nieaktualnej normie brytyjskiej BS 1377:1990 [407], niemieckiej DIN 18137:3 2002 [408], francuskiej NF P 94-071 [409] czy rumuńskiej STAS 8942/2-82 [410], gdzie również wskazuje się konieczność przeprowadzenia przynajmniej trzech badań. Natomiast w przypadku nieobowiązującej już polskiej normy PN-B-04481:1988 [411] jest inaczej, bowiem norma ta wymagała minimum

pięciu prób ścinania dla jednego rodzaju gruntu. Mając na uwadze znaczenie jakości danych wejściowych w analizach niezawodnościowych, zasadne wydaje się prowadzenie badań wytrzymałości na ścinanie w liczbie większej niż minimalne wartości wymagane przez aktualne normy, w celu zwiększenia dokładności i wiarygodności uzyskiwanych wyników.

Zastosowanie metody zbiorów losowych w analizie niezawodności jest podejściem bezpiecznym i ekonomicznym. Pozwala ona na uniknięcie znacznego niedoszacowania nośności, które występuje w metodach opartych na przedziałach informacyjnych.

5.4.3. Modelowanie numeryczne rozwoju pęknięć

Na podstawie przeprowadzonych symulacji numerycznych oraz analizy uzyskanych wyników sformułowano następujące wnioski.

Opracowany model numeryczny poprawnie odwzorowuje relację między naprężeniami rozciągającymi w gruncie a jego wytrzymałością na rozciąganie. Na jego podstawie możliwe jest oszacowanie zarówno rozstawu, jak i głębokości potencjalnych pęknięć w danym rodzaju gruntu. W porównaniu z wynikami badań doświadczalnych model wykazał dobrą zgodność w zakresie odwzorowania średnich wartości rozstawu pęknięć dla analizowanych gruntów. Przykładowo dla pyłu z iłem rozstaw pęknięć oszacowany przy użyciu modelu numerycznego wyniósł około 5 cm, podczas gdy rzeczywisty średni rozstaw wyniósł 5,02 cm.

Dodatek włókien do gruntu powoduje zwiększenie rozstawu pęknięć, mimo że same włókna stanowią wtrącenia obce, w pobliżu których może dochodzić do koncentracji naprężeń rozciągających. Pomimo tego efektu obserwuje się, że domieszka włókien prowadzi do wzrostu wytrzymałości gruntu na rozciąganie. Wskazuje to na potencjał modyfikacji gruntu za pomocą włókien w celu zwiększenia jego odporności na pękanie w warunkach wysychania.

Model może być również wykorzystany w sposób odwrotny. Znając podstawowe parametry mechaniczne gruntu oraz rzeczywisty rozstaw pęknięć, można oszacować jego wytrzymałość na rozciąganie.

W perspektywie dalszych prac nad modelem należałoby przeprowadzić dodatkowe badania modułu sprężystości gruntów w takiej samej konsystencji, w jakiej występowały podczas badań wysychania. W tym przypadku była to konsystencja płynna, a grunt miał postać pasty gruntowej.

Dodatkowo wskazane byłoby przeprowadzenie ponownych badań doświadczalnych nad rozstawem pęknięć, tym razem z wykorzystaniem próbek gruntu o większych wymiarach.

Równocześnie należałoby zweryfikować wartości głębokości pęknięć uzyskane na podstawie obliczeń numerycznych.

W dalszych etapach badań wskazane byłoby również uwzględnienie w modelu możliwości uplastyczniania się gruntu w strefach koncentracji naprężeń, co pozwoliłoby na lepsze odwzorowanie rzeczywistych warunków pracy ośrodka gruntowego.

6. Podsumowanie i wnioski końcowe

6.1. Najważniejsze rezultaty pracy

W niniejszym podrozdziale przedstawiono najważniejsze rezultaty, odnoszące się bezpośrednio do wyznaczonych celów dysertacji. Ze względu na rozległy zakres przeprowadzonych badań szczegółowe wnioski z części laboratoryjnej przedstawiono w podrozdziale 4.3, natomiast z części analitycznej w sekcji 5.4.

Cel 1. Najistotniejsze rezultaty przeprowadzonych badań obejmują wpływ dodatków w postaci włókien i cementu na wybrane parametry mechaniczne pyłu. Wykazano, że zastosowanie włókien oraz cementu istotnie poprawia parametry wytrzymałościowe gruntu. W przypadku zbrojenia włóknami efekt ten wiąże się przede wszystkim ze wzrostem spójności. Wśród próbek niezawierających spoiwa najwyższą wartość spójności uzyskał materiał z dodatkiem włókien jutowych, natomiast największy kąt tarcia wewnętrznego odnotowano w próbce z dodatkiem włókien polipropylenowych. Najbardziej korzystne parametry wytrzymałościowe obserwuje się jednak przy równoczesnym zastosowaniu włókien i cementu. Najwyższe wartości kąta tarcia wewnętrznego odnotowano w przypadku próbek zawierających włókna o spłaszczonej geometrii (PET z recyklingu) oraz włókna o nieregularnym kształcie (odpadowe włókna szklane laminowane żywicą poliestrową). Z kolei pod względem spójności najlepsze wyniki osiągnęły próbki modyfikowane cementem oraz włóknami jutowymi pochodzącymi z recyklingu. Zastosowanie tego połączenia pozwoliło na dalsze zwiększenie spójności o około 45% w stosunku do próbek zawierających jedynie cement, co wskazuje na połączony efekt działania obu dodatków.

W zakresie wytrzymałości gruntu na ściskanie w jednoosiowym stanie naprężenia próbki z dodatkiem włókien polipropylenowych wykazały wytrzymałość o 22% wyższą

w porównaniu z próbkami bez dodatków. Znacznie silniejszy efekt zaobserwowano w przypadku dodatku cementu w ilości 4% masy próbki, który spowodował wzrost średniej wytrzymałości na ściskanie aż o 449% w stosunku do próbek referencyjnych.

W odniesieniu do wytrzymałości na ścinanie próbki z 4% udziałem cementu charakteryzowały się prawie piętnastokrotnym wzrostem spójności względem próbki referencyjnej oraz zwiększeniem kąta tarcia wewnętrznego o około 110% w stosunku do próbek bez dodatku cementu.

Dowiedziano postawionej tezy, że wprowadzenie do gruntu włókien i/lub dodatków stabilizujących prowadzi do poprawy jego parametrów mechanicznych.

Cel 2. Badania wykazały, że dodatek włókien do gruntu wyraźnie ogranicza rozwój pęknięć na jego powierzchni. Największą skuteczność wykazały włókna polipropylenowe. Maksymalna redukcja wskaźnika CIF dla próbki iłu z dodatkiem włókien wyniosła 32,5% w porównaniu z próbką tego gruntu bez ich dodatku. Wyższa skuteczność włókien polipropylenowych w ograniczaniu pęknięć może wynikać z ich mniejszej gęstości w porównaniu z jutą, co sprawiło, że do gruntu wprowadzono ilościowo około 62% więcej włókien polipropylenowych niż jutowych.

Na podstawie badań z wykorzystaniem tomografii komputerowej wykazano, że włókna polipropylenowe efektywnie zmniejszają średnią szerokość pęknięć. Probka zawierająca ich dodatek charakteryzowała się najmniejszą średnią szerokością rozwarcia pęknięć. Jednocześnie probka z dodatkiem włókien polipropylenowych, pomimo najniższej średniej wilgotności, wykazała najwyższą wartość wskaźnika pęknięć. Zjawisko to można tłumaczyć tym, że włókna pełnią rolę wtrąceń zaburzających lokalny stan naprężeń i inicjują rozwój pęknięć. Jednocześnie ograniczają one możliwość skurczowego odkształcania się gruntu, co utrudnia zmniejszanie wymiarów pęknięć w końcowej fazie wysychania.

Dodatek cementu do badanego gruntu również istotnie wpłynął na ograniczenie rozwoju pęknięć powierzchniowych. W końcowej fazie suszenia wartość wskaźnika intensywności pęknięć dla pyłu z dodatkiem 4% cementu była niższa o 47,4% w porównaniu z próbkami bez dodatków, co jednoznacznie potwierdza skuteczność cementu w redukcji intensywności pęknięć desykacyjnych.

Potwierdzono postawioną tezę, że modyfikacja składu gruntów spoistych poprzez dodatek włókien i/lub dodatków chemicznych może ograniczyć potencjał do pęknięcia w warunkach wysychania.

Cel 1. Kolejnym czynnikiem wyraźnie wpływającym na właściwości mechaniczne badanego gruntu okazała się wilgotność. Próbkki o niższym stopniu nasycenia charakteryzowały się zdecydowanie wyższą spójnością i kątem tarcia wewnętrznego w porównaniu z próbkami o wyższej wilgotności. Badania wykazały, że wzrost ssania całkowitego o 7911 kPa (490%), będący wynikiem obniżenia wilgotności o 6,5 punktu procentowego, prowadził do znacznego zwiększenia parametrów wytrzymałościowych. Wartość spójności wzrosła wówczas o 129%, natomiast kąt tarcia wewnętrznego zwiększył się o 78%. Wyniki te wskazują, że ssanie matrycowe pełni zasadniczą funkcję w mechanizmie wzmacniania struktury gruntu, stanowiąc jeden z głównych czynników odpowiedzialnych za wzrost jego wytrzymałości w stanie nienasyconym.

Wykazano słuszność postawionej tezy, że wartości parametrów wytrzymałościowych gruntu w stanie nienasyconym są zależne od ssania matrycowego.

Cel a. Wykazano, że włókna pochodzenia naturalnego, takie jak juta oraz włókna recyklingowe, w tym PET i odpadowe włókna szklane laminowane żywicą poliestrową, mogą skutecznie wzmacniać grunty w stopniu porównywalnym, a niekiedy nawet wyższym, niż stosowane w budownictwie włókna polipropylenowe. W przypadku próbek pyłu z dodatkiem wyłącznie włókien najwyższą spójność uzyskano dla włókien jutowych, które pozwoliły na jej wzrost o 67% w stosunku do próbki bez dodatku włókien. Włókna polipropylenowe okazały się natomiast bardziej efektywne w ograniczaniu intensywności pęknięcia, zmniejszając wartość wskaźnika *CIF*. Przyczyną tego zachowania może być, jak wskazano wcześniej, mniejsza gęstość włókien polipropylenowych, co skutkowało wprowadzeniem do gruntu ich większej liczby.

Z kolei włókna pochodzące z recyklingu, takie jak PET oraz odpadowe włókna szklane laminowane żywicą poliestrową, wykazały szczególnie korzystną współpracę z cementem w zakresie poprawy parametrów wytrzymałościowych. Dodatek włókien PET przyczynił się do zwiększenia kąta tarcia wewnętrznego o 37% w stosunku do próbek zawierających wyłącznie cement, co wskazuje na ich duży potencjał poprawy wytrzymałości cementogruntów.

Uzyskane wyniki potwierdzają postawioną tezę, że włókna naturalne lub pochodzące z recyklingu mogą wzmacniać grunty spoiste w stopniu porównywalnym, a nawet wyższym, niż stosowane w budownictwie włókna syntetyczne oraz skutecznie ograniczać pęknięcie, wpisując się tym samym w zasady zrównoważonego rozwoju.

Cel b. Zbadano wpływ częściowego zastąpienia cementu pyłem granodiorytowym na właściwości mechaniczne gruntu. Badania wskazały, że odpadowy pył granodiorytowy może stanowić częściowy zamiennik cementu, przyczyniając się do redukcji jego zużycia bez istotnej utraty właściwości mechanicznych cementogruntu. Zastąpienie połowy ilości użytego cementu (2%) przez pył granodiorytowy (również 2%) w próbkach pyłu spowodowało wzrost wytrzymałości na ściskanie o 14% w porównaniu z mieszanką zawierającą wyłącznie cement w tej samej ilości. Choć w badaniach w aparacie bezpośredniego ścinania odnotowano spadek spójności o 28%, równocześnie zaobserwowano znaczną poprawę kąta tarcia wewnętrznego, który wzrósł o 113% w porównaniu z próbką zawierającą wyłącznie 2% cementu, bez innych dodatków. Wartość ta była drugą najwyższą spośród wszystkich analizowanych wariantów.

Badania wytrzymałości na ściskanie próbek piasku z pyłem wykazały, że dodatek pyłu granodiorytowego wiązał się z mniejszymi odchyleniami standardowymi wytrzymałości na ściskanie we wszystkich warunkach oraz dla obu okresów kondycjonowania, z wyjątkiem próbki kondycjonowanej w piasku przez 7 dni.

Przeprowadzone badania potwierdziły postawioną tezę, że częściowe zastąpienie cementu w mieszankach cementogruntowych pyłem odpadowym bogatym w krzemionkę pozytywnie wpływa na parametry wytrzymałościowe gruntu oraz stabilizuje zmienność parametrów mechanicznych, wspierając jednocześnie zrównoważone podejście do stabilizacji gruntu.

Cel c. Włókna polipropylenowe (PP) stanowią skuteczne rozwiązanie wzmacniające wytrzymałość gruntu, co potwierdza wzrost wytrzymałości na ściskanie o 22% w próbkach gruntu z ich dodatkiem w porównaniu z próbkami bez ich dodatku. Co istotne, modyfikacja ta nie wpływa negatywnie na strukturę biologiczną gruntu, w przeciwieństwie do dodatku cementu. Jednak najwyższy wzrost wytrzymałości na jednoosiowe ściskanie zachodzi, gdy włókna PP są wprowadzane do gruntów stabilizowanych chemicznie (próbki 4CPP). Dodatkowo włókna te nadają materiałowi zachowanie plastyczne. Podczas gdy próbki tylko z cementem (4C) traciły nośność już przy odkształceniach rzędu 0,4% i wykazywały niemal liniową relację naprężenia do odkształcenia, cementogrunty z dodatkiem włókien wykazywały znacznie większą plastyczność, utrzymując nośność aż do odkształceń wynoszących około 3%. Z tego powodu zastosowanie zbrojenia w postaci włókien jest szczególnie korzystne w podłożach narażonych na duże odkształcenia przy stosunkowo wysokich naprężeniach. Należy jednak wskazać, że próbki cementogrunty zbrojone włóknami (4CPP) wykazywały

niższą maksymalną wytrzymałość na ściskanie w porównaniu z próbkami bez zbrojenia (4C). Jedną z możliwych przyczyn jest utrudnione zagęszczanie materiału przez włókna, co prowadzi do mniejszej gęstości i potencjalnego negatywnego wpływu na jednorodność struktury.

Cel 3. Opracowano i zwalidowano model prognostyczny intensywności pęknięć. Model opracowany z zastosowaniem algorytmu lasu losowego wykazał wysoką dokładność predykcji intensywności pęknięć. Po odpowiednim dostrojeniu modelu uzyskano dobre odwzorowanie obserwowanych wartości wskaźnika intensywności pęknięć *CIF*.

Otrzymane rezultaty potwierdziły postawioną tezę, że złożone zjawisko pęknięcia gruntów w wyniku wysychania może być prognozowane za pomocą metod uczenia maszynowego.

Model lasu losowego pozwolił również na wskazanie najważniejszych zmiennych wpływających na intensywność pęknięcia. Wśród najważniejszych czynników można wskazać: wilgotność gruntu, gęstość właściwa gruntu, wymiary próbki obejmujące zarówno jej wysokość, jak i pole powierzchni, a także temperaturę suszenia oraz zawartość frakcji piaszczystej.

Wyniki badań potwierdziły postawioną tezę, że istnieje związek pomiędzy cechami gruntu a występowaniem pęknięć powierzchniowych.

Cel 4. Analiza niezawodności nośności granicznej posadowienia stopy fundamentowej, przeprowadzona z wykorzystaniem metody zbiorów losowych, wykazała silną zależność wartości nośności od stopnia nasycenia gruntu. Wykazano, że nośność graniczna posadowienia bezpośredniego jest istotnie wyższa w przypadku gruntów o niższym stopniu nasycenia. Dla badanego gruntu o mniejszej wilgotności nośność była ponad dwudziestoczekrotnie większa w porównaniu z tym samym gruntem przy wyższym stopniu nasycenia, zarówno dla funkcji przekonania *Bel*, jak i funkcji wiarygodności *Pl*.

Zastosowanie metody zbiorów losowych okazało się bardziej bezpieczne i ekonomicznie uzasadnione niż podejście oparte na przedziałach informacyjnych. Metoda ta pozwala uniknąć zarówno nadmiernego konserwatyzmu, wynikającego z projektowania na podstawie minimalnych wartości parametrów, jak i ryzyka przeszacowania nośności, które pojawia się przy wykorzystaniu wartości średnich. Dzięki temu możliwe jest określenie nośności granicznej z uwzględnieniem niepewności danych wejściowych.

Na wiarygodność wyników istotny wpływ ma jakość oraz liczność danych pomiarowych. Zaobserwowano, że pojedynczy pomiar obarczony znacznym błędem może istotnie zaburzyć wartość odchylenia standardowego, co w konsekwencji prowadzi do znacznego obniżenia wartości nośności w funkcji *Bel*, nawet o kilka rzędów wielkości. Zjawisko to podkreśla znaczenie odpowiedniej weryfikacji danych wejściowych oraz wskazuje na potrzebę wykonywania możliwie dużej liczby badań parametrów wytrzymałościowych.

Analiza przeprowadzona metodą zbiorów losowych potwierdziła również, że grunty z dodatkiem cementu i włókien, zwłaszcza włókien PET, osiągają bardzo wysokie wartości nośności granicznej. Wynika to z podwyższonej wartości kąta tarcia wewnętrznego oraz ograniczonej zmienności parametrów wytrzymałościowych, co w efekcie prowadzi do znacznego wzrostu nośności posadowienia.

Analiza wyników potwierdziła postawioną tezę, że zastosowanie metody zbiorów losowych stanowi efektywne narzędzie do analizy niezawodności posadowienia fundamentowego.

Cel 5. Opracowano model numeryczny rozwoju pęknięć, oparty na metodzie elementów skończonych, uwzględniający zmienność parametrów mechanicznych w funkcji ssania matrycowego. Model poprawnie odwzorował mechanizmy inicjacji i rozwoju pięć w gruntach nienasyconych. Model ten wykazał dobrą zgodność z wynikami badań eksperymentalnych w zakresie przewidywania średniego rozstawu pęknięć dla analizowanych typów gruntów. Dla pyłu z iłem średni rozstaw pęknięć uzyskany w symulacji wyniósł około 5 cm, co odpowiada wartości uzyskanej w badaniach laboratoryjnych równej 5,02 cm. W przypadku łu rozstaw pęknięć w modelu osiągnął wartość 3 cm, podczas gdy w badaniach wyniósł 3,15 cm. Uzyskana zgodność potwierdza wiarygodność opracowanego modelu w odtwarzaniu rzeczywistych mechanizmów pękania.

Model numeryczny odzwierciedla wpływ ssania matrycowego na rozkład naprężeń rozciągających w strefie pękania. Wartości naprężeń rozciągających malały wraz ze wzrostem głębokości pęknięcia, co jest bezpośrednio związane ze wzrostem stopnia nasycenia i obniżeniem ssania matrycowego w głębszych warstwach gruntu.

Uzyskane wyniki modelowania numerycznego potwierdziły postawioną tezę, że modelowanie procesu pękania gruntów spoistych, oparte na danych eksperymentalnych i wykonane metodą elementów skończonych, umożliwia ilościowe odwzorowanie zjawisk

inicjacji i rozwoju pęknięć oraz poprawne oszacowanie rozstawu i głębokości pęknięć desykacyjnych w wysychającym gruncie nienasyconym.

W pracy dokonano identyfikacji i klasyfikacji czynników decydujących o intensywności powstawania pęknięć. Wykonano szeroką analizę porównawczą parametrów wytrzymałościowych gruntu oraz cementogruntu wzmocnionego różnym typem włókien. Przeprowadzono niezawodnościową analizę nośności granicznej podłoża gruntowego wzbogacanego włóknami. Skonstruowano model numeryczny pozwalający określać rozstaw oraz głębokość pęknięć. Na podstawie tego można stwierdzić, że wypełniono luki badawcze określone w punkcie 2.6. Zestawienie wypełnionych luk badawczych przedstawiono w tabeli 6.1.

Tabela 6.1. Wypełnione luki badawcze.

Luki badawcze	
Niedostateczne identyfikacja i brak klasyfikacji czynników decydujących o intensywności powstawania pęknięć.	+
Brak szerokiej analizy porównawczej parametrów wytrzymałościowych gruntu oraz cementogruntu wzmocnionego różnym typem włókien.	+
Niedostateczne rozpoznanie problematyki niezawodnościowej analizy nośności granicznej podłoża gruntowego wzbogacanego włóknami.	+
Ograniczony zakres badań obejmujących modele numeryczne pozwalające na określenie rozstawu oraz głębokości pęknięć.	+

6.2. Wkład własny i innowacyjność pracy

Wkład własny i elementy nowości niniejszej pracy mają charakter interdyscyplinarny i wynikają z połączenia badań eksperymentalnych z metodami analizy danych oraz modelowania numerycznego. Rozprawa wnosi wkład w rozwój badań nad gruntami nienasyconymi poprzez szeroką ocenę dodatków w postaci włókien, pyłu mineralnego oraz cementu, pod kątem ich potencjału ograniczania pęknięcia gruntów, a także wpływu na parametry wytrzymałościowe i nośność graniczną podłoża. Obejmuje również prognozowanie pęknięć w gruntach poddanych wysychaniu oraz numeryczne modelowanie tego zjawiska. Dysertacja stanowi krok w kierunku lepszego zrozumienia mechanizmów pęknięcia gruntów.

Jednym z najwyższych osiągnięć jest opracowanie i walidacja innowacyjnego modelu prognostycznego pęknięć opartego na metodzie uczenia maszynowego. Stworzono i zweryfikowano model prognozujący intensywność pęknięć *CIF* z zastosowaniem algorytmu lasu losowego, co stanowi nowatorskie rozwiązanie w skali badań geotechnicznych. Zastosowanie uczenia maszynowego umożliwiło prognozowanie złożonego zjawiska pęknięcia. Model pozwolił również na określenie najważniejszych cech gruntu decydujących o jego podatności na pęknięcie, takich jak wilgotność, gęstość właściwa, wymiary próbki oraz temperatura suszenia, co jest trudne do uchwycenia za pomocą klasycznych metod statystycznych.

Istotnym elementem nowości jest także zastosowanie metody zbiorów losowych w analizie niezawodności gruntów nienasyconych. Przeprowadzono ocenę nośności granicznej posadowienia stopy fundamentowej na gruncie nienasyconym, wzmocnionym dodatkami. Uwzględniono przy tym niepewność parametrów geotechnicznych, takich jak spójność, kąt tarcia wewnętrznego i ciężar objętościowy. Wykazano, że podejście oparte na funkcjach przekonania (*Belief*) i wiarygodności (*Plausibility*) jest bardziej bezpieczne i ekonomicznie uzasadnione niż tradycyjne metody przedziałowe, ponieważ pozwala uniknąć zarówno nadmiernego konserwatyzmu, jak i ryzyka przeszacowania nośności.

Kolejnym osiągnięciem jest opracowanie weryfikowalnego modelu numerycznego rozwoju pęknięć, stworzonego w środowisku FlexPDE z zastosowaniem metody elementów skończonych. Model ten symuluje proces inicjacji i rozwoju pęknięć w nienasyconym gruncie spoistym, uwzględniając zmienność parametrów mechanicznych, takich jak moduł odkształcenia i wytrzymałość na rozciąganie, w funkcji ssania matrycowego. Został on skalibrowany na podstawie własnych danych eksperymentalnych oraz zweryfikowany w zakresie rozstawu pęknięć. Uzyskane wyniki wykazały wysoką zgodność z obserwacjami laboratoryjnymi.

Nowością pracy jest również szeroka ocena skuteczności zrównoważonych dodatków wzmacniających. Przeprowadzono porównanie efektywności włókien pochodzenia naturalnego (juta) i recyklingowego (PET, odpadowe włókna szklane laminowane żywicą poliestrową) ze stosowanymi w budownictwie włóknami polipropylenowymi, wykazując, że materiały te mogą w równym stopniu, a niekiedy skuteczniej, wzmacniać podłoże gruntowe. Badania mają charakter proekologiczny i promują wykorzystanie surowców wtórnych. Dodatkowo zbadano wpływ odpadowego pyłu granodiorytowego jako częściowego

zamiennika cementu w mieszaninach cementogruntowych, co może przyczyniać się do optymalizacji zużycia materiałów i ograniczenia śladu węglowego.

6.3. Wnioski praktyczne i aplikacyjne

Wyniki badań wskazują na możliwość optymalizacji procesów stabilizacji gruntów z wykorzystaniem materiałów przyjaznych środowisku. Włókna naturalne, takie jak juta oraz pochodzące z recyklingu, w tym PET, mogą być stosowane jako skuteczne zbrojenie gruntów, stanowiąc realną alternatywę dla konwencjonalnych geosyntetyków. Zastosowanie włókien PET w połączeniu z cementem okazało się szczególnie efektywne, prowadząc do uzyskania najwyższej nośności granicznej posadowienia fundamentu spośród wszystkich badanych mieszanek. Wynikało to między innymi z bardzo wysokich wartości kąta tarcia wewnętrznego, sięgających około siedemdziesięciu stopni. Rozwiązanie to może być szczególnie korzystne w projektach wymagających wysokiej nośności podłoża. Dodatkowo wykazano, że częściowe zastąpienie cementu odpadowym pyłem granodiorytowym poprawia parametry mechaniczne gruntu. Takie podejście może być szczególnie cenne przy projektowaniu podbudów drogowych, gdzie występuje duże zużycie cementu, a pyły mineralne powstają jako odpad podczas obróbki kruszywa do produkcji mieszanek mineralno-asfaltowych.

W kontekście redukcji ryzyka pęknięcia oraz zwiększenia trwałości konstrukcji ziemnych wykazano, że włókna istotnie ograniczają intensywność pęknięć, co ma istotne znaczenie dla bezpieczeństwa wałów przeciwpowodziowych i barier środowiskowych. Zmniejszenie wartości wskaźnika intensywności pęknięć *CIF* ogranicza ryzyko wzrostu przewodności hydraulicznej. Zastosowanie włókien w mieszaninach cementogruntowych zmienia charakter materiału z kruchego na bardziej plastyczny, co znacząco poprawia jego odporność na odkształcenia i może wydłużyć trwałość konstrukcji ziemnych.

W analizie projektowania posadowienia fundamentów w gruntach nienasyconych zastosowanie metody zbiorów losowych umożliwia opracowanie metodyki bezpiecznego i ekonomicznego posadowienia. Podejście to pozwala uwzględnić niepewność parametrów gruntowych, eliminując nadmierny konserwatyzm wynikający z projektowania na podstawie wartości minimalnych oraz ograniczając ryzyko przeszacowania nośności przy stosowaniu wartości średnich. Można wskazać również, że utrzymywanie niskiego stopnia nasycenia

gruntu poprzez odpowiedni drenaż może znacząco zwiększyć nośność posadowienia konstrukcji.

W zakresie narzędzi prognostycznych opracowany model lasu losowego stanowi praktyczne rozwiązanie umożliwiające szybkie i dokładne prognozowanie intensywności pęknięć na podstawie podstawowych właściwości gruntu oraz warunków suszenia. Model charakteryzuje się bardzo wysoką dokładnością predykcji, dzięki czemu może być wykorzystany do oceny potencjału pęknięcia podłoża w praktyce inżynierskiej.

6.4. Kierunki dalszych badań

W obszarze wzmocniania gruntów włóknami wskazane jest przeprowadzenie szczegółowych badań nad optymalną ilością i długością włókien, aby uzyskać maksymalny efekt w zakresie redukcji pęknięć oraz poprawy właściwości mechanicznych. Istotnym kierunkiem jest także pogłębiona analiza trwałości włókien naturalnych w gruncie, zwłaszcza w kontekście długoterminowej eksploatacji konstrukcji geotechnicznych narażonych na zmienne warunki wilgotnościowe i biologiczne procesy degradacji. W dalszych badaniach należy również kontynuować prace nad wykorzystaniem odpadowego pyłu granodiorytowego jako częściowego zamiennika cementu. Choć uzyskane dotychczas wyniki potwierdziły jego pozytywny wpływ na właściwości mechaniczne gruntów, przyszłe eksperymenty powinny skupić się na optymalizacji proporcji cementu i pyłu w celu maksymalizacji wytrzymałości przy jednoczesnym ograniczeniu zużycia spoiwa i emisji dwutlenku węgla.

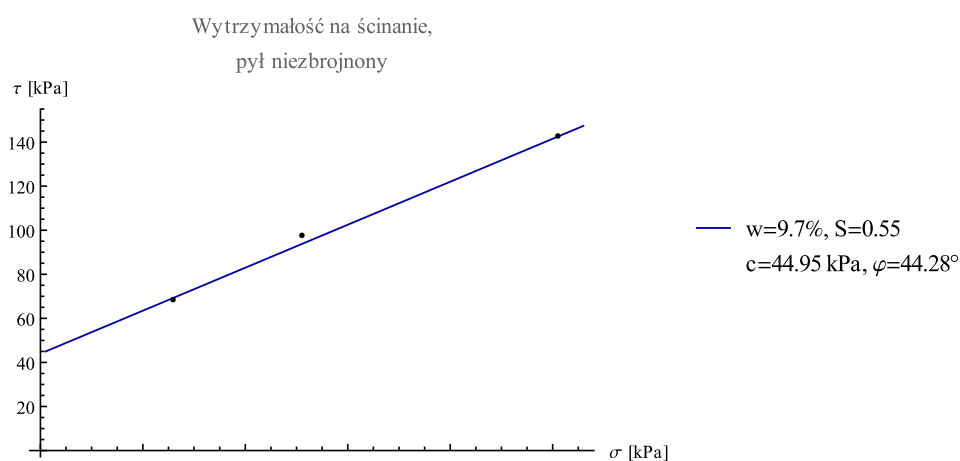
Rozwój modelowania numerycznego stanowi kolejny istotny kierunek badań. Wskazane jest rozszerzenie opracowanego modelu rozwoju pęknięć o możliwość uwzględniania uplastyczniania się gruntu z zastosowaniem nieliniowych kryteriów zniszczenia, zwłaszcza w strefach koncentracji naprężeń. Pozwoli to na dokładniejsze odwzorowanie rzeczywistych warunków pracy ośrodka gruntowego. Niezbędne jest również uzupełnienie danych kalibracyjnych poprzez wykonanie dodatkowych badań modułu sprężystości gruntów w konsystencji płynnej i miękkoplastycznej, co pozwoli zwiększyć dokładność modeli numerycznych. Ważnym aspektem przyszłych prac jest także weryfikacja skali, obejmująca ponowne badania doświadczalne nad rozstawem pęknięć przy użyciu próbek o większych wymiarach, w celu potwierdzenia poprawności przewidywań modelu

numerycznego. Dodatkowo wskazane jest zweryfikowanie głębokości pęknięć uzyskanych na podstawie symulacji numerycznych względem wyników pomiarów eksperymentalnych.

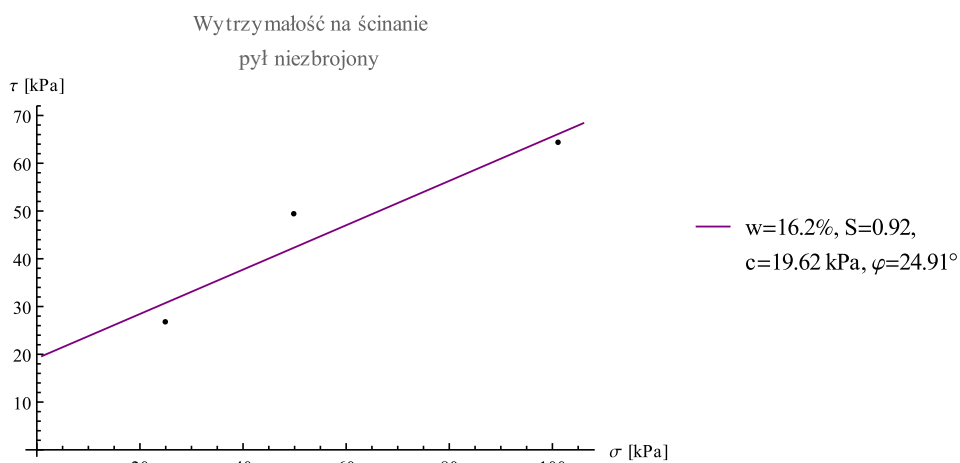
W zakresie metod uczenia maszynowego wskazane jest dalsze udoskonalenie modeli prognostycznych, w szczególności modelu lasu losowego. Jednym z najważniejszych kierunków jest rozbudowa zbioru danych uczących poprzez gromadzenie kompletnych i reprezentatywnych zestawów danych wejściowych, co pozwoli poprawić zdolności predykcyjne algorytmu wobec danych nieuwzględnionych w procesie treningu. Choć opracowany model charakteryzuje się bardzo wysoką dokładnością predykcji dla danych użytych podczas uczenia, jego skuteczność w odniesieniu do danych nowych była niższa. Rozszerzenie i uzupełnienie zbioru danych, zwłaszcza o zmienne o silnym wpływie na wynik, takie jak gęstość właściwa, wymiary próbki czy temperatura suszenia, pozwoli zwiększyć ogólną wiarygodność i uniwersalność prognoz.

Załącznik A

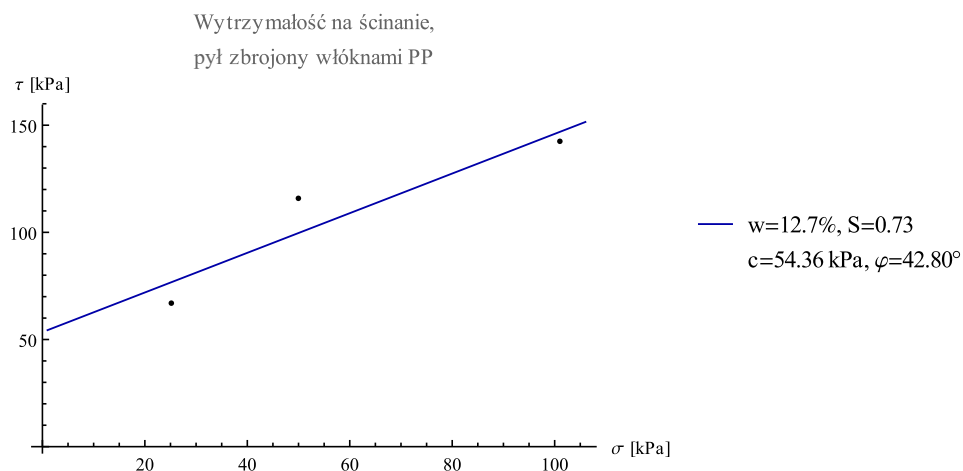
W niniejszym załączniku przedstawiono wykresy obrazujące wyniki badań wytrzymałości na ścinanie wszystkich analizowanych materiałów gruntowych. Na wykresach zaprezentowano wartości wytrzymałości uzyskane dla każdej z przeprowadzonych prób. Wszystkie próbki gruntowe zostały uprzednio zagęszczone do gęstości objętościowej szkieletu gruntowego wynoszącej: $\rho_d = 1,84 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$.



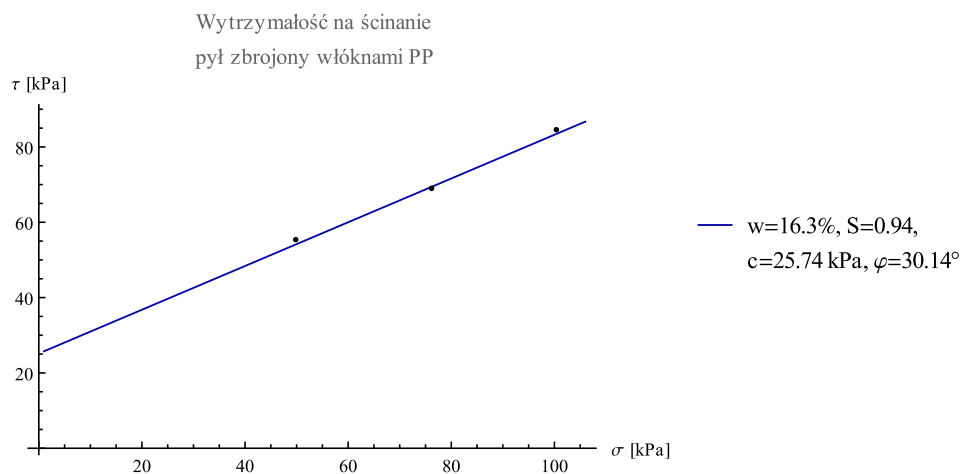
Rysunek A.1. Wytrzymałość na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 9,7\%$.



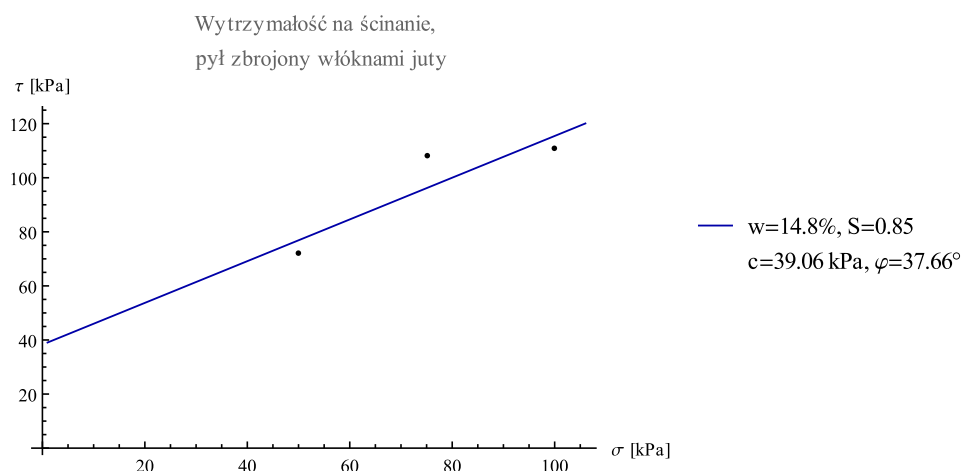
Rysunek A.2. Wytrzymałość na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 16,2\%$.



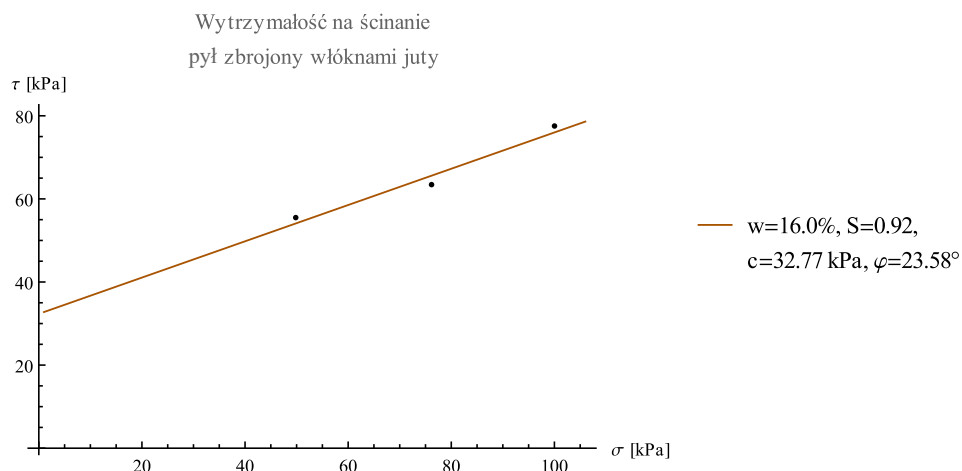
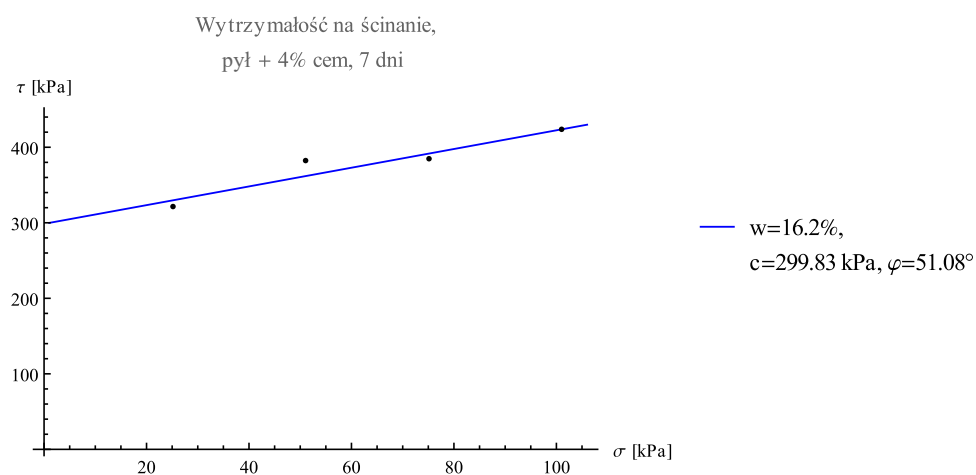
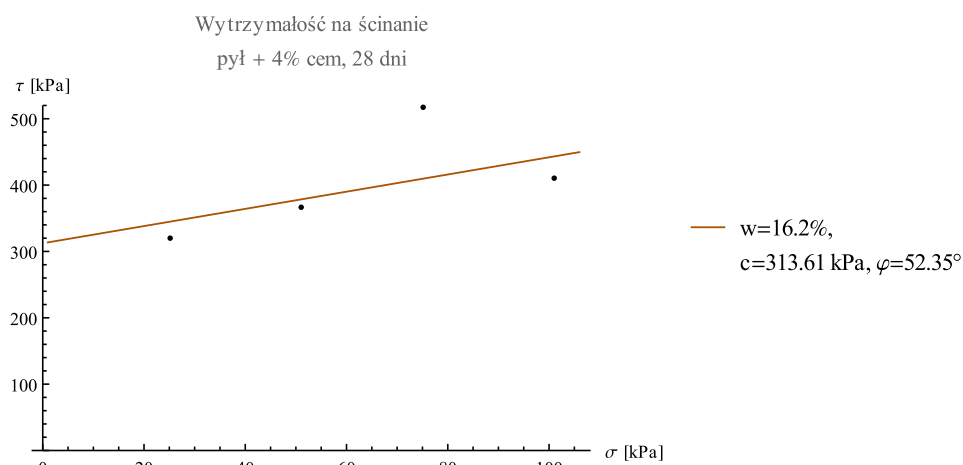
Rysunek A.3. Wytrzymałość na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 12,7\%$ zbrojonego włóknami polipropylenowymi.

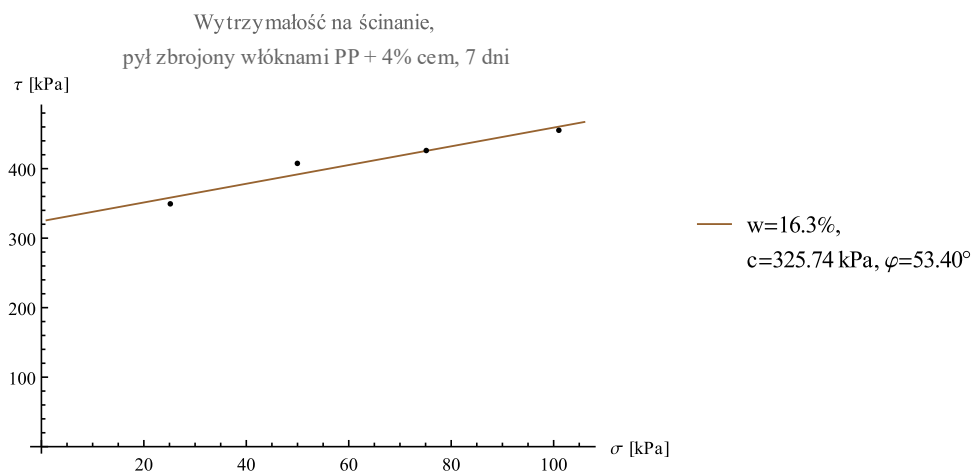


Rysunek A.4. Wytrzymałość na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 16,3\%$ zbrojonego włóknami polipropylenowymi.

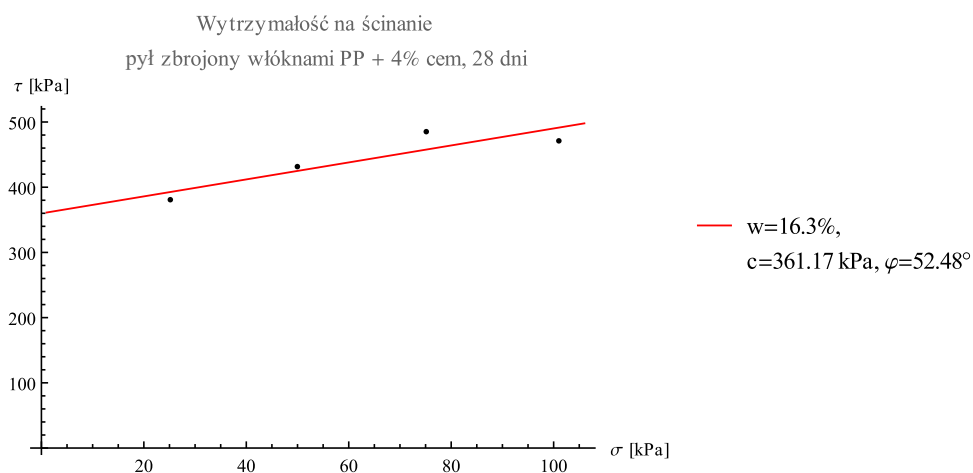


Rysunek A.5. Wytrzymałość na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 14,8\%$ zbrojonego włóknami juty.

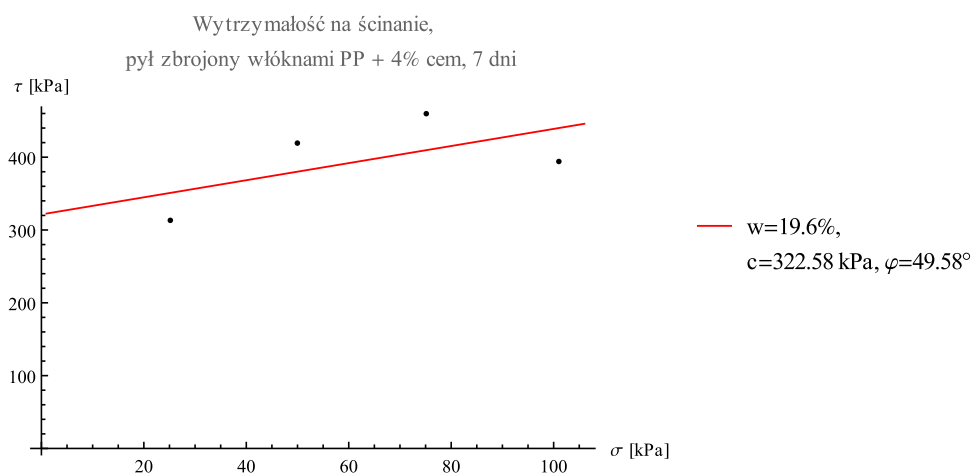
Rysunek A.6. Wytrzymałość na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 16,0\%$ zbrojonego włóknami juty.Rysunek A.7. Wytrzymałość na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 16,2\%$ z dodatkiem 4% cementu (masowo), kondycjonowanego 7 dni.Rysunek A.8. Wytrzymałość na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 16,2\%$ z dodatkiem 4% cementu, kondycjonowanego 28 dni.



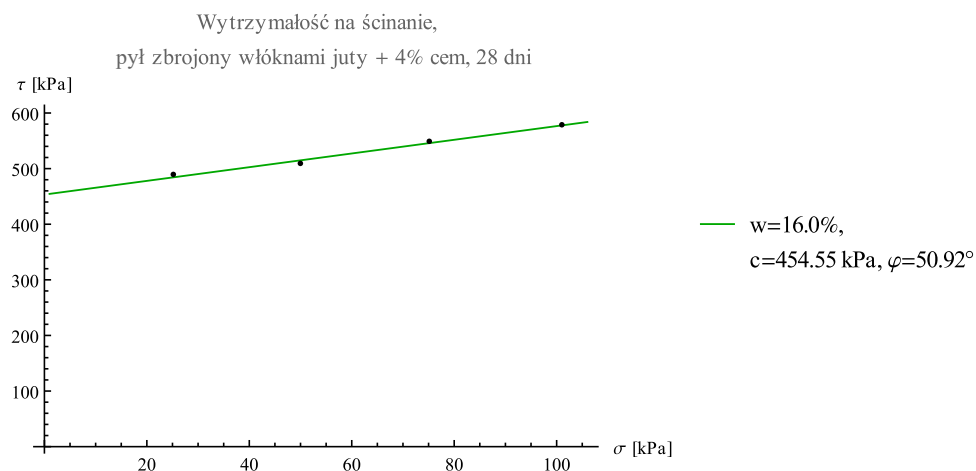
Rysunek A.9. Wytrzymałość na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 16,3\%$ z dodatkiem 4% cementu z dodatkiem włókien polipropylenowych, kondycjonowanego 7 dni.



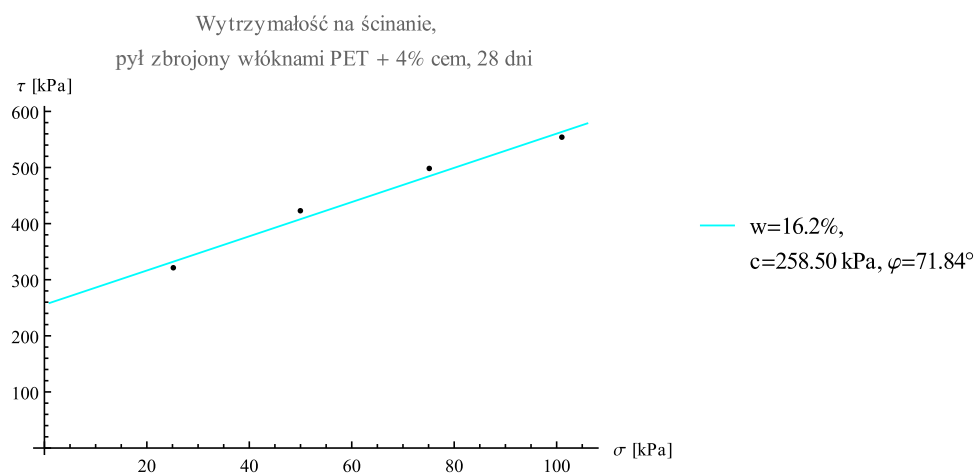
Rysunek A.10. Wytrzymałość na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 16,3\%$ z dodatkiem 4% cementu z dodatkiem włókien polipropylenowych, kondycjonowanego 28 dni.



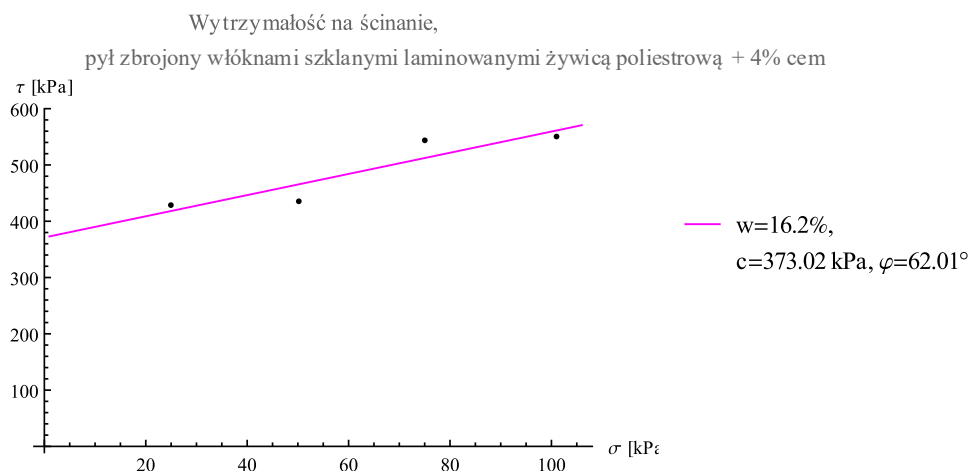
Rysunek A.11. Wytrzymałość na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 19,6\%$ z dodatkiem 4% cementu z dodatkiem włókien polipropylenowych, kondycjonowanego 7 dni.



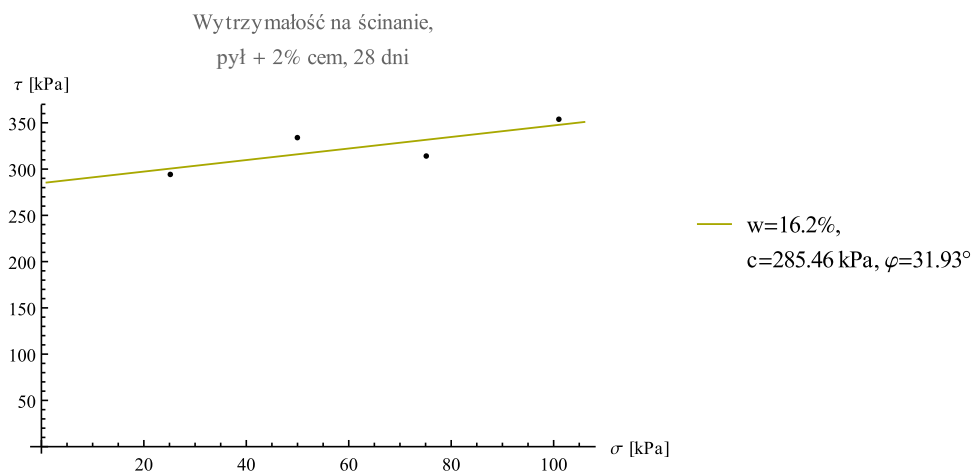
Rysunek A.12. Wytrzymałość na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 16,0\%$ z dodatkiem 4% cementu z dodatkiem włókien juty, kondycjonowanego 28 dni.



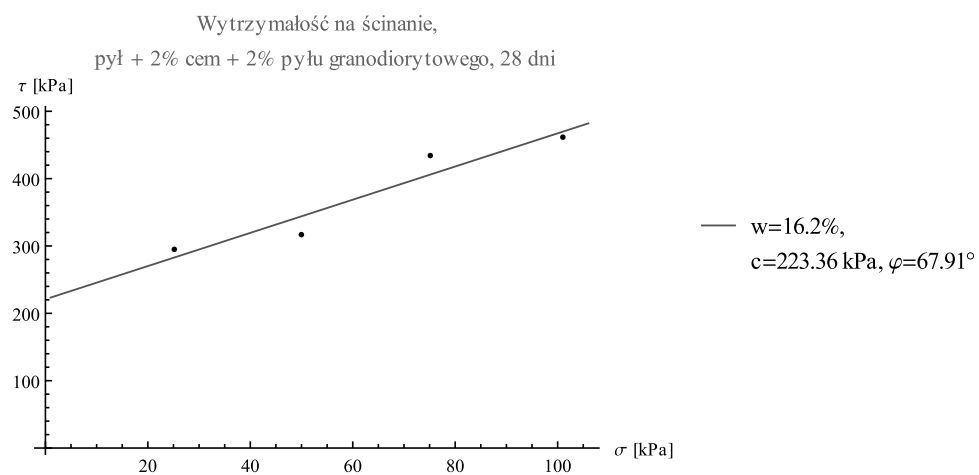
Rysunek A.13. Wytrzymałość na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 16,2\%$ z dodatkiem 4% cementu z dodatkiem włókien PET, kondycjonowanego 28 dni.



Rysunek A.14. Wytrzymałość na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 16,2\%$ z dodatkiem 4% cementu z dodatkiem włókien szklanych laminowanych żywicą poliestrową, kondycjonowanego 28 dni.



Rysunek A.15. Wytrzymałość na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 16,2\%$ z dodatkiem 2% cementu, kondycjonowanego 28 dni.



Rysunek A.16. Wytrzymałość na ścinanie pyłu o wilgotności $w = 16,2\%$ z dodatkiem 2% cementu oraz 2% pyłu granodiorytowego, kondycjonowanego 28 dni.

Załącznik B

W niniejszym załączniku zestawiono tabele przedstawiające podstawowe prawdopodobieństwa m oraz odpowiadające im elementy ogniskowe, które tworzą losowy zbiór zdefiniowany na przestrzeni X . Przedstawione dane stanowią integralny element analizy niezawodności właściwości materiałów gruntowych, prowadzonej z wykorzystaniem metody zbiorów losowych, omówionej w podrozdziale 5.2.

Tabela B.1. Podstawowe prawdopodobieństwa m oraz odpowiadające im elementy ogniskowe losowego zbioru zdefiniowanego na przestrzeni X dla materiału gruntowego *grunt16*.

Materiał	Zmienna losowa	Prawdopodobieństwo wystąpienia wartości	Elementy ogniskowe A_i		Przypisane prawdopodobieństwo m_i
			Dolna granica	Górna granica	
grunt16	Ciężar objętościowy γ [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	19,713	19,733	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	19,733	19,760	0,025
		0,025	19,760	19,767	0,025
		0,05	19,767	19,774	0,05
		0,10	19,774	19,786	0,15
		0,25	19,786	19,800	0,25
		0,50	19,800	19,814	0,25
		0,75	19,814	19,826	0,15
		0,90	19,826	19,833	0,05
		0,95	19,833	19,839	0,025
		0,975	19,839	19,866	0,025
		0,9995	19,866	19,885	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	19,885		
	Kąt tarcia wewnętrznego φ [°]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	16,737	17,781	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	17,781	20,166	0,025
		0,025	20,166	20,880	0,025
		0,05	20,880	21,756	0,05
		0,10	21,756	23,299	0,15
		0,25	23,299	25,026	0,25
		0,50	25,026	26,639	0,25
		0,75	26,639	27,898	0,15
		0,90	27,898	28,540	0,05
		0,95	28,540	29,024	0,025
		0,975	29,024	30,351	0,025
		0,9995	30,351	30,756	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	30,756		
	Spójność c [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	15,943	16,484	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	16,484	17,522	0,025
		0,025	17,522	17,816	0,025
		0,05	17,816	18,176	0,05
		0,10	18,176	18,821	0,15
		0,25	18,821	19,587	0,25
		0,50	19,587	20,384	0,25
		0,75	20,384	21,108	0,15
		0,90	21,108	21,536	0,05
		0,95	21,536	21,901	0,025
		0,975	21,901	23,329	0,025
		0,9995	23,329	24,205	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	24,205		

Tabela B.2. Podstawowe prawdopodobieństwa m oraz odpowiadające im elementy ogniskowe losowego zbioru zdefiniowanego na przestrzeni X dla materiału gruntowego PP12.

Materiał	Zmienna losowa	Prawdopodobieństwo wystąpienia wartości	Elementy ogniskowe A_i		Przypisane prawdopodobieństwo m_i
			Dolna granica	Górna granica	
PP12	Ciężar objętościowy γ [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	19,713	19,733	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	19,733	19,760	0,025
		0,025	19,760	19,767	0,025
		0,05	19,767	19,774	0,05
		0,10	19,774	19,786	0,15
		0,25	19,786	19,800	0,25
		0,50	19,800	19,814	0,25
		0,75	19,814	19,826	0,15
		0,90	19,826	19,833	0,05
		0,95	19,833	19,839	0,025
		0,975	19,839	19,866	0,025
		0,9995	19,866	19,885	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	19,885		
	Kąt tarcia wewnętrzznego φ [°]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	28,013	29,566	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	29,566	33,652	0,025
		0,025	33,652	34,963	0,025
		0,05	34,963	36,609	0,05
		0,10	36,609	39,584	0,15
		0,25	39,584	42,992	0,25
		0,50	42,992	46,207	0,25
		0,75	46,207	48,710	0,15
		0,90	48,710	49,973	0,05
		0,95	49,973	50,914	0,025
		0,975	50,914	53,387	0,025
		0,9995	53,387	54,069	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	54,069		
	Spójność c [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	46,833	48,103	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	48,103	50,298	0,025
		0,025	50,298	50,889	0,025
		0,05	50,889	51,600	0,05
		0,10	51,600	52,849	0,15
		0,25	52,849	54,309	0,25
		0,50	54,309	55,816	0,25
		0,75	55,816	57,188	0,15
		0,90	57,188	58,006	0,05
		0,95	58,006	58,709	0,025
		0,975	58,709	61,543	0,025
		0,9995	61,543	63,402	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	63,402		

Tabela B.3. Podstawowe prawdopodobieństwa m oraz odpowiadające im elementy ogniskowe losowego zbioru zdefiniowanego na przestrzeni X dla materiału gruntowego PP16.

Materiał	Zmienna losowa	Prawdopodobieństwo wystąpienia wartości	Elementy ogniskowe A_i		Przypisane prawdopodobieństwo m_i
			Dolna granica	Górna granica	
PP16	Ciężar objętościowy γ [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	19,713	19,733	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	19,733	19,760	0,025
		0,025	19,760	19,767	0,025
		0,05	19,767	19,774	0,05
		0,10	19,774	19,786	0,15
		0,25	19,786	19,800	0,25
		0,50	19,800	19,814	0,25
		0,75	19,814	19,826	0,15
		0,90	19,826	19,833	0,05
		0,95	19,833	19,839	0,025
		0,975	19,839	19,866	0,025
		0,9995	19,866	19,885	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	19,885		
	Kąt tarcia wewnętrznego φ [°]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	18,245	18,904	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	18,904	20,089	0,025
		0,025	20,089	20,414	0,025
		0,05	20,414	20,809	0,05
		0,10	20,809	21,507	0,15
		0,25	21,507	22,328	0,25
		0,50	22,328	23,179	0,25
		0,75	23,179	23,954	0,15
		0,90	23,954	24,415	0,05
		0,95	24,415	24,810	0,025
		0,975	24,810	26,386	0,025
		0,9995	26,386	27,396	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	27,396		
	Spójność c [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	37,753	38,235	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	38,235	38,924	0,025
		0,025	38,924	39,094	0,025
		0,05	39,094	39,288	0,05
		0,10	39,288	39,613	0,15
		0,25	39,613	39,974	0,25
		0,50	39,974	40,331	0,25
		0,75	40,331	40,647	0,15
		0,90	40,647	40,832	0,05
		0,95	40,832	40,991	0,025
		0,975	40,991	41,629	0,025
		0,9995	41,629	42,057	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	42,057		

Tabela B.4. Podstawowe prawdopodobieństwa m oraz odpowiadające im elementy ogniskowe losowego zbioru zdefiniowanego na przestrzeni X dla materiału gruntowego *juta14*.

Materiał	Zmienna losowa	Prawdopodobieństwo wystąpienia wartości	Elementy ogniskowe A_i		Przypisane prawdopodobieństwo m_i
			Dolna granica	Górna granica	
juta14	Ciężar objętościowy γ [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	19,713	19,733	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	19,733	19,760	0,025
		0,025	19,760	19,767	0,025
		0,05	19,767	19,774	0,05
		0,10	19,774	19,786	0,15
		0,25	19,786	19,800	0,25
		0,50	19,800	19,814	0,25
		0,75	19,814	19,826	0,15
		0,90	19,826	19,833	0,05
		0,95	19,833	19,839	0,025
		0,975	19,839	19,866	0,025
		0,9995	19,866	19,885	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	19,885		
	Kąt tarcia wewnętrznego φ [°]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	35,929	36,293	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	36,293	36,812	0,025
		0,025	36,812	36,952	0,025
		0,05	36,952	37,103	0,05
		0,10	37,103	37,359	0,15
		0,25	37,359	37,648	0,25
		0,50	37,648	37,938	0,25
		0,75	37,938	38,200	0,15
		0,90	38,200	38,356	0,05
		0,95	38,356	38,491	0,025
		0,975	38,491	39,051	0,025
		0,9995	39,051	39,446	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	39,446		
	Spójność c [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	35,326	35,968	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	35,968	37,051	0,025
		0,025	37,051	37,340	0,025
		0,05	37,340	37,688	0,05
		0,10	37,688	38,301	0,15
		0,25	38,301	39,023	0,25
		0,50	39,023	39,779	0,25
		0,75	39,779	40,480	0,15
		0,90	40,480	40,906	0,05
		0,95	40,906	41,277	0,025
		0,975	41,277	42,838	0,025
		0,9995	42,838	43,940	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	43,940		

Tabela B.5. Podstawowe prawdopodobieństwa m oraz odpowiadające im elementy ogniskowe losowego zbioru zdefiniowanego na przestrzeni X dla materiału gruntowego *juta16*.

Materiał	Zmienna losowa	Prawdopodobieństwo wystąpienia wartości	Elementy ogniskowe A_i		Przypisane prawdopodobieństwo m_i
			Dolna granica	Górna granica	
juta16	Ciężar objętościowy γ [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	19,713	19,733	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	19,733	19,760	0,025
		0,025	19,760	19,767	0,025
		0,05	19,767	19,774	0,05
		0,10	19,774	19,786	0,15
		0,25	19,786	19,800	0,25
		0,50	19,800	19,814	0,25
		0,75	19,814	19,826	0,15
		0,90	19,826	19,833	0,05
		0,95	19,833	19,839	0,025
		0,975	19,839	19,866	0,025
		0,9995	19,866	19,885	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	19,885		
	Kąt tarcia wewnętrznego φ [°]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	23,277	23,346	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	23,346	23,441	0,025
		0,025	23,441	23,464	0,025
		0,05	23,464	23,490	0,05
		0,10	23,490	23,533	0,15
		0,25	23,533	53,580	0,25
		0,50	53,580	23,628	0,25
		0,75	23,628	23,670	0,15
		0,90	23,670	23,695	0,05
		0,95	23,695	23,716	0,025
		0,975	23,716	23,805	0,025
		0,9995	23,805	23,688	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	23,688		
	Spójność c [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	32,251	32,372	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	32,372	32,537	0,025
		0,025	32,537	32,575	0,025
		0,05	32,575	32,619	0,05
		0,10	32,619	32,692	0,15
		0,25	32,692	32,772	0,25
		0,50	32,772	32,850	0,25
		0,75	32,850	32,918	0,15
		0,90	32,918	32,959	0,05
		0,95	32,959	32,993	0,025
		0,975	32,993	33,133	0,025
		0,9995	33,133	33,228	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	33,228		

Tabela B.6. Podstawowe prawdopodobieństwa m oraz odpowiadające im elementy ogniskowe losowego zbioru zdefiniowanego na przestrzeni X dla materiału gruntowego g2c.

Materiał	Zmienna losowa	Prawdopodobieństwo wystąpienia wartości	Elementy ogniskowe A_i		Przypisane prawdopodobieństwo m_i
			Dolna granica	Górna granica	
g2c	Ciężar objętościowy γ [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	19,713	19,733	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	19,733	19,760	0,025
		0,025	19,760	19,767	0,025
		0,05	19,767	19,774	0,05
		0,10	19,774	19,786	0,15
		0,25	19,786	19,800	0,25
		0,50	19,800	19,814	0,25
		0,75	19,814	19,826	0,15
		0,90	19,826	19,833	0,05
		0,95	19,833	19,839	0,025
		0,975	19,839	19,866	0,025
		0,9995	19,866	19,885	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	19,885		
	Kąt tarcia wewnętrznego φ [°]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	22,866	23,998	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	23,998	26,469	0,025
		0,025	26,469	27,225	0,025
		0,05	27,225	28,165	0,05
		0,10	28,165	29,871	0,15
		0,25	29,871	31,896	0,25
		0,50	31,896	33,954	0,25
		0,75	33,954	35,742	0,15
		0,90	35,742	36,751	0,05
		0,95	36,751	37,576	0,025
		0,975	37,576	40,420	0,025
		0,9995	40,420	41,787	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	41,787		
	Spójność c [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	282,376	283,074	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	283,074	284,035	0,025
		0,025	284,035	284,264	0,025
		0,05	284,264	284,528	0,05
		0,10	284,528	284,970	0,15
		0,25	284,970	285,461	0,25
		0,50	285,461	285,951	0,25
		0,75	285,951	286,391	0,15
		0,90	286,391	286,654	0,05
		0,95	286,654	286,882	0,025
		0,975	286,882	287,837	0,025
		0,9995	287,837	288,528	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	288,528		

Tabela B.7. Podstawowe prawdopodobieństwa m oraz odpowiadające im elementy ogniskowe losowego zbioru zdefiniowanego na przestrzeni X dla materiału gruntowego $g2c2p$.

Materiał	Zmienna losowa	Prawdopodobieństwo wystąpienia wartości	Elementy ogniskowe A_i		Przypisane prawdopodobieństwo m_i
			Dolna granica	Górna granica	
g2c2p	Ciężar objętościowy γ [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	19,713	19,733	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	19,733	19,760	0,025
		0,025	19,760	19,767	0,025
		0,05	19,767	19,774	0,05
		0,10	19,774	19,786	0,15
		0,25	19,786	19,800	0,25
		0,50	19,800	19,814	0,25
		0,75	19,814	19,826	0,15
		0,90	19,826	19,833	0,05
		0,95	19,833	19,839	0,025
		0,975	19,839	19,866	0,025
		0,9995	19,866	19,885	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	19,885		
	Kąt tarcia wewnętrznego φ [°]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	66,619	66,922	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	66,922	67,332	0,025
		0,025	67,332	67,428	0,025
		0,05	67,428	67,537	0,05
		0,10	67,537	67,718	0,15
		0,25	67,718	67,915	0,25
		0,50	67,915	68,108	0,25
		0,75	68,108	68,277	0,15
		0,90	68,277	68,375	0,05
		0,95	68,375	68,460	0,025
		0,975	68,460	68,800	0,025
		0,9995	68,800	69,031	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	69,031		
	Spójność c [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	212,503	214,860	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	214,860	218,229	0,025
		0,025	218,229	219,046	0,025
		0,05	219,046	219,994	0,05
		0,10	219,994	221,587	0,15
		0,25	221,587	223,364	0,25
		0,50	223,364	225,137	0,25
		0,75	225,137	226,721	0,15
		0,90	226,721	227,660	0,05
		0,95	227,660	228,467	0,025
		0,975	228,467	231,780	0,025
		0,9995	231,780	234,079	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	234,079		

Tabela B.8. Podstawowe prawdopodobieństwa m oraz odpowiadające im elementy ogniskowe losowego zbioru zdefiniowanego na przestrzeni X dla materiału gruntowego $g4c$.

Materiał	Zmienna losowa	Prawdopodobieństwo wystąpienia wartości	Elementy ogniskowe A_i		Przypisane prawdopodobieństwo m_i
			Dolna granica	Górna granica	
g4c	Ciężar objętościowy γ [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	19,713	19,733	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	19,733	19,760	0,025
		0,025	19,760	19,767	0,025
		0,05	19,767	19,774	0,05
		0,10	19,774	19,786	0,15
		0,25	19,786	19,800	0,25
		0,50	19,800	19,814	0,25
		0,75	19,814	19,826	0,15
		0,90	19,826	19,833	0,05
		0,95	19,833	19,839	0,025
		0,975	19,839	19,866	0,025
		0,9995	19,866	19,885	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	19,885		
	Kąt tarcia wewnętrznego φ [°]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	8,700	8,700	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	8,700	8,772	0,025
		0,025	8,772	9,167	0,025
		0,05	9,167	11,682	0,05
		0,10	11,682	35,014	0,15
		0,25	35,014	66,378	0,25
		0,50	66,378	69,444	0,25
		0,75	69,444	69,470	0,15
		0,90	69,470	69,470	0,05
		0,95	69,470	69,470	0,025
		0,975	69,470	69,470	0,025
		0,9995	69,470	69,470	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	69,470		
	Spójność c [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	219,560	233,733	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	233,733	261,271	0,025
		0,025	261,271	269,021	0,025
		0,05	269,021	278,412	0,05
		0,10	278,412	294,913	0,15
		0,25	294,913	313,826	0,25
		0,50	313,826	332,533	0,25
		0,75	332,533	348,512	0,15
		0,90	348,512	357,456	0,05
		0,95	357,456	364,751	0,025
		0,975	364,751	389,914	0,025
		0,9995	389,914	402,243	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	402,243		

Tabela B.9. Podstawowe prawdopodobieństwa m oraz odpowiadające im elementy ogniskowe losowego zbioru zdefiniowanego na przestrzeni X dla materiału gruntowego $g4cver2$.

Materiał	Zmienna losowa	Prawdopodobieństwo wystąpienia wartości	Elementy ogniskowe A_i		Przypisane prawdopodobieństwo m_i
			Dolna granica	Górna granica	
g4cver2	Ciężar objętościowy γ [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	19,713	19,733	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	19,733	19,760	0,025
		0,025	19,760	19,767	0,025
		0,05	19,767	19,774	0,05
		0,10	19,774	19,786	0,15
		0,25	19,786	19,800	0,25
		0,50	19,800	19,814	0,25
		0,75	19,814	19,826	0,15
		0,90	19,826	19,833	0,05
		0,95	19,833	19,839	0,025
		0,975	19,839	19,866	0,025
		0,9995	19,866	19,885	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	19,885		
	Kąt tarcia wewnętrznego φ [°]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	66,175	66,181	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	66,181	66,189	0,025
		0,025	66,189	66,190	0,025
		0,05	66,190	66,193	0,05
		0,10	66,193	66,196	0,15
		0,25	66,196	66,200	0,25
		0,50	66,200	66,204	0,25
		0,75	66,204	66,208	0,15
		0,90	66,208	66,210	0,05
		0,95	66,210	66,212	0,025
		0,975	66,212	66,219	0,025
		0,9995	66,219	66,225	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	66,225		
	Spójność c [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	259,708	259,756	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	259,756	259,823	0,025
		0,025	259,823	259,838	0,025
		0,05	259,838	259,856	0,05
		0,10	259,856	259,887	0,15
		0,25	259,887	259,920	0,25
		0,50	259,920	259,954	0,25
		0,75	259,954	259,984	0,15
		0,90	259,984	260,002	0,05
		0,95	260,002	260,017	0,025
		0,975	260,017	260,083	0,025
		0,9995	260,083	260,131	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	260,131		

Tabela B.10. Podstawowe prawdopodobieństwa m oraz odpowiadające im elementy ogniskowe losowego zbioru zdefiniowanego na przestrzeni X dla materiału gruntowego cpp .

Materiał	Zmienna losowa	Prawdopodobieństwo wystąpienia wartości	Elementy ogniskowe A_i		Przypisane prawdopodobieństwo m_i
			Dolna granica	Górna granica	
cpp	Ciężar objętościowy $\gamma [kPa]$	$1,0 \cdot 10^{-5}$	19,713	19,733	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	19,733	19,760	0,025
		0,025	19,760	19,767	0,025
		0,05	19,767	19,774	0,05
		0,10	19,774	19,786	0,15
		0,25	19,786	19,800	0,25
		0,50	19,800	19,814	0,25
		0,75	19,814	19,826	0,15
		0,90	19,826	19,833	0,05
		0,95	19,833	19,839	0,025
		0,975	19,839	19,866	0,025
		0,9995	19,866	19,885	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	19,885		
	Kąt tarcia wewnętrznego $\varphi [^\circ]$	$1,0 \cdot 10^{-5}$	43,781	45,544	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	45,544	48,329	0,025
		0,025	48,329	49,023	0,025
		0,05	49,023	49,828	0,05
		0,10	49,828	51,161	0,15
		0,25	51,161	52,588	0,25
		0,50	52,588	53,913	0,25
		0,75	53,913	54,986	0,15
		0,90	54,986	55,566	0,05
		0,95	55,566	56,028	0,025
		0,975	56,028	57,548	0,025
		0,9995	57,548	58,247	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	58,247		
	Spójność $c [kPa]$	$1,0 \cdot 10^{-5}$	357,030	357,950	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	357,950	359,232	0,025
		0,025	359,232	359,540	0,025
		0,05	359,540	359,896	0,05
		0,10	359,896	360,495	0,15
		0,25	360,495	361,165	0,25
		0,50	361,165	361,840	0,25
		0,75	361,840	362,450	0,15
		0,90	362,450	362,816	0,05
		0,95	362,816	363,135	0,025
		0,975	363,135	364,481	0,025
		0,9995	364,481	365,468	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	365,468		

Tabela B.11. Podstawowe prawdopodobieństwa m oraz odpowiadające im elementy ogniskowe losowego zbioru zdefiniowanego na przestrzeni X dla materiału gruntowego *cjuta*.

Materiał	Zmienna losowa	Prawdopodobieństwo wystąpienia wartości	Elementy ogniskowe A_i		Przypisane prawdopodobieństwo m_i
			Dolna granica	Górna granica	
cjuta	Ciężar objętościowy γ [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	19,713	19,733	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	19,733	19,760	0,025
		0,025	19,760	19,767	0,025
		0,05	19,767	19,774	0,05
		0,10	19,774	19,786	0,15
		0,25	19,786	19,800	0,25
		0,50	19,800	19,814	0,25
		0,75	19,814	19,826	0,15
		0,90	19,826	19,833	0,05
		0,95	19,833	19,839	0,025
		0,975	19,839	19,866	0,025
		0,9995	19,866	19,885	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	19,885		
	Kąt tarcia wewnętrzznego φ [°]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	49,928	50,147	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	50,147	50,453	0,025
		0,025	50,453	50,526	0,025
		0,05	50,526	50,611	0,05
		0,10	50,611	50,752	0,15
		0,25	50,752	50,910	0,25
		0,50	50,910	51,068	0,25
		0,75	51,068	51,210	0,15
		0,90	51,210	51,294	0,05
		0,95	51,294	51,367	0,025
		0,975	51,367	51,674	0,025
		0,9995	51,674	51,895	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	51,895		
	Spójność c [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	454,163	454,252	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	454,252	454,373	0,025
		0,025	454,373	454,402	0,025
		0,05	454,402	454,435	0,05
		0,10	454,435	454,489	0,15
		0,25	454,489	454,550	0,25
		0,50	454,550	454,611	0,25
		0,75	454,611	454,665	0,15
		0,90	454,665	454,678	0,05
		0,95	454,678	454,726	0,025
		0,975	454,726	454,844	0,025
		0,9995	454,844	454,930	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	454,930		

Tabela B.12. Podstawowe prawdopodobieństwa m oraz odpowiadające im elementy ogniskowe losowego zbioru zdefiniowanego na przestrzeni X dla materiału gruntowego *cpet*.

Materiał	Zmienna losowa	Prawdopodobieństwo wystąpienia wartości	Elementy ogniskowe A_i		Przypisane prawdopodobieństwo m_i
			Dolna granica	Górna granica	
cpet	Ciężar objętościowy γ [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	19,713	19,733	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	19,733	19,760	0,025
		0,025	19,760	19,767	0,025
		0,05	19,767	19,774	0,05
		0,10	19,774	19,786	0,15
		0,25	19,786	19,800	0,25
		0,50	19,800	19,814	0,25
		0,75	19,814	19,826	0,15
		0,90	19,826	19,833	0,05
		0,95	19,833	19,839	0,025
		0,975	19,839	19,866	0,025
		0,9995	19,866	19,885	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	19,885		
	Kąt tarcia wewnętrznego φ [°]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	71,455	71,545	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	71,545	71,667	0,025
		0,025	71,667	71,696	0,025
		0,05	71,696	71,728	0,05
		0,10	71,728	71,782	0,15
		0,25	71,782	71,841	0,25
		0,50	71,841	71,899	0,25
		0,75	71,899	71,950	0,15
		0,90	71,950	71,981	0,05
		0,95	71,981	72,007	0,025
		0,975	72,007	72,114	0,025
		0,9995	72,114	72,190	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	72,190		
	Spójność c [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	255,967	256,536	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	256,536	257,325	0,025
		0,025	257,325	257,513	0,025
		0,05	257,513	257,830	0,05
		0,10	257,830	258,094	0,15
		0,25	258,094	258,500	0,25
		0,50	258,500	258,906	0,25
		0,75	258,906	259,271	0,15
		0,90	259,271	259,489	0,05
		0,95	259,489	259,679	0,025
		0,975	259,679	260,474	0,025
		0,9995	260,474	261,051	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	261,051		

Tabela B.13. Podstawowe prawdopodobieństwa m oraz odpowiadające im elementy ogniskowe losowego zbioru zdefiniowanego na przestrzeni X dla materiału gruntowego *cepo*.

Materiał	Zmienna losowa	Prawdopodobieństwo wystąpienia wartości	Elementy ogniskowe A_i		Przypisane prawdopodobieństwo m_i
			Dolna granica	Górna granica	
cepo	Ciężar objętościowy γ [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	19,713	19,733	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	19,733	19,760	0,025
		0,025	19,760	19,767	0,025
		0,05	19,767	19,774	0,05
		0,10	19,774	19,786	0,15
		0,25	19,786	19,800	0,25
		0,50	19,800	19,814	0,25
		0,75	19,814	19,826	0,15
		0,90	19,826	19,833	0,05
		0,95	19,833	19,839	0,025
		0,975	19,839	19,866	0,025
		0,9995	19,866	19,885	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	19,885		
	Kąt tarcia wewnętrznego φ [°]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	57,768	58,743	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	58,743	60,110	0,025
		0,025	60,110	60,432	0,025
		0,05	60,432	60,800	0,05
		0,10	60,800	61,403	0,15
		0,25	61,403	62,047	0,25
		0,50	62,047	62,658	0,25
		0,75	62,658	63,171	0,15
		0,90	63,171	63,460	0,05
		0,95	63,460	63,699	0,025
		0,975	63,699	64,581	0,025
		0,9995	64,581	65,091	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	65,091		
	Spójność c [kPa]	$1,0 \cdot 10^{-5}$	365,568	367,231	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		$5,0 \cdot 10^{-4}$	367,231	369,549	0,025
		0,025	369,549	370,104	0,025
		0,05	370,104	370,746	0,05
		0,10	370,746	371,821	0,15
		0,25	371,821	373,020	0,25
		0,50	373,020	374,218	0,25
		0,75	374,218	375,295	0,15
		0,90	375,295	375,938	0,05
		0,95	375,938	376,494	0,025
		0,975	376,494	378,819	0,025
		0,9995	378,819	380,490	$5,0 \cdot 10^{-4}$
		0,99999	380,490		

Załącznik C

Kod programu *FlexPDE*, który został wykorzystany do obliczeń rozkładu naprężeń rozciągających powstających w wyniku skurczu gruntu, przedstawiono poniżej. Obliczenia te stanowiły podstawę analiz przeprowadzonych w podrozdziale 5.3.

```
TITLE 'Pekanie gruntu - 35% montmorylonit '  
SELECT  
  errlim= 1e-4  
VARIABLES  
  u      v  
DEFINITIONS  
  Lx= 0.5  Ly=1  H1=0.5  H2 = (1-3*(1-H1)) {geometria modelu}  
  Es = 0.35e6      {modul sprężystości w stanie nasyconym}  
  mu = 0.3          {współczynnik Poissona}  
  
{SSANIE / STOPIEN NASYCENIA}  
  Sr=0.19          {rezydualny stopień nasycenia}  
  k= 5.56e-8       {przewodność hydrauliczna w stanie nasyconym}  
  q=1.15e-8        {jednostkowy przepływ}  
  alfaVG=0.051     {współczynnik dopasowania modelu Van Genuchtena}  
  n=1.09           {parametr dopasowania}  
  m=1-(1/n)        {parametr dopasowania}  
  
{WYTRZYMALOŚĆ NA ROZCIĄGANIE}  
  Fi=27.199        {kąt tarcia wewnętrznego przy pełnym nasyceniu}  
  str=10.079       {spójność/wytrzymałość na rozciąganie przy pełnym nasyceniu}  
  
  alfast=0.072     {parameter dopasowania przy S>S_c}  
  nst=1.38         {parameter dopasowania przy S>S_c}  
  alfast2=0.0037   {parameter dopasowania przy S<=S_c}  
  nst2=5.5         {parameter dopasowania przy S<=S_c}  
  
{MODUL SPRĘŻYSTOŚCI}  
  alfaE=0.01578    {parameter dopasowania}  
  Pa=101.3         {ciśnienie atmosferyczne [kPa]}  
  betaE=2          {parameter dopasowania}  
  alfared=0.4      {współczynnik redukujący wartość modulu}  
  
{OBLICZENIA}  
  PSI_var= (1/alfaVG) * LN((1+(q/k))*EXP(-alfaVG*10*(-y))-q/k) {ssanie}  
  S = Sr + (1 - Sr) / ((1 + (alfaVG * max(0, PSI_var))^n)^m) {stopień nasycenia}
```

```

    Se=(S-Sr)/(1-Sr)                                     {ekwiwalent stopnia
nasylenia}
    E=Es*alfared*(1+alfaE*(PSI_var/(Pa/101.3))*S^betaE)   {modul sprzystosci w
stanie nienasyconym}

    C= E/(1-mu^2)                                         {modul sprzystosci
w PSO}
    G = E/(2*(1+mu))                                     {modul Kirchoffa}

uv= vector( u, v)   uvm= magnitude( uv)
ex= dx(u)           ey= dy(v)           exy= dx(v)+ dy(u)

alphaW = if(y <= H2) then 0
        else if(y <= H1) then (-1*(0.3443*(1-EXP(-0.0176*PSI_var)))/3
        else (-1*(0.3443*(1-EXP(-0.0176*PSI_var))))      {wspolczynnik
skurczalnosc}
sx= C*(ex+ mu*ey- (1+mu)*alphaW)                       {naprezenia na kierunki x}
sy= C*(mu*ex+ ey-(1+mu)*alphaW)                         {naprezenia na kierunki y}
sxy= G*exy                                               {naprezenia styczne}

st= (str + 2*(tan(TORADIANS(FI)))*(tan((TORADIANS(180/4-Fi/2))))*(Se/alfast)*(((Se^(nst/(1
- nst))-1)^(1/nst)))*1000                               {wytrzymalosc na rozciaganie przy S>S_c }
st2=(2*(tan(TORADIANS(FI)))*(tan((TORADIANS(180/4-Fi/2))))*(Se/alfast2)*(((Se^(nst2/(1 -
nst2))-1)^(1/nst2)))*1000                               {wytrzymalosc na rozciaganie przy S<=S_c }
stang= if (Se<0.41) then st2 else st                     {sumaryczna wytrzymalosc na rozciaganie}

EQUATIONS
u:      dx( sx) + dy( sxy)= 0
v:dx( sxy)+ dy( sy)= 0

BOUNDARIES
region 'soil'
start 'outer' (0,0)
value(v) = 0 natural(u)=0   { Bottom boundary} line to (Lx,0)
value(u) = 0 natural(v)=0   { Right boundary} line to (Lx,H1)
    natural(u) = 0 natural(v)=0   { Right boundary} line to (Lx,Ly)
natural(u)=0 natural(v)=0   { Top boundary} line to (0,Ly)
natural(u)=0 natural(v)=0   { Left boundary} line to (0,0)

PLOTS
grid(x+u, y+v)   contour(PSI_var)   contour( S) contour( Se) contour( st) contour( st2)
contour( stang) contour( E)
contour( u)
contour( sx)
elevation( u, v) on 'outer'
elevation( sx) on 'outer'           elevation( sy) on 'outer'
ELEVATION(stang) FROM (0.0, H1) TO (0.00, H1+0.001)

```

END

7. Bibliografia

- [1] European Parliament and Council, “Waste Framework Directive, Directive 2008/98/EC,” *Official Journal of the European Union*, Nov. 2008.
- [2] C. S. Tang, B. Shi, Y. J. Cui, C. Liu i K. Gu, “Desiccation cracking behavior of polypropylene fiber-reinforced clayey soil,” *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 49, no. 9, 2012, doi: 10.1139/T2012-067.
- [3] A. Prakash, S. Bordoloi, B. Hazra, A. Garg, S. Sreedeeep i Q. Wang, “Probabilistic analysis of soil suction and cracking in fibre-reinforced soil under drying-wetting cycles in India,” *Environmental Geotechnics*, vol. 6, no. 4, 2018, doi: 10.1680/jenge.18.00067.
- [4] M. Sanchez, A. Atique, S. Kim, E. Romero i M. Zielinski, “Exploring desiccation cracks in soils using a 2D profile laser device,” *Acta Geotech.*, vol. 8, no. 6, 2013, doi: 10.1007/s11440-013-0272-1.
- [5] P. H. Morris, J. Graham i D. J. Williams, “Cracking in drying soils,” *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 29, no. 2, pp. 263–277, Apr. 1992, doi: 10.1139/t92-030.
- [6] I. Vaníček, “The importance of tensile strength in geotechnical engineering,” *Acta Geotechnica Slovenica*, vol. 10, no. 1, 2013.
- [7] R. Baker, “Tensile strength, tension cracks, and stability of slopes,” *Soils & Foundations*, vol. 21, no. 2, 1981, doi: 10.3208/sandf1972.21.2_1.
- [8] K. Terzaghi, *Theoretical Soil Mechanics*. 1943. doi: 10.1002/9780470172766.
- [9] D. W. Taylor, “Fundamentals of Soil Mechanics,” *Soil Sci.*, vol. 66, no. 2, 1948, doi: 10.1097/00010694-194808000-00008.
- [10] Y. Zong, D. Chen i S. Lu, “Impact of biochars on swell-shrinkage behavior, mechanical strength, and surface cracking of clayey soil,” *Journal of Plant Nutrition and Soil Science*, vol. 177, no. 6, 2014, doi: 10.1002/jpln.201300596.
- [11] Y. xin Li i X. li Yang, “Stability analysis of crack slope considering nonlinearity and water pressure,” *KSCE Journal of Civil Engineering*, vol. 20, no. 6, 2016, doi: 10.1007/s12205-015-0197-3.
- [12] G. Yanamandra i W. T. Oh, “Influence of tension cracks on the stability of unsupported vertical trenches in vadose zone,” in *72nd Canadian Geotechnical Conference*, Saint John’s, NL, Canada, 2019.
- [13] M. Morris, M. Dyer i P. Smith, “Management of flood embankments. A good practice review,” London, 2007.
- [14] M. Dyer, S. Utili i M. Zielinski, “Field survey of desiccation fissuring of flood embankments,” *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Water Management*, vol. 162, no. 3, pp. 221–232, Jun. 2009, doi: 10.1680/wama.2009.162.3.221.
- [15] T. Mukunoki, T. Nakano, J. Otani i J. P. Gourc, “Study of cracking process of clay cap barrier in landfill using X-ray CT,” *Appl. Clay Sci.*, vol. 101, 2014, doi: 10.1016/j.clay.2014.09.019.
- [16] C. J. Miller, H. Mi i N. Yesiller, “Experimental analysis of desiccation crack propagation in clay liners,” *J. Am. Water Resour. Assoc.*, vol. 34, no. 3, 1998, doi: 10.1111/j.1752-1688.1998.tb00964.x.

- [17] B. A. Albrecht i C. H. Benson, "Effect of Desiccation on Compacted Natural Clays," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 127, no. 1, 2001, doi: 10.1061/(asce)1090-0241(2001)127:1(67).
- [18] R. Rodríguez, M. Sánchez, A. Ledesma i A. Lloret, "Experimental and numerical analysis of desiccation of a mining waste," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 44, no. 6, 2007, doi: 10.1139/T07-016.
- [19] P. Ollobarren, A. Capra, A. Gelsomino i C. La Spada, "Effects of ephemeral gully erosion on soil degradation in a cultivated area in Sicily (Italy)," *Catena (Amst)*., vol. 145, 2016, doi: 10.1016/j.catena.2016.06.031.
- [20] C. Bachofen *et al.*, "Tree water uptake patterns across the globe," *New Phytologist*, vol. 242, no. 5, pp. 1891–1910, Jun. 2024, doi: 10.1111/nph.19762.
- [21] C. S. Tang *et al.*, "Desiccation cracking of soils: A review of investigation approaches, underlying mechanisms, and influencing factors," May 01, 2021, *Elsevier B.V.* doi: 10.1016/j.earscirev.2021.103586.
- [22] "Wadis and desert fluviatile sediments," *Developments in Sedimentology*, vol. 14, no. C, 1970, doi: 10.1016/S0070-4571(08)70860-4.
- [23] R. W. Style, S. S. L. Peppin i A. C. F. Cocks, "Mud peeling and horizontal crack formation in drying clays," *J. Geophys. Res. Earth Surf.*, vol. 116, no. 1, 2011, doi: 10.1029/2010JF001842.
- [24] L. Wang *et al.*, "Active contours driven by edge entropy fitting energy for image segmentation," *Signal Processing*, vol. 149, 2018, doi: 10.1016/j.sigpro.2018.02.025.
- [25] W. Andrew. Take, "The influence of seasonal moisture cycles on clay slopes," *PhD Thesis*, no. September, 2003.
- [26] H. Trabelsi, M. Jamei, H. Zenzri i S. Olivella, "Crack patterns in clayey soils: Experiments and modeling," *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, vol. 36, no. 11, 2012, doi: 10.1002/nag.1060.
- [27] M. Foster, R. Fell i M. Spannagle, "The statistics of embankment dam failures and accidents," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 37, no. 5, 2000, doi: 10.1139/t00-030.
- [28] J. R. Talbot i C. E. Deal, "Rehabilitation of cracked embankment dams," in *Proceedings of Geotechnical Practice in Dam Rehabilitation, April 25, 1993 - April 28, 1993*, 1993.
- [29] Y. Xu i L. M. Zhang, "Breaching Parameters for Earth and Rockfill Dams," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 135, no. 12, 2009, doi: 10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000162.
- [30] M. Peng i L. M. Zhang, "Breaching parameters of landslide dams," *Landslides*, vol. 9, no. 1, 2012, doi: 10.1007/s10346-011-0271-y.
- [31] V. Silvestri, G. Sarkis, N. Bekkouche i M. Soulie, "Evapotranspiration, trees and damage to foundations in sensitive clays," *Canadian Geotechnical Conference*, 1990.
- [32] I. Yilmaz *et al.*, "Monitoring of heat transmission from buildings into geological environment and evaluation of soil deformation consequences in foundation engineering," *Environ. Earth Sci.*, vol. 72, no. 8, 2014, doi: 10.1007/s12665-014-3200-2.
- [33] P. Rajeev i J. Kodikara, "Numerical analysis of an experimental pipe buried in swelling soil," *Comput. Geotech.*, vol. 38, no. 7, 2011, doi: 10.1016/j.compgeo.2011.06.005.
- [34] J. H. Kleppe i R. E. Olson, "Desiccation Cracking of Soil Barriers," in *ASTM Special Technical Publication*, 1985. doi: 10.1520/STP34583S.

- [35] B. T. Boardman i D. E. Daniel, "Hydraulic Conductivity of Desiccated Geosynthetic Clay Liners," *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 122, no. 3, 1996, doi: 10.1061/(asce)0733-9410(1996)122:3(204).
- [36] G. H. Omid, J. C. Thomas i K. W. Brown, "Effect of desiccation cracking on the hydraulic conductivity of a compacted clay liner," *Water Air Soil Pollut.*, vol. 89, no. 1–2, 1996, doi: 10.1007/BF00300424.
- [37] Y. Y. Tay, D. I. Stewart i T. W. Cousins, "Shrinkage and desiccation cracking in bentonite-sand landfill liners," *Eng. Geol.*, vol. 60, no. 1–4, 2001, doi: 10.1016/S0013-7952(00)00107-1.
- [38] J. H. Li i L. M. Zhang, "Study of desiccation crack initiation and development at ground surface," *Eng. Geol.*, vol. 123, no. 4, 2011, doi: 10.1016/j.enggeo.2011.09.015.
- [39] J.-W. Park, K. Chang i C.-L. Kim, "Numerical Simulations of the Moisture Movement in Unsaturated Bentonite Under a Thermal Gradient," *Nuclear Engineering and Technology*, no. 33(1), 2001.
- [40] C. A. Davy, F. Skoczylas, J. D. Barnichon i P. Lebon, "Permeability of macro-cracked argillite under confinement: Gas and water testing," *Physics and Chemistry of the Earth*, vol. 32, no. 8–14, 2007, doi: 10.1016/j.pce.2006.02.055.
- [41] J. P. Gourc, S. Camp, B. V. S. Viswanadham i S. Rajesh, "Deformation behavior of clay cap barriers of hazardous waste containment systems: Full-scale and centrifuge tests," *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 28, no. 3, 2010, doi: 10.1016/j.geotexmem.2009.09.014.
- [42] Y. Zhang, W. M. Ye, B. Chen, Y. G. Chen i B. Ye, "Desiccation of NaCl-contaminated soil of earthen heritages in the Site of Yar City, northwest China," *Appl. Clay Sci.*, vol. 124–125, 2016, doi: 10.1016/j.clay.2016.01.047.
- [43] R. L. Lytton, R. L. Boggess i J. W. Spotts, "CHARACTERISTICS OF EXPANSIVE CLAY ROUGHNESS OF PAVEMENTS.," *Transp. Res. Rec.*, no. 568, 1976.
- [44] S. Chakrabarti, J. K. Kodikara i L. Pardo, "Survey results on stabilisation methods and performance of local government roads in Australia," *Road and Transport Research*, vol. 11, no. 3, 2002.
- [45] N. Intharasombat, A. J. Puppala i R. Williammee, "Compost Amended Soil Treatment for Mitigating Highway Shoulder Desiccation Cracks," *Journal of Infrastructure Systems*, vol. 13, no. 4, 2007, doi: 10.1061/(asce)1076-0342(2007)13:4(287).
- [46] N. Ahmad i A. Mermut, *Vertisols and technologies for their management*. Elsevier, 1996. doi: 10.1097/00010694-199806000-00011.
- [47] B. P. Kelly i M. L. Pomes, "Preferential Flow and Transport of Nitrate and Bromide in Clay pan Soil," *Groundwater*, vol. 36, no. 3, pp. 484–494, 1998.
- [48] V. Y. Chertkov, "Modelling cracking stages of saturated soils as they dry and shrink," *Eur. J. Soil Sci.*, vol. 53, no. 1, 2002, doi: 10.1046/j.1365-2389.2002.00430.x.
- [49] L. Pauchard, F. Parisse i C. Allain, "Influence of salt content on crack patterns formed through colloidal suspension desiccation," *Phys. Rev. E Stat. Phys. Plasmas Fluids Relat. Interdiscip. Topics*, vol. 59, no. 3, 1999, doi: 10.1103/PhysRevE.59.3737.
- [50] P. H. Morris i P. F. Dux, "Crack depths in desiccating plastic concrete," *ACI Mater. J.*, vol. 103, no. 2, 2006, doi: 10.14359/15259.
- [51] G. W. Scherer, "Structure and properties of gels," *Cem. Concr. Res.*, vol. 29, no. 8, 1999, doi: 10.1016/S0008-8846(99)00003-4.

- [52] W. P. Lee i A. F. Routh, "Why do drying films crack?," *Langmuir*, vol. 20, no. 23, 2004, doi: 10.1021/la049020v.
- [53] T. Inazu, K. I. Iwasaki i T. Furuta, "Stress and crack prediction during drying of Japanese noodle (udon)," *Int. J. Food Sci. Technol.*, vol. 40, no. 6, 2005, doi: 10.1111/j.1365-2621.2005.00970.x.
- [54] M. R. El Maarry, W. J. Markiewicz, M. T. Mellon, W. Goetz, J. M. Dohm i A. Pack, "Crater floor polygons: Desiccation patterns of ancient lakes on Mars?," *J. Geophys. Res. Planets*, vol. 115, no. 10, 2010, doi: 10.1029/2010JE003609.
- [55] M. R. El Maarry, J. Kodikara, S. Wijessoriya, W. J. Markiewicz i N. Thomas, "Desiccation mechanism for formation of giant polygons on Earth and intermediate-sized polygons on Mars: Results from a pre-fracture model," *Earth Planet. Sci. Lett.*, vol. 323–324, 2012, doi: 10.1016/j.epsl.2012.01.016.
- [56] M. R. El-Maarry, A. Pommerol i N. Thomas, "Desiccation of phyllosilicate-bearing samples as analog for desiccation cracks on Mars: Experimental setup and initial results," *Planet. Space Sci.*, vol. 111, no. 1, 2015, doi: 10.1016/j.pss.2015.03.021.
- [57] M. R. El-Maarry, A. Pommerol i N. Thomas, "Analysis of polygonal cracking patterns in chloride-bearing terrains on Mars: Indicators of ancient playa settings," *J. Geophys. Res. Planets*, vol. 118, no. 11, 2013, doi: 10.1002/2013JE004463.
- [58] M. R. El-Maarry *et al.*, "Fractures on comet 67P/Churyumov-Gerasimenko observed by Rosetta/OSIRIS," *Geophys. Res. Lett.*, vol. 42, no. 13, 2015, doi: 10.1002/2015GL064500.
- [59] M. R. El-Maarry *et al.*, "Field investigation of dried lakes in western United States as an analogue to desiccation fractures on Mars," *J. Geophys. Res. Planets*, vol. 120, no. 12, 2015, doi: 10.1002/2015JE004895.
- [60] M. R. El-Maarry *et al.*, "Potential desiccation cracks on Mars: A synthesis from modeling, analogue-field studies, and global observations," *Icarus*, vol. 241, 2014, doi: 10.1016/j.icarus.2014.06.033.
- [61] N. Stein *et al.*, "Desiccation cracks provide evidence of lake drying on Mars, Sutton Island member, Murray formation, Gale Crater," *Geology*, vol. 46, no. 6, 2018, doi: 10.1130/G40005.1.
- [62] P. E. Cloud, "Atmospheric and hydrospheric evolution on the primitive earth. Both secular accretion and biological and geochemical processes have affected earth's volatile envelope.," *Science*, vol. 160, no. 3829, 1968.
- [63] D. Jewitt, J. Li i J. Agarwal, "The dust tail of asteroid (3200) phaeon," *Astrophysical Journal Letters*, vol. 771, no. 2, 2013, doi: 10.1088/2041-8205/771/2/L36.
- [64] P. Liu, X. Gu, A. Zhou i Q. Zhang, "A Review on Micro/Macroscopic Modelling of Desiccation Cracking in Soils," *Archives of Computational Methods in Engineering*, vol. 32, no. 5, pp. 3101–3139, Jun. 2025, doi: 10.1007/s11831-025-10232-9.
- [65] A. Neimitz, *Mechanika Pękania*. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN, 1998.
- [66] C. E. Inglis, "Stresses in a Plate Due to the Presence of Cracks and Sharp Corners," *Transactions of the Institution of Naval Architects*, vol. 55, pp. 219–230, 1913.
- [67] G. R. Irwin, "Plastic Zone Near a Crack Tip and Fracture Toughness," in *Proceedings of 7-th Sagamore Ordnance Material Conference*, Syracuse, N.Y., 1961, pp. 61–78.
- [68] J. R. Rice, "A path independent integral and the approximate analysis of strain concentration by notches and cracks," *Journal of Applied Mechanics, Transactions ASME*, vol. 35, no. 2, 1968, doi: 10.1115/1.3601206.

- [69] G. P. Cherepanov, "Crack propagation in continuous media. PMM vol. 31, no. 3, 1967, pp. 476-488," *Journal of Applied Mathematics and Mechanics*, vol. 31, no. 3, 1967, doi: 10.1016/0021-8928(67)90034-2.
- [70] J. D. Eshelby, "The force on an elastic singularity," *Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences*, vol. 244, no. 877, pp. 87-112, Nov. 1951, doi: 10.1098/rsta.1951.0016.
- [71] J. W. Hutchinson, "Singular behaviour at the end of a tensile crack in a hardening material," *J. Mech. Phys. Solids*, vol. 16, no. 1, 1968, doi: 10.1016/0022-5096(68)90014-8.
- [72] J. R. Rice i G. F. Rosengren, "Plane strain deformation near a crack tip in a power-law hardening material," *J. Mech. Phys. Solids*, vol. 16, no. 1, 1968, doi: 10.1016/0022-5096(68)90013-6.
- [73] H. Peron, T. Hueckel, L. Laloui i L. B. Hu, "Fundamentals of desiccation cracking of fine-grained soils: Experimental characterisation and mechanisms identification," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 46, no. 10, 2009, doi: 10.1139/T09-054.
- [74] C. S. Tang, B. Shi, C. Liu, W. Bin Suo i L. Gao, "Experimental characterization of shrinkage and desiccation cracking in thin clay layer," *Appl. Clay Sci.*, vol. 52, no. 1-2, 2011, doi: 10.1016/j.clay.2011.01.032.
- [75] H. Shin i J. C. Santamarina, "Desiccation cracks in saturated fine-grained soils: Particle-level phenomena and effective-stress analysis," *Geotechnique*, vol. 61, no. 11, 2011, doi: 10.1680/geot.8.P.012.
- [76] A. H. Lachenbruch, "Mechanics of thermal contraction cracks and ice-wedge polygons in permafrost," *Special Paper of the Geological Society of America*, vol. 70, 1962, doi: 10.1130/SPE70-p1.
- [77] J. R. Allen, *Developments in Sedimentology: Sedimentary Structures, their character and physical basis*, vol. II. 1982.
- [78] A. N. Abu-Hejleh i D. Znidarčič, "Desiccation theory for soft cohesive soils," *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 121, no. 6, 1995, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1995)121:6(493).
- [79] J. M. Konrad i R. Ayad, "An idealized framework for the analysis of cohesive soils undergoing desiccation," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 34, no. 4, 1997, doi: 10.1139/t97-015.
- [80] P. D. Hallett i T. A. Newson, "Describing soil crack formation using elastic-plastic fracture mechanics," *Eur. J. Soil Sci.*, vol. 56, no. 1, 2005, doi: 10.1111/j.1365-2389.2004.00652.x.
- [81] J. Zarzycki, M. Prassas i J. Phalippou, "Synthesis of glasses from gels: the problem of monolithic gels," *J. Mater. Sci.*, vol. 17, no. 11, 1982, doi: 10.1007/BF01203507.
- [82] G. W. Scherer, "Theory of Drying," *Journal of the American Ceramic Society*, vol. 73, no. 1, 1990, doi: 10.1111/j.1151-2916.1990.tb05082.x.
- [83] E. C. Childs, *An Introduction to the Physical Basis of Soil Water Phenomena*. New York, N. Y.: John Wiley & Sons, Inc., 1970.
- [84] C. J. Brinker i G. W. Scherer, *Sol-Gel Science: The Physics and Chemistry of Sol-Gel Processing*. 2013. doi: 10.1016/C2009-0-22386-5.
- [85] M. C. Herrera, A. Lizcano i J. C. Santamarina, "Colombian volcanic ash soils," in *Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*, 2007.

- [86] J. Li, C. Tang, D. Wang, X. Pei i B. Shi, "Effect of discrete fibre reinforcement on soil tensile strength," *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, vol. 6, no. 2, 2014, doi: 10.1016/j.jrmge.2014.01.003.
- [87] S. S. Deshpande, "Tensile Strength of Soil," 2016.
- [88] C.-S. Tang, X.-J. Pei, D.-Y. Wang, B. Shi i J. Li, "Tensile Strength of Compacted Clayey Soil," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 141, no. 4, 2015, doi: 10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001267.
- [89] N. Lu, T.-H. Kim, S. Sture i W. J. Likos, "Tensile Strength of Unsaturated Sand," *J. Eng. Mech.*, vol. 135, no. 12, 2009, doi: 10.1061/(asce)em.1943-7889.0000054.
- [90] R. M. Zeh i K. J. Witt, "The Tensile Strength of Compacted Clays as Affected by Suction and Soil Structure," in *Experimental Unsaturated Soil Mechanics*, 2007. doi: 10.1007/3-540-69873-6_21.
- [91] N. Lu i W. J. Likos, "Suction Stress Characteristic Curve for Unsaturated Soil," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 132, no. 2, 2006, doi: 10.1061/(asce)1090-0241(2006)132:2(131).
- [92] C. Zhang i N. Lu, "Unitary Definition of Matric Suction," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 145, no. 2, 2019, doi: 10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002004.
- [93] S.-J. Park i M.-K. Seo, "Chapter 1 – Intermolecular Force," in *Interface Science and Technology*, vol. 18, 2011.
- [94] S. V. Penghai Yin, "Prediction of Tensile Strength of Compacted Soils: A Review," *Proceedings of the 7th International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT2018)*, 2018.
- [95] R. M. Zeh i K. J. Witt, "Suction-controlled tensile strength of compacted clays," in *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Geotechnology in Harmony with the Global Environment*, 2005.
- [96] D. G. Fredlund, N. R. Morgenstern i R. A. Widger, "Shear Strength of Unsaturated Soils.," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 15, no. 3, 1978, doi: 10.1139/t78-029.
- [97] G. Bagge, "Tension cracks in saturated clay cuttings.," *Proc. 11th international conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco, August 1985. Vol. 2, (Balkema)*, 1985.
- [98] S. K. Vanapalli, D. G. Fredlund, D. E. Pufahl i A. W. Clifton, "Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 33, no. 3, 1996, doi: 10.1139/t96-060.
- [99] M. R. Lakshmikantha, P. C. Prat i A. Ledesma, "Experimental evidence of size effect in soil cracking," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 49, no. 3, 2012, doi: 10.1139/T11-102.
- [100] M. Varsei, G. A. Miller i A. Hassanikhah, "Novel Approach to Measuring Tensile Strength of Compacted Clayey Soil during Desiccation," *International Journal of Geomechanics*, vol. 16, no. 6, 2016, doi: 10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000705.
- [101] A. W. Bishop, "The principle of effective stress.," *Teknik Ukeblad*, vol. 39, 1959.
- [102] V. A. Snyder i R. D. Miller, "Tensile Strength of Unsaturated Soils," *Soil Science Society of America Journal*, vol. 49, no. 2, pp. 519–519, Mar. 1985, doi: 10.2136/sssaj1985.03615995004900020052x.
- [103] R. A. Fisher, "On the capillary forces in an ideal soil; correction of formulae given by W. B. Haines," *J. Agric. Sci.*, vol. 16, no. 3, 1926, doi: 10.1017/S0021859600007838.

- [104] A. A. Griffith, "The theory of rupture," in *Proceedings of the 1st International Congress on Applied Mechanics*, 1924, pp. 55–62.
- [105] H. Péron, "Desiccation cracking of soils," Ph.D Thesis, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Switzerland, 2008.
- [106] A. W. Bishop i G. E. Blight, "Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils," *Geotechnique*, vol. 13, no. 3, 1963, doi: 10.1680/geot.1963.13.3.177.
- [107] H. Nahlawi i J. K. Kodikara, "Laboratory experiments on desiccation cracking of thin soil layers," *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 24, no. 6, 2006, doi: 10.1007/s10706-005-4894-4.
- [108] S. Costa, J. Kodikara i B. Shannon, "Salient factors controlling desiccation cracking of clay in laboratory experiments," *Geotechnique*, vol. 63, no. 1, 2013, doi: 10.1680/geot.9.P.105.
- [109] B. Velde, "Structure of surface cracks in soil and muds," *Geoderma*, vol. 93, no. 1–2, 1999, doi: 10.1016/S0016-7061(99)00047-6.
- [110] A. H. Lachenbruch, "Depth and spacing of tension cracks," *J. Geophys. Res.*, vol. 66, no. 12, 1961, doi: 10.1029/jz066i012p04273.
- [111] H. Peron, L. Laloui, T. Hueckel i L. B. Hu, "Desiccation cracking of soils," *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 13, no. 7–8, 2009.
- [112] J. Kodikara, S. L. Barbour i D. G. Fredlund, "Structure development in surficial heavy clay soils: A synthesis of mechanisms," *Australian Geomechanics Journal*, vol. 37, no. 3, 2002.
- [113] J. Yan, X. Chen, Y. Cai, F. Cheng i T. Fan, "A review of genetic classification and characteristics of soil cracks," 2021. doi: 10.1515/geo-2020-0315.
- [114] T. M. Dinka i R. J. Lascano, "Review Paper: Challenges and Limitations in Studying the Shrink-Swell and Crack Dynamics of Vertisol Soils," *Open Journal of Soil Science*, vol. 02, no. 02, 2012, doi: 10.4236/ojss.2012.22012.
- [115] J. Qi, P. A. Vermeer i G. Cheng, "A review of the influence of freeze-thaw cycles on soil geotechnical properties," 2006. doi: 10.1002/ppp.559.
- [116] T. Kamei, A. Ahmed i T. Shibi, "Effect of freeze-thaw cycles on durability and strength of very soft clay soil stabilised with recycled Bassanite," *Cold Reg. Sci. Technol.*, vol. 82, 2012, doi: 10.1016/j.coldregions.2012.05.016.
- [117] J. Xu, C. Ren, S. Wang, J. Gao i X. Zhou, "Permeability and Microstructure of a Saline Intact Loess after Dry-Wet Cycles," *Advances in Civil Engineering*, vol. 2021, no. 1, Jan. 2021, doi: 10.1155/2021/6653697.
- [118] Weiwei Zhu, Guojian Feng i Jun Du, "Restricted Effect of Two Plant Root Systems on the Crack Expansion of China Yunnan Laterite under Dry-wet Cycle," *Design Engineering*, 2020, doi: 10.17762/de.vi.965.
- [119] A. Troughton i R. S. Russell, "Plant Root Systems: Their Function and Interaction with the Soil," *J. Appl. Ecol.*, vol. 15, no. 2, 1978, doi: 10.2307/2402624.
- [120] P. Heneberg, "Soil penetrability, effect on animal burrowing," in *Encyclopedia of Earth Sciences Series*, vol. Part 4, 2011. doi: 10.1007/978-90-481-3585-1_233.
- [121] A. Bernatek-Jakiel i J. Poesen, "Subsurface erosion by soil piping: significance and research needs," 2018. doi: 10.1016/j.earscirev.2018.08.006.
- [122] J. J. Gan i Y. X. Zhang, "Analysis of Model Tests of Rainfall-Induced Soil Deposit Landslide," *Advances in Civil Engineering*, vol. 2020, 2020, doi: 10.1155/2020/6431247.

- [123] E. C. Drumm, Ö. Aktürk, H. Akgün i L. Tutluoğlu, “Stability Charts for the Collapse of Residual Soil in Karst,” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 135, no. 7, 2009, doi: 10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000066.
- [124] A. H. Barbat, L. G. Pujades i N. Lantada, “Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum method: Application to Barcelona,” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 28, no. 10–11, pp. 851–865, Oct. 2008, doi: 10.1016/j.soildyn.2007.10.006.
- [125] M. Fang, B. H. Hager i T. A. Herring, “Surface deformation caused by pressure changes in the fluid core,” *Geophys. Res. Lett.*, vol. 23, no. 12, 1996, doi: 10.1029/96GL00743.
- [126] J. Wang, P. Wang, Q. Qin i H. Wang, “The effects of land subsidence and rehabilitation on soil hydraulic properties in a mining area in the Loess Plateau of China,” *Catena (Amst.)*, vol. 159, 2017, doi: 10.1016/j.catena.2017.08.001.
- [127] O. Bens i R. F. Hüttel, “Soil consumption through opencast lignite mining and ecological development potentials of anthropogenically disturbed sites - Case study Lusatia Coalfields, Germany,” *Erde*, vol. 136, no. 1, 2005.
- [128] Z. Zhang, M. Huang i W. Wang, “Evaluation of deformation response for adjacent tunnels due to soil unloading in excavation engineering,” *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 38, 2013, doi: 10.1016/j.tust.2013.07.002.
- [129] L. Zhen, W. Xu i X. Yue, “Deformation analysis of pipe-jacking process for a large-section shallow-covered project crossing highway,” in *11th IOP Conference Series: Earth and Environmental Science; Conference of Asian Rock Mechanics Society*, 2021.
- [130] P. Yin, S. K. Vanapalli i S. Yu, “Morphological characteristics of desiccation-induced cracks in cohesive soils: a critical review,” 2022. doi: 10.1007/s10064-022-03003-4.
- [131] L. L. Wang, C. S. Tang, B. Shi, Y. J. Cui, G. Q. Zhang i I. Hilary, “Nucleation and propagation mechanisms of soil desiccation cracks,” *Eng. Geol.*, vol. 238, 2018, doi: 10.1016/j.enggeo.2018.03.004.
- [132] R. N. Tollenaar, L. A. van Paassen i C. Jommi, “Observations on the desiccation and cracking of clay layers,” *Eng. Geol.*, vol. 230, 2017, doi: 10.1016/j.enggeo.2017.08.022.
- [133] C. Tang, B. Shi, C. Liu, L. Zhao i B. Wang, “Influencing factors of geometrical structure of surface shrinkage cracks in clayey soils,” *Eng. Geol.*, vol. 101, no. 3–4, 2008, doi: 10.1016/j.enggeo.2008.05.005.
- [134] A. G. D. De Araujo *et al.*, “Expansive clay cracking behavior through digital image correlation,” in *E3S Web of Conferences*, 2020. doi: 10.1051/e3sconf/202019503006.
- [135] C. S. Tang, Y. J. Cui, B. Shi, A. M. Tang i C. Liu, “Desiccation and cracking behaviour of clay layer from slurry state under wetting-drying cycles,” *Geoderma*, vol. 166, no. 1, 2011, doi: 10.1016/j.geoderma.2011.07.018.
- [136] P. C. Prat, A. Ledesma i M. R. Lakshmikantha, “Size Effect in the Cracking of Drying Soil,” in *Fracture of Nano and Engineering Materials and Structures*, Dordrecht: Springer Netherlands, 2006, pp. 1373–1374. doi: 10.1007/1-4020-4972-2_682.
- [137] C.-S. Tang, Y.-J. Cui, A.-M. Tang, B. Shi i C. Liu, “Quantification and Characterization of Temperature Effect on Desiccation Crack Network in Soil,” 2013. doi: 10.1061/9780784412787.076.

- [138] H. Zeng, C.-S. Tang, Q. Cheng, L. Lin i J.-J. Xu, "Desiccation Cracking Behavior of Soils," *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, vol. 7, no. 2, pp. 90–95, Apr. 2019, doi: 10.3208/jgssp.v07.013.
- [139] E. M. Kindle, "Some Factors Affecting the Development of Mud-Cracks," *J. Geol.*, vol. 25, no. 2, 1917, doi: 10.1086/622446.
- [140] N. Shokri, P. Zhou i A. Keshmiri, "Patterns of Desiccation Cracks in Saline Bentonite Layers," *Transp. Porous Media*, vol. 110, no. 2, 2015, doi: 10.1007/s11242-015-0521-x.
- [141] J. J. Xu, H. Zhang, C. S. Tang, Q. Cheng, B. Liu i B. Shi, "Automatic soil desiccation crack recognition using deep learning," *Geotechnique*, vol. 72, no. 4, 2022, doi: 10.1680/jgeot.20.P.091.
- [142] B. Shannon, J. Kodikara i P. Rajeev, "The use of restrained ring test method for soil desiccation studies," *Geotechnical Testing Journal*, vol. 38, no. 1, 2015, doi: 10.1520/GTJ20130131.
- [143] L. Lin, C. S. Tang, Q. Cheng, H. Zeng i B. Shi, "Desiccation cracking behavior of soils based on digital image correlation technique," *Yantu Gongcheng Xuebao/Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 41, no. 7, 2019, doi: 10.11779/CJGE201907016.
- [144] S. Costa, J. Kodikara i N. I. Thusyanthan, "Modelling of desiccation crack development in clay soils," in *12th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics 2008*, 2008.
- [145] X. Wei, M. Hattab, P. Bompard i J. M. Fleureau, "Highlighting some mechanisms of crack formation and propagation in clays on drying path," *Geotechnique*, vol. 66, no. 4, 2016, doi: 10.1680/jgeot.14.P.227.
- [146] R. Yang, K. Li, L. Wang, M. Bornert, Z. Zhang i T. Hu, "A micro-experimental insight into the mechanical behavior of sticky rice slurry-lime mortar subject to wetting-drying cycles," *J. Mater. Sci.*, vol. 51, no. 18, 2016, doi: 10.1007/s10853-016-0099-x.
- [147] D. R. Hirmas *et al.*, "Quantifying Soil Structure and Porosity Using Three-Dimensional Laser Scanning," 2016. doi: 10.1007/978-3-319-28295-4_2.
- [148] H. Zeng, C. S. Tang, C. Zhu, Q. Cheng, Z. ze Lin i B. Shi, "Investigating Soil Desiccation Cracking Using an Infrared Thermal Imaging Technique," *Water Resour. Res.*, vol. 58, no. 1, 2022, doi: 10.1029/2021WR030916.
- [149] C. S. Tang, D. Y. Wang, C. Zhu, Q. Y. Zhou, S. K. Xu i B. Shi, "Characterizing drying-induced clayey soil desiccation cracking process using electrical resistivity method," *Appl. Clay Sci.*, vol. 152, 2018, doi: 10.1016/j.clay.2017.11.001.
- [150] G. Jones, P. Sentenac i M. Zielinski, "Desiccation cracking detection using 2-D and 3-D electrical resistivity tomography: Validation on a flood embankment," *J. Appl. Geophys.*, vol. 106, 2014, doi: 10.1016/j.jappgeo.2014.04.018.
- [151] S. Kaufhold, R. Dohrmann, M. Klinkenberg i U. Noell, "Electrical conductivity of bentonites," *Appl. Clay Sci.*, vol. 114, 2015, doi: 10.1016/j.clay.2015.05.032.
- [152] H. U. Levatti, P. C. Prat, A. Ledesma, A. Cuadrado i J. A. Cordero, "Experimental analysis of 3D cracking in drying soils using ground-penetrating radar," *Geotechnical Testing Journal*, vol. 40, no. 2, 2017, doi: 10.1520/GTJ20160066.
- [153] D. H. Phillips i J. J. Lannutti, "Measuring physical density with X-ray computed tomography," *NDT and E International*, vol. 30, no. 6, 1997, doi: 10.1016/S0963-8695(97)00020-0.

- [154] A. M. Petrovic, J. E. Siebert i P. E. Rieke, "Soil Bulk Density Analysis in Three Dimensions by Computed Tomographic Scanning," *Soil Science Society of America Journal*, vol. 46, no. 3, 1982, doi: 10.2136/sssaj1982.03615995004600030001x.
- [155] F. Mees i R. Swennen, "Applications of X-ray computed tomography in the geosciences," *Sp.Lyellcollection.Org*, 1982.
- [156] B. D. Nielsen, "Non-Destructive Soil Testing Using X-Ray Computed Tomography," Bozeman, Montana, 2004.
- [157] C. S. Tang, C. Zhu, T. Leng, B. Shi, Q. Cheng i H. Zeng, "Three-dimensional characterization of desiccation cracking behavior of compacted clayey soil using X-ray computed tomography," *Eng. Geol.*, vol. 255, 2019, doi: 10.1016/j.enggeo.2019.04.014.
- [158] J. Perret, S. O. Prasher, A. Kantzas i C. Langford, "Three-Dimensional Quantification of Macropore Networks in Undisturbed Soil Cores," *Soil Science Society of America Journal*, vol. 63, no. 6, 1999, doi: 10.2136/sssaj1999.6361530x.
- [159] Q. Cheng, C. S. Tang, C. Zhu, K. Li i B. Shi, "Drying-induced soil shrinkage and desiccation cracking monitoring with distributed optical fiber sensing technique," *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, vol. 79, no. 8, 2020, doi: 10.1007/s10064-020-01809-8.
- [160] J. J. Xu, C. S. Tang, Q. Cheng, F. Vahedifard, B. Liu i B. Shi, "Monitoring and early detection of soil desiccation cracking using distributed fibre optical sensing," *Geotechnique*, vol. 74, no. 5, 2022, doi: 10.1680/jgeot.21.00397.
- [161] F. H. Chen, "Foundations on Expansive Soils," *Found on Expansive Soils*, 1975, doi: 10.1139/t89-099.
- [162] H. J. Vogel, H. Hoffmann i K. Roth, "Studies of crack dynamics in clay soil: I. Experimental methods, results, and morphological quantification," *Geoderma*, vol. 125, no. 3–4, 2005, doi: 10.1016/j.geoderma.2004.07.009.
- [163] J. U. Baer, T. F. Kent i S. H. Anderson, "Image analysis and fractal geometry to characterize soil desiccation cracks," *Geoderma*, vol. 154, no. 1–2, 2009, doi: 10.1016/j.geoderma.2009.10.008.
- [164] J. Kozubal i **P. Wyborski**, "Exploring the relationship between geostatistical features and moisture in the analysis of cohesive soil fractures," in *The ninth International Conference Civil Engineering Science & Practice: GNP 2024*, Kolašin, 2024, pp. 999–1006.
- [165] M. R. Lakshmikantha, P. C. Prat i A. Ledesma, "Image analysis for the quantification of a developing crack network on a drying soil," *Geotechnical Testing Journal*, vol. 32, no. 6, 2009, doi: 10.1520/GTJ102216.
- [166] C. Liu, C. S. Tang, B. Shi i W. Bin Suo, "Automatic quantification of crack patterns by image processing," *Comput. Geosci.*, vol. 57, 2013, doi: 10.1016/j.cageo.2013.04.008.
- [167] B. Grabowska-Olszewska, "Wpływ pęcznienia na zmiany mikrostrukturalne bentonitów badanych metodą ESEM," *Przegląd Geologiczny*, vol. 49, no. 4, pp. 299–302, 2001.
- [168] A. Niedzielski, "Czynniki kształtujące ciśnienie pęcznienia oraz swobodne pęcznienie iłów poznańskich i warwowych," *ocznikach Akademii Rolniczej w Poznaniu*, vol. 238, 1993.
- [169] A. Brak, "Wybrane właściwości fizyczne iłów ekspansywnych podłoża budowlanego w Krakowie i w Bydgoszczy," *Przegląd Budowlany*, vol. 84, no. 4, pp. 12–15, 2018.

- [170] A. Sridharan i M. S. Jayadeva, "Double layer theory and compressibility of clays," *Geotechnique*, vol. 32, no. 2, 1982, doi: 10.1680/geot.1982.32.2.133.
- [171] C. Zhu, M. Vail, C. S. Tang, L. Anderson, M. Moroski i M. T. Montalbo-Lomboy, "Desiccation cracking behavior of MICP-treated bentonite," *Geosciences (Switzerland)*, vol. 9, no. 9, 2019, doi: 10.3390/geosciences9090385.
- [172] A. E. Corte i A. Higashi, "Experimental research on desiccation cracks in soils," 1964.
- [173] H. Zeng, C. S. Tang, Q. Cheng, C. Zhu, L. Y. Yin i B. Shi, "Drought-Induced Soil Desiccation Cracking Behavior With Consideration of Basal Friction and Layer Thickness," *Water Resour. Res.*, vol. 56, no. 7, 2020, doi: 10.1029/2019WR026948.
- [174] M. R. Lakshmikantha, P. Prat i A. Ledesma, "An experimental study of cracking mechanisms in drying soils," in *Proceedings of the 5th International Congress on Environmental Geotechnics*, Cardiff, Wales, UK, 2006.
- [175] C. S. Tang, Y. J. Cui, A. M. Tang i B. Shi, "Experiment evidence on the temperature dependence of desiccation cracking behavior of clayey soils," *Eng. Geol.*, vol. 114, no. 3–4, 2010, doi: 10.1016/j.enggeo.2010.05.003.
- [176] R. Weinberger, "Initiation and growth of cracks during desiccation of stratified muddy sediments," *J. Struct. Geol.*, vol. 21, no. 4, 1999, doi: 10.1016/S0191-8141(99)00029-2.
- [177] H. Afrin, "A Review on Different Types Soil Stabilization Techniques," *International Journal of Transportation Engineering and Technology*, vol. 3, no. 2, 2017, doi: 10.11648/j.ijtet.20170302.12.
- [178] A. A. Firoozi, C. Guney Olgun, A. A. Firoozi i M. S. Baghini, "Fundamentals of soil stabilization," *International Journal of Geo-Engineering*, vol. 8, no. 1, 2017, doi: 10.1186/s40703-017-0064-9.
- [179] Z. Zieba, D. Garlikowski i J. Monka, "The Influence of Nanosilica on Unconfined Compressive Strength of Frost-Susceptible Soil," in *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 2019. doi: 10.1088/1757-899X/603/4/042060.
- [180] G. G. Balmer, *Shear Strength and Elastic Properties of Soil-Cement Mixtures Under Triaxial Loading*. Skokie: Portland Cement Association, Research and Development Laboratories, 1958.
- [181] J. G. J. Olivier, G. Janssens-Maenhout, M. Muntean i J. Peters, "Trends in Global CO₂ Emissions: 2016 Report; PBL Netherlands Environmental Assessment Agency: The Hague," *PBL Netherlands Environmental Assessment Agency & European Commission's Joint Research Centre (JRC)*, 2016.
- [182] L. Barcelo, J. Kline, G. Walenta i E. Gartner, "Cement and carbon emissions," *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, vol. 47, no. 6, 2014, doi: 10.1617/s11527-013-0114-5.
- [183] J. Fan, D. Wang i D. Qian, "Soil-cement mixture properties and design considerations for reinforced excavation," *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, vol. 10, no. 4, 2018, doi: 10.1016/j.jrmge.2018.03.004.
- [184] C. Vipulanandan i M. Leung, "Treating contaminated, cracked and permeable field clay with grouts," in *Geotechnical Special Publication*, 1995.
- [185] A. J. Puppala i C. Musenda, "Effects of fiber reinforcement on strength and volume change in expansive soils," *Transp. Res. Rec.*, no. 1736, 2000, doi: 10.3141/1736-17.

- [186] G. H. Omid, T. V. Prasad, J. C. Thomas i K. W. Brown, "The influence of amendments on the volumetric shrinkage and integrity of compacted clay soils used in landfill liners," *Water Air Soil Pollut.*, vol. 86, no. 1–4, 1996, doi: 10.1007/BF00279161.
- [187] P. N. V. Jayanthi i D. N. Singh, "Utilization of sustainable materials for soil stabilization: State-of-the-art," *Adv. Civ. Eng. Mater.*, vol. 5, no. 1, 2016, doi: 10.1520/ACEM20150013.
- [188] N. G. Reddy, J. Tahasildar i B. H. Rao, "Evaluating the Influence of Additives on Swelling Characteristics of Expansive Soils," *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, vol. 1, no. 1, 2015, doi: 10.1007/s40891-015-0010-x.
- [189] E. Kalkan, "Influence of silica fume on the desiccation cracks of compacted clayey soils," *Appl. Clay Sci.*, vol. 43, no. 3–4, 2009, doi: 10.1016/j.clay.2008.09.002.
- [190] **P. Wyborski**, T. Kania, J. V. Kozubal, Z. Zięba i J. Mońka, "Reliability of depleted cement–ground slab with waste granodiorite dust admixture on semi-saturated substrate," *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, vol. 23, no. 4, 2023, doi: 10.1007/s43452-023-00786-5.
- [191] M. Dobiszewska *et al.*, "Influence of Rock Dust Additives as Fine Aggregate Replacement on Properties of Cement Composites—A Review," 2022. doi: 10.3390/ma15082947.
- [192] N. Cristelo, V. M. C. F. Cunha, M. Dias, A. T. Gomes, T. Miranda i N. Araújo, "Influence of discrete fibre reinforcement on the uniaxial compression response and seismic wave velocity of a cement-stabilised sandy-clay," *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 43, no. 1, 2015, doi: 10.1016/j.geotexmem.2014.11.007.
- [193] ACI Comite 544, "State of the Art Report on Fiber Reinforced Concrete Reported (ACI 544.1R-96 Reapproved 2002)," 2002.
- [194] S. M. Hejazi, M. Sheikhzadeh, S. M. Abtahi i A. Zadhoush, "A simple review of soil reinforcement by using natural and synthetic fibers," 2012. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2011.11.045.
- [195] E. Botero, A. Ossa, G. Sherwell i E. Ovando-Shelley, "Stress-strain behavior of a silty soil reinforced with polyethylene terephthalate (PET)," *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 43, no. 4, 2015, doi: 10.1016/j.geotexmem.2015.04.003.
- [196] S. He, X. Wang, H. Bai, Z. Xu i D. Ma, "Effect of fiber dispersion, content and aspect ratio on tensile strength of PP fiber reinforced soil," *Journal of Materials Research and Technology*, vol. 15, 2021, doi: 10.1016/j.jmrt.2021.08.128.
- [197] Y. Zhao, X. Ling, W. Gong, P. Li, G. Li i L. Wang, "Mechanical properties of fiber-reinforced soil under triaxial compression and parameter determination based on the duncan-chang model," *Applied Sciences (Switzerland)*, vol. 10, no. 24, 2020, doi: 10.3390/app10249043.
- [198] A. Al-Taie, M. M. Disfani, R. Evans, A. Arulrajah i S. Horpibulsuk, "Swell-shrink Cycles of Lime Stabilized Expansive Subgrade," in *Procedia Engineering*, 2016. doi: 10.1016/j.proeng.2016.06.083.
- [199] S. Kolias, V. Kasselouri-Rigopoulou i A. Karahalios, "Stabilisation of clayey soils with high calcium fly ash and cement," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 27, no. 2, 2005, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2004.02.019.
- [200] K. Ghavami, R. D. Toledo Filho i N. P. Barbosa, "Behaviour of composite soil reinforced with natural fibres," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 21, no. 1, 1999, doi: 10.1016/S0958-9465(98)00033-X.

- [201] F. Bu *et al.*, “Cracking behavior of sisal fiber-reinforced clayey soil under wetting-drying cycles,” *Soil Tillage Res.*, vol. 227, 2023, doi: 10.1016/j.still.2022.105596.
- [202] B. Taallah, A. Guettala, S. Guettala i A. Kriker, “Mechanical properties and hygroscopicity behavior of compressed earth block filled by date palm fibers,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 59, 2014, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2014.02.058.
- [203] H. Guo, W. Li, F. Dang, Y. Wang, J. Fu i M. Tao, “The shrinkage crack characteristics of jute fiber-modified clay under wet-dry cycle conditions,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 472, p. 140840, Apr. 2025, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2025.140840.
- [204] A. O. Eberemu, “Desiccation induced shrinkage of compacted tropical clay treated with rice husk ash,” *International Journal of Engineering Research in Africa*, vol. 6, 2011, doi: 10.4028/www.scientific.net/JERA.6.45.
- [205] A. El Hajjar, T. Ouahbi, S. Taibi, J. Eid, M. Hattab i J. M. Fleureau, “Assessing crack initiation and propagation in flax fiber reinforced clay subjected to desiccation,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 278, 2021, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2021.122392.
- [206] R. R. Pillai i A. Ramanathan, “An Innovative Technique of Improving the Soil Using Human Hair Fibers,” in *Third International Conference on Construction In Developing Countries (ICCIDC–III)*, 2012.
- [207] S. F. Mousavi, M. Moazzeni, B. Mostafazadeh-Fard i M. R. Yazdani, “Effects of rice straw incorporation on some physical characteristics of paddy soils,” *Journal of Agricultural Science and Technology*, vol. 14, no. 5, 2012.
- [208] R. Chen, L. Zhang i M. Budhu, “Biopolymer Stabilization of Mine Tailings,” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 139, no. 10, 2013, doi: 10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000902.
- [209] A. A. Abd El-Halim, “Image processing technique to assess the use of sugarcane pith to mitigate clayey soil cracks: Laboratory experiment,” *Soil Tillage Res.*, vol. 169, 2017, doi: 10.1016/j.still.2017.02.007.
- [210] R. M. Al Wahab i M. A. El-Kedrah, “Using fibers to reduce tension cracks and shrink/swell in a compacted clay,” in *Proceedings of the Specialty Conference on Geotechnical Practice in Waste Disposal. Part 1 (of 2)*, ASCE, Feb. 1995, pp. 791–805.
- [211] T. Harianto, S. Hayashi, Y. J. Du i D. Suetsugu, “Effects of fiber additives on the desiccation crack behavior of the compacted Akaboku soil as a material for landfill cover barrier,” *Water Air Soil Pollut.*, vol. 194, no. 1–4, 2008, doi: 10.1007/s11270-008-9703-2.
- [212] N. C. Consoli, M. A. Vendruscolo, A. Fonini i F. D. Rosa, “Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range,” *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 27, no. 3, 2009, doi: 10.1016/j.geotexmem.2008.11.005.
- [213] C. J. Miller i S. Rifai, “Fiber Reinforcement for Waste Containment Soil Liners,” *Journal of Environmental Engineering*, vol. 130, no. 8, 2004, doi: 10.1061/(asce)0733-9372(2004)130:8(891).
- [214] U. Chaduvula, B. V. S. Viswanadham i J. Kodikara, “A study on desiccation cracking behavior of polyester fiber-reinforced expansive clay,” *Appl. Clay Sci.*, vol. 142, 2017, doi: 10.1016/j.clay.2017.02.008.
- [215] C. H. Benson i M. V. Khire, “Reinforcing sand with strips of reclaimed high-density polyethylene,” *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 120, no. 5, 1994, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:5(838).

- [216] A. Ateş, "Mechanical properties of sandy soils reinforced with cement and randomly distributed glass fibers (GRC)," *Compos. B Eng.*, vol. 96, 2016, doi: 10.1016/j.compositesb.2016.04.049.
- [217] A. R. Estabragh, P. Namdar i A. A. Javadi, "Behavior of cement-stabilized clay reinforced with nylon fiber," *Geosynth. Int.*, vol. 19, no. 1, 2012, doi: 10.1680/gein.2012.19.1.85.
- [218] T. Shen, S. Xing, S. Wang, M. Cheng i W. Huang, "Complex ameliorants screening for reducing swelling ratio and improving shear strength of strong expansive soil," *Nongye Gongcheng Xuebao/Transactions of the Chinese Society of Agricultural Engineering*, vol. 33, no. 2, 2017, doi: 10.11975/j.issn.1002-6819.2017.02.015.
- [219] Y. Wan, C. Wu, Q. Xue i X. Hui, "Effects of plastic contamination on water evaporation and desiccation cracking in soil," *Science of the Total Environment*, vol. 654, 2019, doi: 10.1016/j.scitotenv.2018.11.123.
- [220] J. T. DeJong, M. B. Fritzges i K. Nüsslein, "Microbially Induced Cementation to Control Sand Response to Undrained Shear," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 132, no. 11, 2006, doi: 10.1061/(asce)1090-0241(2006)132:11(1381).
- [221] M. Vail, C. Zhu, C. S. Tang, N. Maute i M. T. Montalbo-Lomboy, "Desiccation Cracking Behavior of Clayey Soils Treated with Biocement and Bottom Ash Admixture during Wetting–Drying Cycles," *Transp. Res. Rec.*, vol. 2674, no. 8, 2020, doi: 10.1177/0361198120924409.
- [222] B. Liu *et al.*, "Bio-remediation of desiccation cracking in clayey soils through microbially induced calcite precipitation (MICP)," *Eng. Geol.*, vol. 264, 2020, doi: 10.1016/j.enggeo.2019.105389.
- [223] G. S. Liu, Y. G. Chen, X. Y. Zeng i G. B. Zhang, "Effects of ambient air humidity and temperature on crack development of compacted expansive soils," *Yantu Gongcheng Xuebao/Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 42, no. 2, 2020, doi: 10.11779/CJGE202002007.
- [224] J. Chu, V. Stabnikov i V. Ivanov, "Microbially Induced Calcium Carbonate Precipitation on Surface or in the Bulk of Soil," *Geomicrobiol. J.*, vol. 29, no. 6, 2012, doi: 10.1080/01490451.2011.592929.
- [225] L. A. van Paassen, "Bio-Mediated Ground Improvement: From Laboratory Experiment to Pilot Applications," 2011. doi: 10.1061/41165(397)419.
- [226] S. G. Choi, K. Wang i J. Chu, "Properties of biocemented, fiber reinforced sand," *Constr. Build. Mater.*, vol. 120, 2016, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.05.124.
- [227] P. Xiao, H. Liu, Y. Xiao, A. W. Stuedlein i T. M. Evans, "Liquefaction resistance of bio-cemented calcareous sand," 2018. doi: 10.1016/j.soildyn.2018.01.008.
- [228] R. Cardoso, I. Pires, S. O. D. Duarte i G. A. Monteiro, "Effects of clay's chemical interactions on biocementation," *Appl. Clay Sci.*, vol. 156, 2018, doi: 10.1016/j.clay.2018.01.035.
- [229] Y. Guo, M. Loria, K. Rhoads i X. Yu, "Microbial-Induced Calcite Precipitation (MICP) for Soil Cracking Remediation: Preliminary Observations," in *Transportation Research Board 97th Annual Meeting*, Washington DC, 2018.
- [230] J. T. DeJong, B. M. Mortensen, B. C. Martinez i D. C. Nelson, "Bio-mediated soil improvement," *Ecol. Eng.*, vol. 36, no. 2, 2010, doi: 10.1016/j.ecoleng.2008.12.029.

- [231] Y. Xie, S. Costa, L. Zhou i H. Kandra, "Mitigation of desiccation cracks in clay using fibre and enzyme," *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, vol. 79, no. 8, 2020, doi: 10.1007/s10064-020-01836-5.
- [232] T. Zafar, M. A. Ansari i A. Husain, "Soil stabilization by reinforcing natural and synthetic fibers – A state of the art review," *Mater. Today Proc.*, 2023, doi: 10.1016/j.matpr.2023.03.503.
- [233] N. S. Pandian, K. C. Krishna i A. Sridharan, "California Bearing Ratio Behavior of Soil/Fly Ash Mixtures," *J. Test. Eval.*, vol. 29, no. 2, 2001, doi: 10.1520/jte12249j.
- [234] S. P. K. Kodicherla i D. K. Nandyala, "Influence of randomly mixed coir fibres and fly ash on stabilization of clayey subgrade," *International Journal of Geo-Engineering*, vol. 10, no. 1, 2019, doi: 10.1186/s40703-019-0099-1.
- [235] M. Faisal Noaman, M. A. Khan, K. Ali i A. Jamal, "Effect of fly ash on the shear strength of clay soil," *Mater. Today Proc.*, 2023, doi: 10.1016/j.matpr.2023.02.069.
- [236] A. Kalhor, M. Ghazavi i M. Roustaei, "Impacts of Nano-silica on Physical Properties and Shear Strength of Clayey Soil," *Arab. J. Sci. Eng.*, vol. 47, no. 4, 2022, doi: 10.1007/s13369-021-06453-2.
- [237] Y. Shi, S. Li, T. Zhang, J. Liu i J. Zhang, "Compaction and shear performance of lime-modified high moisture content silty clay," *Case Studies in Construction Materials*, vol. 21, p. e03529, Dec. 2024, doi: 10.1016/j.cscm.2024.e03529.
- [238] L. Jia *et al.*, "Experimental investigation on shear strength parameters of lime stabilized loess," *Sustainability (Switzerland)*, vol. 11, no. 19, 2019, doi: 10.3390/su11195397.
- [239] S. Pongsivasathit, S. Horpibulsuk i S. Piyaphipat, "Assessment of mechanical properties of cement stabilized soils," *Case Studies in Construction Materials*, vol. 11, 2019, doi: 10.1016/j.cscm.2019.e00301.
- [240] K. Kasama, K. Zen i K. Iwataki, "Undrained shear strength of cement-treated soils," *Soils and Foundations*, vol. 46, no. 2, 2006, doi: 10.3208/sandf.46.221.
- [241] J. Naresh, V. Kastro Kiran, T. Karthik Chary i M. Jayaram, "An investigation on stabilization of laterite soil using coconut coir fibres," in *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 2022. doi: 10.1088/1755-1315/982/1/012041.
- [242] M. S. Chauhan, S. Mittal i B. Mohanty, "Performance evaluation of silty sand subgrade reinforced with fly ash and fibre," *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 26, no. 5, 2008, doi: 10.1016/j.geotexmem.2008.02.001.
- [243] N. D. N. Norsyahariati, A. J. F. Nisa, M. A. Sadiq i G. A. Juliana, "Influence of agricultural wastes on shear strength properties of soil," in *MATEC Web of Conferences*, 2016. doi: 10.1051/mateconf/20164703018.
- [244] P. Yohanna *et al.*, "Evaluation of Geotechnical Properties of Black Cotton Soil Reinforced with Sisal Fibre for Waste Containment Application," *Engineering Science & Technology*, 2022, doi: 10.37256/est.3220221354.
- [245] E. Assefa, K. Shantveerayya i H. Z. Mohammed, "Utilization of Sisal Fiber as a Subgrade Soil Reinforcement: A Case Study of Alem Tena Town Along Modjo-Meki Expressway," *International Journal of Mechanical Engineering*, vol. 7, pp. 974–5823, 2022, [Online]. Available: <https://www.researchgate.net/publication/359135200>
- [246] J. Prabakar i R. S. Sridhar, "Effect of random inclusion of sisal fibre on strength behaviour of soil," *Constr. Build. Mater.*, vol. 16, no. 2, 2002, doi: 10.1016/S0950-0618(02)00008-9.

- [247] S. M. Marandi, M. H. Bagheripour, R. Rahgozar i H. Zare, "Strength and ductility of randomly distributed palm fibers reinforced silty-sand soils," *Am. J. Appl. Sci.*, vol. 5, no. 3, 2008, doi: 10.3844/ajassp.2008.209.220.
- [248] F. Ahmad, F. Bateni i M. Azmi, "Performance evaluation of silty sand reinforced with fibres," *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 28, no. 1, 2010, doi: 10.1016/j.geotexmem.2009.09.017.
- [249] Z. H. Alqaissi, M. S. Al-Soud, Z. M. Dawood, J. M. Faleeh i A. A. Ahmed, "Assessment Of Geotechnical Properties Of Clay Stabilized With Jute Fiber," *Journal of Applied Science and Engineering*, vol. 26, no. 1, 2022, doi: 10.6180/jase.202301_26(1).0007.
- [250] Y.-X. Wang *et al.*, "Laboratory Investigation on Strength Characteristics of Expansive Soil Treated with Jute Fiber Reinforcement," *International Journal of Geomechanics*, vol. 17, no. 11, 2017, doi: 10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000998.
- [251] W. Yixian, G. Panpan, S. Shengbiao, Y. Haiping i Y. Binxiang, "Study on Strength Influence Mechanism of Fiber-Reinforced Expansive Soil Using Jute," *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 34, no. 4, 2016, doi: 10.1007/s10706-016-0028-4.
- [252] T. K. Brahmachary i M. Rokonuzzaman, "Investigation of random inclusion of bamboo fiber on ordinary soil and its effect CBR value," *International Journal of Geo-Engineering*, vol. 9, no. 1, 2018, doi: 10.1186/s40703-018-0079-x.
- [253] D. Devi i B. Jempen, "Shear Strength Behaviour of Bamboo Fiber Reinforced Soil," *International Research Journal of Engineering and Technology*, 2016.
- [254] Z. F. Xue, W. C. Cheng, L. Wang i G. Song, "Improvement of the Shearing Behaviour of Loess Using Recycled Straw Fiber Reinforcement," *KSCE Journal of Civil Engineering*, vol. 25, no. 9, 2021, doi: 10.1007/s12205-021-2263-3.
- [255] M. Ali, M. Aziz, M. Hamza i M. F. Madni, "Engineering properties of expansive soil treated with polypropylene fibers," *Geomechanics and Engineering*, vol. 22, no. 3, 2020, doi: 10.12989/gae.2020.22.3.227.
- [256] A. Moslemi, A. Tabarsa, S. Y. Mousavi i M. H. Aryaie Monfared, "Shear strength and microstructure characteristics of soil reinforced with lignocellulosic fibers-Sustainable materials for construction," *Constr. Build. Mater.*, vol. 356, 2022, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2022.129246.
- [257] F. Changizi i A. Haddad, "Stabilization of Subgrade Soil for Highway by Recycled Polyester Fiber," *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, vol. 2, no. 1, 2014.
- [258] G. Nguyen, E. Hrubyšová i A. Voltr, "Soil improvement using polyester fibres," in *Procedia Engineering*, 2015. doi: 10.1016/j.proeng.2015.07.051.
- [259] A. Kumar, B. S. Walia i J. Mohan, "Compressive strength of fiber reinforced highly compressible clay," *Constr. Build. Mater.*, vol. 20, no. 10, 2006, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2005.02.027.
- [260] H. J. A. Hassan, J. Rasul i M. Samin, "Effects of Plastic Waste Materials on Geotechnical Properties of Clayey Soil," *Transportation Infrastructure Geotechnology*, vol. 8, no. 3, 2021, doi: 10.1007/s40515-020-00145-4.
- [261] N. C. Consoli, P. D. M. Prietto i L. A. Ulbrich, "Influence of Fiber and Cement Addition on Behavior of Sandy Soil," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 124, no. 12, 1998, doi: 10.1061/(asce)1090-0241(1998)124:12(1211).
- [262] S. K. Patel i B. Singh, "Experimental Investigation on the Behaviour of Glass Fibre-Reinforced Cohesive Soil for Application as Pavement Subgrade Material,"

- International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, vol. 3, no. 2, 2017, doi: 10.1007/s40891-017-0090-x.
- [263] I. Benessalah, A. Arab, P. Villard, M. Sadek i A. Kadri, "Laboratory Study on Shear Strength Behaviour of Reinforced Sandy Soil: Effect of Glass-Fibre Content and Other Parameters," *Arab. J. Sci. Eng.*, vol. 41, no. 4, 2016, doi: 10.1007/s13369-015-1912-6.
- [264] B. Aksu Alcan i S. Çelik, "The Effect of Different Fiber Reinforcement on Bearing Capacity under Strip Foundation on the Sand Soil: An Experimental Investigation," *Applied Sciences (Switzerland)*, vol. 13, no. 17, 2023, doi: 10.3390/app13179769.
- [265] B. Fatahi, H. Khabbaz i B. Fatahi, "Mechanical characteristics of soft clay treated with fibre and cement," *Geosynth. Int.*, vol. 19, no. 3, 2012, doi: 10.1680/gein.12.00012.
- [266] M. S. Pakbaz, H. Behzadipour i G. R. Ghezelbash, "Evaluation of Shear Strength Parameters of Sandy Soils upon Microbial Treatment," *Geomicrobiol. J.*, vol. 35, no. 8, 2018, doi: 10.1080/01490451.2018.1455766.
- [267] M. Li, C. Fang, S. Kawasaki i V. Achal, "Fly ash incorporated with biocement to improve strength of expansive soil," *Sci. Rep.*, vol. 8, no. 1, 2018, doi: 10.1038/s41598-018-20921-0.
- [268] N. Tiwari, N. Satyam i J. Patva, "Engineering Characteristics and Performance of Polypropylene Fibre and Silica Fume Treated Expansive Soil Subgrade," *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, vol. 6, no. 2, 2020, doi: 10.1007/s40891-020-00199-x.
- [269] A. Şenol, "Effect of fly ash and polypropylene fibres content on the soft soils," *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, vol. 71, no. 2, 2012, doi: 10.1007/s10064-011-0391-6.
- [270] G. G. Meyerhof, "The ultimate bearing capacity of foundations," *Geotechnique*, vol. 2, no. 4, 1951, doi: 10.1680/geot.1951.2.4.301.
- [271] J. B. Hansen, "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity," *Bulletin of the Danish Geotechnical Institute*, vol. 28, no. 28, 1970.
- [272] A. S. Vesic, "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations," *ASCE J Soil Mech Found Div*, vol. 99, no. SM1, 1973, doi: 10.1061/jsfeaq.0001846.
- [273] H. A. Taiebat i J. P. Carter, "Numerical studies of the bearing capacity of shallow foundations on cohesive soil subjected to combined loading," *Geotechnique*, vol. 50, no. 4, 2000, doi: 10.1680/geot.2000.50.4.409.
- [274] M. M. Nujid i M. R. Taha, "A review of bearing capacity of shallow foundation on clay layered soils using numerical method," *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 19 D, 2014.
- [275] H. Moayedi, A. Moatamediyan, H. Nguyen, X. N. Bui, D. T. Bui i A. S. A. Rashid, "Prediction of ultimate bearing capacity through various novel evolutionary and neural network models," *Eng. Comput.*, vol. 36, no. 2, 2020, doi: 10.1007/s00366-019-00723-2.
- [276] R. Elmootassem, H. Badrawi, M. Elemam i A. Amin, "Bearing Capacity and Strength of Fibre-Reinforced Sand: Experimental and Parametric Study," *International Journal of Civil Infrastructure*, 2023, doi: 10.11159/ijci.2023.004.
- [277] A. A. Diab, S. Najjar i S. Sadek, "Reliability-Based Design Application for Fiber-Reinforced Clay," 2017. doi: 10.1061/9780784480472.005.

- [278] L. Al-Subari, M. Hanafi i A. Ekinici, "Effect of geosynthetic reinforcement on the bearing capacity of strip footing on sandy soil," *SN Appl. Sci.*, vol. 2, no. 9, 2020, doi: 10.1007/s42452-020-03261-5.
- [279] J. Chen, X. Guo, R. Sun, S. Rajesh, S. Jiang i J. Xue, "Physical and numerical modelling of strip footing on geogrid reinforced transparent sand," *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 49, no. 2, 2021, doi: 10.1016/j.geotexmem.2020.10.011.
- [280] H. Rafa i E. Altalhe, "Improvement of Bearing Capacity of Shallow Foundation on Geotextile (Geosynthetics) Reinforced Soil," *AlQalam Journal of Medical and Applied Sciences*, pp. 1361–1367, Sep. 2025, doi: 10.54361/ajmas.258315.
- [281] G. A. Fenton i D. V. Griffiths, "Bearing-capacity prediction of spatially random $c - \phi$ soils," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 40, no. 1, 2003, doi: 10.1139/t02-086.
- [282] J. M. Pieczyńska-Kozłowska, W. Puła, D. V. Griffiths i G. A. Fenton, "Influence of embedment, self-weight and anisotropy on bearing capacity reliability using the random finite element method," *Comput. Geotech.*, vol. 67, 2015, doi: 10.1016/j.compgeo.2015.02.013.
- [283] M. Kawa i W. Puła, "3D bearing capacity probabilistic analyses of footings on spatially variable $c - \phi$ soil," *Acta Geotech.*, vol. 15, no. 6, 2020, doi: 10.1007/s11440-019-00853-3.
- [284] M. Chwała i W. Puła, "Evaluation of shallow foundation bearing capacity in the case of a two-layered soil and spatial variability in soil strength parameters," *PLoS One*, vol. 15, no. 4, 2020, doi: 10.1371/journal.pone.0231992.
- [285] W. Puła i D. V. Griffiths, "Transformations of spatial correlation lengths in random fields," *Comput. Geotech.*, vol. 136, 2021, doi: 10.1016/j.compgeo.2021.104151.
- [286] R. Popescu, G. Deodatis i A. Nobahar, "Effects of random heterogeneity of soil properties on bearing capacity," *Probabilistic Engineering Mechanics*, vol. 20, no. 4, 2005, doi: 10.1016/j.probengmech.2005.06.003.
- [287] M. Kayser i S. Gajan, "Application of probabilistic methods to characterize soil variability and their effects on bearing capacity and settlement of shallow foundations: State of the art," *International Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 8, no. 4, 2014, doi: 10.1179/1938636213Z.00000000073.
- [288] S. Yoshida i K. Adachi, "Numerical analysis of crack generation in saturated deformable soil under row-planted vegetation," *Geoderma*, vol. 120, no. 1–2, 2004, doi: 10.1016/j.geoderma.2003.08.009.
- [289] H. U. Levatti, "Numerical Solution of Desiccation Cracks in Clayey Soils," *Encyclopedia*, vol. 2, no. 2, 2022, doi: 10.3390/encyclopedia2020068.
- [290] T. D. Vo, A. Pouya, S. Hemmati i A. M. Tang, "Numerical modelling of desiccation cracking of clayey soil using a cohesive fracture method," *Comput. Geotech.*, vol. 85, 2017, doi: 10.1016/j.compgeo.2016.12.010.
- [291] M. Sánchez, O. L. Manzoli i L. J. N. Guimarães, "Modeling 3-D desiccation soil crack networks using a mesh fragmentation technique," *Comput. Geotech.*, vol. 62, 2014, doi: 10.1016/j.compgeo.2014.06.009.
- [292] M. A. Elseifi, J. Baek i N. Dhakal, "Review of modelling crack initiation and propagation in flexible pavements using the finite element method," *International Journal of Pavement Engineering*, vol. 19, no. 3, 2018, doi: 10.1080/10298436.2017.1345555.

- [293] H. U. Levatti, "Review of Methods to Solve Desiccation Cracks in Clayey Soils," 2023. doi: 10.3390/geotechnics3030044.
- [294] W. Cheng, H. Bian, M. Hattab i Z. Yang, "Numerical modelling of desiccation shrinkage and cracking of soils," *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 27, no. 12, 2023, doi: 10.1080/19648189.2022.2140208.
- [295] H. Péron, L. Laloui, T. Hueckel i L. Hu, "Experimental Study of Desiccation of Soil," 2006. doi: 10.1061/40802(189)87.
- [296] J. Sima, M. Jiang i C. Zhou, "Numerical simulation of desiccation cracking in a thin clay layer using 3D discrete element modeling," *Comput. Geotech.*, vol. 56, 2014, doi: 10.1016/j.compgeo.2013.12.003.
- [297] **P. Wyborski**, "Assessment of the impact of soil characteristics on crack formation and their prediction using machine learning," *MATERIAŁY BUDOWLANE*, vol. 1, no. 9, 2025, doi: 10.15199/33.2025.09.21.
- [298] T. Wang *et al.*, "Predicting soil desiccation cracking behavior using machine learning and interpretability analysis," *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, vol. 17, no. 9, 2025, doi: 10.1016/j.jrmge.2025.07.001.
- [299] S. S. Park, "Unconfined compressive strength and ductility of fiber-reinforced cemented sand," *Constr. Build. Mater.*, vol. 25, no. 2, 2011, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2010.07.017.
- [300] Y. S. Wudil, O. A. Al-Najjar, M. A. Al-Osta, O. S. Baghabra Al-Amoudi i M. A. Gondal, "Investigating the Soil Unconfined Compressive Strength Based on Laser-Induced Breakdown Spectroscopy Emission Intensities and Machine Learning Techniques," *ACS Omega*, vol. 8, no. 29, 2023, doi: 10.1021/acsomega.3c02514.
- [301] K. C. Onyelowe, A. A. B. Moghal, A. Ebid, A. U. Rehman, S. Hanandeh i V. Priyan, "Estimating the strength of soil stabilized with cement and lime at optimal compaction using ensemble-based multiple machine learning," *Sci. Rep.*, vol. 14, no. 1, p. 15308, Jul. 2024, doi: 10.1038/s41598-024-66295-4.
- [302] Polski Komitet Normalizacyjny, "PN-EN ISO 14688-2 Rozpoznanie i badania geotechniczne — Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów — Część 2: Zasady klasyfikowania," Warszawa, 2018.
- [303] Polski Komitet Normalizacyjny, "PN-EN 13286-2 Mieszanki niezwiązane i związane spoiwem hydraulicznym — Część 2: Metody określania gęstości i zawartości wody — Zagęszczanie metodą Proctora," Warszawa, 2010.
- [304] Polski Komitet Normalizacyjny, "PN-EN ISO 17892-4 Rozpoznanie i badania geotechniczne — Badania laboratoryjne gruntów — Część 4: Badanie uziarnienia gruntów," Warszawa, 2017.
- [305] "Gлина мелона Ceradbud." Accessed: Jun. 26, 2025. [Online]. Available: <https://sklep.ceradbud.pl/pl/p/Glina-mielona-worek-25kg/37>
- [306] Polski Komitet Normalizacyjny, "PN-EN 1097-5 Określanie zawartości wody przez suszenie w suszarce," Warszawa, 2008.
- [307] Polski Komitet Normalizacyjny, "PN-EN 933-8 Badania geometrycznych właściwości kruszyw — Część 8: Ocena zawartości drobnych cząstek — Badanie wskaźnika piaskowego," Wrocław, 2012.
- [308] K. Pstrowska *et al.*, "Adhesion in Bitumen/Aggregate System: Adhesion Mechanism and Test Methods," 2022. doi: 10.3390/coatings12121934.

- [309] Polski Komitet Normalizacyjny, “PN-EN 933-10 Ocena zawartości drobnych cząstek. Część 10: Uziarnienie wypełniaczy (przesiewanie w strumieniu powietrza),” Warszawa, 2002.
- [310] Polski Komitet Normalizacyjny, “PN-EN 1097-7 Oznaczanie gęstości kruszyw. Metoda piknometryczna ,” Warszawa, 2001.
- [311] Polski Komitet Normalizacyjny, “PN-EN 933-9:2001 Ocena zawartości drobnych cząstek. Metoda błękitu metylenowego,” Warszawa, 2001.
- [312] Polski Komitet Normalizacyjny, “PN-EN 196-2 – Metody badania cementu. Część 2 – Analiza chemiczna cementu,” Warszawa, 2013.
- [313] A. S. Zaimoglu i T. Yetimoglu, “Strength Behavior of Fine Grained Soil Reinforced with Randomly Distributed Polypropylene Fibers,” *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 30, no. 1, 2012, doi: 10.1007/s10706-011-9462-5.
- [314] M. R. Latifi, Ö. Biricik i A. Mardani Aghabaglou, “Effect of the addition of polypropylene fiber on concrete properties,” 2022. doi: 10.1080/01694243.2021.1922221.
- [315] Z. Onur Pehlivanlı i İ. Uzun, “Effect of polypropylene fiber length on mechanical and thermal properties of autoclaved aerated concrete,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 322, 2022, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2022.126506.
- [316] P. Jiang, L. Zhou, W. Zhang, W. Wang i N. Li, “Unconfined Compressive Strength and Splitting Tensile Strength of Lime Soil Modified by Nano Clay and Polypropylene Fiber,” *Crystals (Basel)*., vol. 12, no. 2, 2022, doi: 10.3390/cryst12020285.
- [317] A. Bentur i S. Mindess, *Fibre Reinforced Cementitious Composites*. London: CRC Press, 1990. doi: 10.1201/9781482267747.
- [318] S. D. Pandita, X. Yuan, M. A. Manan, C. H. Lau, A. S. Subramanian i J. Wei, “Evaluation of jute/glass hybrid composite sandwich: Water resistance, impact properties and life cycle assessment,” *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, vol. 33, no. 1, 2014, doi: 10.1177/0731684413505349.
- [319] T. Muringayil Joseph *et al.*, “Polyethylene terephthalate (PET) recycling: A review,” *Case Studies in Chemical and Environmental Engineering*, vol. 9, 2024, doi: 10.1016/j.csee.2024.100673.
- [320] J. Zhu, M. Saberian, J. Li, T. Maqsood i W. Yang, “Performance of clay soil reinforced with PET plastic waste subjected to freeze-thaw cycles for pavement subgrade application,” *Cold Reg. Sci. Technol.*, vol. 214, 2023, doi: 10.1016/j.coldregions.2023.103957.
- [321] J. Vaucher, A. Demongeot, V. Michaud i Y. Leterrier, “Recycling of Bottle Grade PET: Influence of HDPE Contamination on the Microstructure and Mechanical Performance of 3D Printed Parts,” *Polymers (Basel)*., vol. 14, no. 24, 2022, doi: 10.3390/polym14245507.
- [322] J. Myalski, “Properties of laminates containing polymer glass fiber recyclates,” *ournal of Achievements in Materials and Manufacturing Engineering*, vol. 14, no. 1–2, pp. 54–58, 2006.
- [323] A. Nouigues, E. Le Gal La Salle i J. L. Bailleul, “Thermo-mechanical characterization of unsaturated polyester/glass fiber composites for recycling,” *International Journal of Material Forming*, vol. 14, no. 1, 2021, doi: 10.1007/s12289-020-01559-8.
- [324] “Guide to Glass Reinforced Plastics.” Accessed: Jun. 26, 2025. [Online]. Available: <https://www.ecfibreglasssupplies.co.uk/guidetoglassreinforcedplastics>

- [325] F. O. Aramide, P. O. Atanda i O. O. Olorunniwo, "Mechanical Properties of a Polyester Fibre Glass Composite," *International Journal of Composite Materials*, vol. 2, no. 6, pp. 147–151, Jan. 2012, doi: 10.5923/j.comaterials.20120206.06.
- [326] Miejskie Przedsiębiorstwo Wodociągów i Kanalizacji S.A. we Wrocławiu, "Parametry wody." Accessed: May 06, 2023. [Online]. Available: <https://www.mpwik.wroc.pl/strefa-klienta/uslugi/uslugi-laboratoryjne/parametry-wody/>
- [327] Polski Komitet Normalizacyjny, "PN-S-96012 - Podbudowa i Ulepszone Podłoże z Gruntu Stabilizowanego Cementem," Warszawa, 1997.
- [328] Polski Komitet Normalizacyjny, "PN-EN ISO 17892-3 Rozpoznanie i badania geotechniczne – Badania laboratoryjne gruntów – Część 3: Badanie gęstości właściwej," Warszawa, 2016.
- [329] Polski Komitet Normalizacyjny, "PN-EN ISO 17892-12 Rozpoznanie i badania geotechniczne – Badania laboratoryjne gruntów – Część 12: Oznaczanie granic płynności i plastyczności," Warszawa, 2018.
- [330] American Society for Testing and Materials, "Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified soil classification system) (ASTM D2487)," 2011.
- [331] *PN-EN ISO 17892-10:2019-01 Rozpoznanie i badania geotechniczne - Badania laboratoryjne gruntów - Część 10: Badania w aparacie bezpośredniego ścinania*, vol. 2019. Warszawa: Polski Komitet Normalizacyjny, 2019.
- [332] I. A. Abd, M. Y. Fattah i H. Mekkiyah, "Relationship between the matric suction and the shear strength in unsaturated soil," *Case Studies in Construction Materials*, vol. 13, 2020, doi: 10.1016/j.cscm.2020.e00441.
- [333] J. Chae, B. Kim, S. wan Park i S. Kato, "Effect of suction on unconfined compressive strength in partly saturated soils," *KSCE Journal of Civil Engineering*, vol. 14, no. 3, 2010, doi: 10.1007/s12205-010-0281-7.
- [334] X.-S. Fu *et al.*, "A novel multifunctional suction-controlled apparatus for investigating tensile strength of unsaturated soils," *Transportation Geotechnics*, vol. 54, 2025.
- [335] J. Erazo, C. Solórzano-Blacio, G. Realpe i J. Albuja-Sánchez, "Effect of Matric Suction on Shear Strength and Elastic Modulus of Unsaturated Soil in Reconstituted and Undisturbed Samples," *Applied Sciences*, vol. 15, no. 15, p. 8309, Jul. 2025, doi: 10.3390/app15158309.
- [336] M. A. Adajar i C. Frianeza, "Predicting the Unsaturated Hydraulic Conductivity of Compacted Polyurethane–Clay Using the Filter Paper Method," *Applied Sciences*, vol. 15, no. 5, p. 2411, Feb. 2025, doi: 10.3390/app15052411.
- [337] A. A. Fondjo*, Prof. E. Theron i Prof. R. P. Ray, "Assessment of Various Methods to Measure the Soil Suction," *International Journal of Innovative Technology and Exploring Engineering*, vol. 9, no. 12, pp. 171–184, Oct. 2020, doi: 10.35940/ijitee.L7958.1091220.
- [338] D. G. Fredlund, H. Rahardjo i M. D. Fredlund, *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2012. doi: 10.1002/9781118280492.
- [339] H. C. Hansen, "The Water-Retaining Power of the Soil," *J. Ecol.*, vol. 14, no. 1, 1926, doi: 10.2307/2255784.
- [340] ASTM D5298–16, "Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper," *Astm International*, vol. 04.08, no. November 1994, 2016.

- [341] E. L. Greacen, G. R. Walker i P. G. Cook, "Evaluation of the filter paper method for measuring soil water suction," in *In Proceedings of the International Conference on Measurement of Soil and Plant Water Status*, 1987.
- [342] **P. Wyborski**, "Wytrzymałość na ściskanie cementogrunty domieszkowane pyłem odpadowym oraz włóknami polipropylenowymi," in *Intersdyscyplinarne badania młodych naukowców*, Gliwice: Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, 2024, pp. 604–618.
- [343] T. Hildebrand i P. Rügsegger, "A new method for the model-independent assessment of thickness in three-dimensional images," *J. Microsc.*, vol. 185, no. 1, 1997, doi: 10.1046/j.1365-2818.1997.1340694.x.
- [344] J. H. Li, Z. Lu, L. B. Guo i L. M. Zhang, "Experimental study on soil-water characteristic curve for silty clay with desiccation cracks," *Eng. Geol.*, vol. 218, 2017, doi: 10.1016/j.enggeo.2017.01.004.
- [345] Y.-J. Cui, C.-S. Tang i A.-M. Tang, "Investigation of soil desiccation cracking using an environmental chamber," *Rivista Italiana di Geotecnica*, no. 48(1), Jan. 2014.
- [346] D. Lomeling, M. C. Kenyi, M. A. Lodiong, M. S. Kenyi, G. M. Silvestro i J. L. L. Yieb, "Characterizing Dessication Cracking of a Remolded Clay (Eutric Vertisol) Using the Fractal Dimension Approach," *Open Journal of Soil Science*, vol. 06, no. 04, 2016, doi: 10.4236/ojss.2016.64008.
- [347] Z. Luo *et al.*, "Multi-effect investigation on desiccation crack evolution and mechanical behavior of swelling clay," *Acta Geotech.*, vol. 18, no. 10, 2023, doi: 10.1007/s11440-023-01910-8.
- [348] A. Zeliaś, *Metody statystyczne*. Warszawa: Polskiego Wydawnictwa Ekonomicznego, 2000.
- [349] A. W. Skempton, "The Colloidal 'Activity' of Clays," in *Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Switzerland, 1953.
- [350] Inc. The MathWorks, "The MathWorks MATLAB documentation (R2016a)," The MathWorks, Inc. Accessed: Apr. 28, 2025. [Online]. Available: <https://www.mathworks.com/help/matlab/index.html>
- [351] R. Vaish, U. D. Dwivedi, S. Tewari i S. M. Tripathi, "Machine learning applications in power system fault diagnosis: Research advancements and perspectives," 2021. doi: 10.1016/j.engappai.2021.104504.
- [352] L. Breiman, J. H. Friedman, R. A. Olshen i C. J. Stone, *Classification And Regression Trees*. Routledge, 1984. doi: 10.1201/9781315139470.
- [353] A. DasGupta, *Probability for Statistics and Machine Learning*. New York, NY: Springer New York, 2011. doi: 10.1007/978-1-4419-9634-3.
- [354] Y. Xia, "Correlation and association analyses in microbiome study integrating multiomics in health and disease," in *Progress in Molecular Biology and Translational Science*, vol. 171, 2020. doi: 10.1016/bs.pmbts.2020.04.003.
- [355] T. K. Ho, "Random Decision Forests," in *Proceedings of 3rd International Conference on Document Analysis and Recognition*, Montreal, 1995. doi: 10.1109/ICDAR.1995.598994.
- [356] L. Breiman, "Random Forests," *Mach. Learn.*, vol. 45, no. 1, pp. 5–32, 2001, doi: 10.1023/A:1010933404324.
- [357] T. Hastie, R. Tibshirani i J. Friedman, *Springer Series in Statistics The Elements of Statistical Learning - Data Mining, Inference, and Prediction*, vol. 2nd. 2009.

- [358] D. Scheinost *et al.*, “Ten simple rules for predictive modeling of individual differences in neuroimaging,” 2019. doi: 10.1016/j.neuroimage.2019.02.057.
- [359] Y. Ji *et al.*, “Diurnal and seasonal carbon budget of subtropical moss-dominated biocrusts,” *Plant Soil*, vol. 505, no. 1–2, pp. 513–526, Dec. 2024, doi: 10.1007/s11104-024-06693-9.
- [360] A. N. Kolmogorov, *Foundations of the Theory of Probability*. New York City, NY, USA: Chelsea Publishing Co., 1950.
- [361] A. P. Dempster, “Upper and Lower Probabilities Induced by a Multivalued Mapping,” *The Annals of Mathematical Statistics*, vol. 38, no. 2, 1967, doi: 10.1214/aoms/1177698950.
- [362] G. Shafer, *A mathematical theory of evidence*. Princeton: Princeton University Press, 1976.
- [363] G. Matheron, “Random sets theory and its applications to stereology,” *J. Microsc.*, vol. 95, no. 2, 1972, doi: 10.1111/j.1365-2818.1972.tb03737.x.
- [364] H. F. Schweiger i G. M. Peschl, “Reliability analysis in geotechnics with the random set finite element method,” *Comput. Geotech.*, vol. 32, no. 6, 2005, doi: 10.1016/j.compgeo.2005.07.002.
- [365] E. Pilecka, J. Stanisławski, R. Kaczmarczyk i A. Gruchot, “The setting of strength parameters in stability analysis of open-pit slope using the random set method in the bełchatów lignite mine, central Poland,” *Energies (Basel)*, vol. 14, no. 15, 2021, doi: 10.3390/en14154609.
- [366] M. Wyjadłowski, “Lateral Loaded Pile Reliability Analysis Using the Random Set Method,” *Buildings*, vol. 15, no. 6, p. 882, Mar. 2025, doi: 10.3390/buildings15060882.
- [367] K. Krawiec, “Zastosowanie metody zbiorów losowych w modelowaniach numerycznych w geoinżynierii,” *Zeszyty Naukowe Instytutu Gospodarki Surowcami Mineralnymi i Energią PAN*, 2014.
- [368] L. Prandtl, “Über die Härte plastischer Körper,” *Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, Mathematisch-Physikalische Klasse*, vol. 1920, pp. 74–85, 1920.
- [369] E. Schultze, *Erdstatische Berechnungen*. Aachen: VGB, 1967.
- [370] G. G. Meyerhof, “The Ultimate Bearing Capacity of Foundations,” *Géotechnique*, vol. 2, no. 4, pp. 301–332, Dec. 1951, doi: 10.1680/geot.1951.2.4.301.
- [371] *PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: zasady ogólne*. Warszawa: Polski Komitet Normalizacyjny, 2008.
- [372] W. Puła, *Zastosowania teorii niezawodności konstrukcji do oceny bezpieczeństwa fundamentów*. Wrocław: Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, 2004.
- [373] P. Lumb, “The Variability of Natural Soils,” *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 3, no. 2, 1966, doi: 10.1139/t66-009.
- [374] LUMB P, “Safety factors and the probability distribution of soil strength,” *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 7, no. 3, 1970, doi: 10.1139/t70-032.
- [375] K. Biernatowski, *Stateczność fundamentów cz. I. Zastosowanie rachunku prawdopodobieństwa dla oceny współczynników bezpieczeństwa przy sprawdzaniu fundamentów*, vol. 13. Archiwum Hydrotechniki, 1966.
- [376] K. Biernatowski, “Stability of rigid structures in probabilistic formulation,” in *Proc. of the 5th22European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Madrid, 1972, pp. 111–116.

- [377] T. H. Wu i L. M. Kraft, "The Probability of Foundation Safety," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 93, no. 5, 1967, doi: 10.1061/jsfeaq.0001021.
- [378] F. Oboni i P. L. Bourdeau, "Determination of the critical slip surface in stability problems," in *Proc. 4th Int. Conf on Appl. of Statistics and Probability in Soil and Struct. Eng. (ICASP)*, Florence, 1983, p. 14131424.
- [379] W. Förster i E. Weber, "Influences on the Probability of Failures of Slopes," in *Proc. of the 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, 1982, pp. 127–130.
- [380] A. Evangelista, A. Pellegrino i C. Viggiani, "INFLUENCE OF THE VARIABILITY OF COARSE GRAINED MATERIALS PROPERTIES ON THE STABILITY OF EARTH DAMS.," 1975.
- [381] P. A. McAnally, "RELIABILITY OF THE BEARING CAPACITY DESIGN OF SHALLOW FOOTINGS IN SANDS.," 1983.
- [382] E. Schultze, "Frequency distributions and correlations of soil properties," in *Proc. of the First Int. Conf. of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering (ICSSP)*, P. Lumb, Ed., Hong-Kong: Hong-Kong University Press, 1972, pp. 372–387.
- [383] S. Bagheri i J. P. Magnan, "ANALYSE PROBABILISTE DE LA STABILITE ET DES TASSEMENTS DES REMBLAIS DU SITE EXPERIMENTAL DE CUBZAC-LES-PONTS.," *Rapport de Recherche LPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussees)*, no. 122, 1983.
- [384] K. Biernatowski, *Stateczność fundamentów cz. II. Stateczność na obrót i przesunięcie w ujęciu probabilistycznym*, vol. 13. Archiwum Hydrotechniki, 1966.
- [385] International Standard ISO 2394:2015, *General Principles on Reliability for Structures*. Geneva, Switzerland: ISO, 2015.
- [386] *PN-EN 1990:2004 Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji.*, 2004th ed. Warszawa: Polski Komitet Normalizacyjny, 2004.
- [387] Z. Wiłun, *Zarys geotechniki*. Sulejówek: Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, 2013.
- [388] M. Th. van Genuchten, "A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils," *Soil Science Society of America Journal*, vol. 44, no. 5, 1980, doi: 10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x.
- [389] J. Monnet i L. Boutonnier, "Calibration of an unsaturated air-water-soil model," *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, vol. 12, no. 4, 2012, doi: 10.1016/j.acme.2012.07.001.
- [390] W. R. Gardner, "Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table," *Soil Sci.*, vol. 85, no. 4, 1958, doi: 10.1097/00010694-195804000-00006.
- [391] N. Lu i D. V. Griffiths, "Profiles of Steady-State Suction Stress in Unsaturated Soils," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 130, no. 10, 2004, doi: 10.1061/(asce)1090-0241(2004)130:10(1063).
- [392] J. Piri, A. Malik, O. Kisi i P. D. Student, "Assessment and Simulation of Evaporation Front Depth and Intensity from Different Soil Surface Conditions Regarding Diverse Static Levels," *Water Productivity Journal WPJ*, vol. 1, no. 1, 2020.

- [393] J. W. Gowing, F. Konukcu i D. A. Rose, "Evaporative flux from a shallow watertable: The influence of a vapour-liquid phase transition," *J. Hydrol. (Amst)*, vol. 321, no. 1–4, 2006, doi: 10.1016/j.jhydrol.2005.07.035.
- [394] R. F. Carsel i R. S. Parrish, "Developing joint probability distributions of soil water retention characteristics," *Water Resour. Res.*, vol. 24, no. 5, 1988, doi: 10.1029/WR024i005p00755.
- [395] R. F. Odrzud i A. Truty, "The Hardening Soil Model - a Practical Guidebook," 2018.
- [396] A. Jotisankasa, M. Coop i A. Ridley, "The mechanical behaviour of an unsaturated compacted silty clay," *Geotechnique*, vol. 59, no. 5, 2009, doi: 10.1680/geot.2007.00060.
- [397] N. Lu i M. Kaya, "Power Law for Elastic Moduli of Unsaturated Soil," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 140, no. 1, 2014, doi: 10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000990.
- [398] C. W. W. Ng i C. Zhou, "Cyclic behaviour of an unsaturated silt at various suctions and temperatures," *Geotechnique*, vol. 64, no. 9, 2014, doi: 10.1680/geot.14.P.015.
- [399] P. Delage, "Experimental unsaturated soil mechanics," in *Proc. 3rd Int. Conf. on Unsaturated Soils, UNSAT'2002*, Recife, Brazil, 2002.
- [400] C. E. Mendoza, J. E. Colmenares i V. E. Merchan, "Stiffness of an unsaturated compacted clayey soil at very small strains," in *Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics*, Trento, Italy, 2005.
- [401] W. T. Oh, S. K. Vanapalli i A. J. Puppala, "Semi-empirical model for the prediction of modulus of elasticity for unsaturated soils," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 46, no. 8, 2009, doi: 10.1139/T09-030.
- [402] Polski Komitet Normalizacyjny, "PN-B-03020 Grunty budowlane - Posadowienie bezpośrednie budowli - Obliczenia statyczne i projektowanie," Warszawa, 1981.
- [403] T. F. Azmatch, D. C. Sego, L. U. Arenson i K. W. Biggar, "Tensile Strength of Frozen Soils Using Four-Point Bending Test," in *Geo 2010-Proceedings of the 62nd Canadian Geotechnical Conference*, 2010.
- [404] W. Pembele, Y. Gui i R. Stirling, "Laboratory tensile strength testing of clay soils using direct measurement," in *7th Asia-Pacific Conference on Unsaturated Soils, AP-UNSAT 2019*, 2019, doi: 10.3208/jgssp.v07.030.
- [405] *ASTM D3080 Standard Test Methods for Direct Shear Test of Soils under Consolidated Drained Conditions*, vol. 2011. West Conshohocken: ASTM International, 2011.
- [406] *AASHTO T 236-08 Standard Method of Test for Direct Shear Test of Soils under Consolidated Drained Conditions*, vol. 2008. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2008.
- [407] *BS 1377 Methods of Test for Soil for Civil Engineering Purposes*. London: British Standard Institution, 1990.
- [408] *DIN 18137-3:2002-09 Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Scherfestigkeit - Teil 3: Direkter Scherversuch*. Berlin: Deutsches Institut für Normung, 2002.
- [409] *NF P94-071-1 Soil investigation and testing. Direct shear test with shearbox apparatus. Part 1 : direct shear*. La Plaine Saint-Denis: Association Française de Normalisation, 1994.
- [410] *STAS 8942/2-82 Foundation ground. Determination of earth strength by direct shearing*. Bucharest: Romanian Institute for Standardization, 1982.

- [411] *PN-B-04481:1988 Grunty budowlane - Badania próbek gruntu*. Warszawa: Polski Komitet Normalizacji, Miar i Jakości, 1988.

Streszczenie

Przedmiotem niniejszej rozprawy są badania gruntów w stanie nienasyconym, ze szczególnym uwzględnieniem ich podatności na pękanie oraz możliwości ograniczania tego zjawiska poprzez modyfikację składu gruntu. Badany grunt modyfikowano montmorylonitem w celu uzyskania większej podatności na pękanie, a także dodatkami zwiększającymi odporność na powstawanie spękań, takimi jak: włókna polipropylenowe, naturalne włókna juty, włókna PET z recyklingu, odpadowe włókna szklane laminowane żywicą poliestrową oraz cement i odpadowy pył granodiorytowy. Celem pracy było badanie parametrów mechanicznych mieszanek gruntowych, niezawodnościowa analiza nośności granicznej bezpośredniego posadowienia fundamentów, ocena wpływu dodatków na potencjał gruntu do pękania oraz opracowanie narzędzi do prognozowania intensywności i rozstawu pęknięć.

Praca obejmuje dwa powiązane etapy: laboratoryjny oraz analityczny. W części doświadczalnej wykonano pomiary wytrzymałości na ścinanie i ściskanie oraz oznaczono ssanie matrycowe metodą bibuły filtracyjnej. Badano również proces pękania podczas wysychania próbek, zarówno na ich powierzchni z wykorzystaniem cyfrowej analizy obrazu. Wykonano również badania struktury wewnętrznej próbek przy użyciu tomografii komputerowej. Wykazano, że dodatek włókien oraz cementu istotnie zwiększa spójność i kąt tarcia wewnętrznego mieszanek gruntowych, przy czym włókna naturalne i pochodzące z recyklingu mogą wzmacniać grunt w stopniu porównywalnym do włókien syntetycznych.

Część analityczna rozprawy opiera się na trzech obszarach. Pierwszym obszarem jest model prognostyczny intensywności pęknięć opracowany z wykorzystaniem metod uczenia maszynowego (las losowy). Model ten umożliwił identyfikację najważniejszych cech determinujących potencjał pękania gruntu. Drugim obszarem jest analiza niezawodności nośności podłoża pod stopą fundamentową przeprowadzona metodą zbiorów losowych. Wykazano, że podejście to skutecznie uwzględnia niepewność parametrów geotechnicznych i pozwala na bezpieczne projektowanie posadowienia fundamentów. Ostatnim elementem jest numeryczny model rozwoju pęknięć oparty na metodzie elementów skończonych, który poprawnie odwzorowuje rozstaw pęknięć w porównaniu z wynikami badań doświadczalnych.

Innowacyjność pracy polega na interdyscyplinarnym połączeniu geotechniki z metodami analizy danych i probabilistyki oraz z zastosowania rozwiązań zgodnych z ideą zrównoważonego rozwoju, takich jak wykorzystanie materiałów odpadowych i włókien naturalnych. Uzyskane wyniki mogą mieć bezpośrednie przełożenie na praktykę inżynierską w zakresie projektowania bezpiecznych konstrukcji ziemnych i posadowień fundamentów.

Abstract

The subject of this dissertation is the investigation of unsaturated soils, with particular emphasis on their susceptibility to cracking and on methods for mitigating this phenomenon through modification of soil composition. The tested soil was amended with montmorillonite to increase its cracking susceptibility, as well as with additives enhancing resistance to crack formation, including polypropylene fibers, natural jute fibers, recycled PET fibers, waste glass fibers laminated with polyester resin, cement, and waste granodiorite dust. The objectives of the study included the determination of mechanical parameters of soil mixtures, reliability analysis of the ultimate bearing capacity of shallow foundations subsoil, assessment of the influence of additives on the soil cracking potential, and the development of tools for predicting crack intensity and spacing.

The study comprised two interrelated stages: experimental and analytical. In the experimental part, shear and compressive strength tests were performed, and matric suction was determined using the filter paper method. The cracking process during drying was also investigated at the specimen surface using digital image analysis. In addition, the internal structure of the specimens was examined using X-ray computed tomography. The results demonstrated that the addition of fibers and cement significantly increases the cohesion and internal friction angle of the soil mixtures. Moreover, natural and recycled fibers were shown to provide soil reinforcement comparable to that achieved with synthetic fibers.

The analytical part of the dissertation is based on three components. The first is a predictive model of crack intensity developed using machine learning techniques (random forest), which enabled the identification of the most influential parameters governing soil cracking potential. The second component is a reliability analysis of subsoil bearing capacity beneath shallow foundations performed using the random set method. This approach was shown to effectively account for uncertainty in geotechnical parameters and to support safe foundation design. The final component is a numerical model of crack development based on the finite element method, which accurately reproduces crack spacing in comparison with experimental observations.

The novelty of the dissertation consists in the interdisciplinary integration of geotechnical engineering with data analysis and probabilistic methods, as well as in the application of solutions consistent with sustainable development principles, such as the use of waste materials and natural fibers. The obtained results have direct implications for engineering practice in the design of safe earth structures and shallow foundation subsoil.