

POLITECHNIKA ŚLĄSKA

Wydział Budownictwa

Katedra Geotechniki i Dróg

Dyscyplina: Inżynieria Lądowa, Geodezja i Transport

**Analiza teoretyczna i doświadczalna
wzmocnienia podłoża poduszką i geomateracem**

mgr inż. Zygmunt Bartoszek

PRACA DOKTORSKA

wykonana pod kierunkiem

dr. hab. inż. Sławomira Kwietnia

Profesora w Politechnice Śląskiej

Gliwice 2023

Chciałbym w tym miejscu podziękować:

Panu Profesorowi Jerzemu Sękowskiemu
– za ogromną życzliwość, pomoc i pracę,
których z Jego strony doświadczyłem
sporządzając tę dysertację.

Markowi Łozińskiemu
– za pomysły,
otwartość umysłu,
gotowość do pomocy
i wyjątkową herbatę
serwowaną w zlewce laboratoryjnej.

Przyjacielowi z wykładu z fizyki,
z którym mogę rozmawiać
od tylu lat nie tylko o rotringu...

Alicji
– za wsparcie i cierpliwość.

Spis treści

Wykaz ważniejszych skrótów i oznaczeń	v
1. Wstęp	7
2. Tezy pracy	8
3. Stan wiedzy	9
3.1. Geosyntetyki — rys historyczny i ogólna charakterystyka.	9
3.1.1. Geosyntetyki.	10
3.2. Badania laboratoryjne.	13
3.2.1. Rodzaje badań laboratoryjnych.	13
3.2.2. Właściwości mechaniczne produktów geosyntetycznych.	14
3.2.3. Reologia.	19
3.2.4. Współpraca geosyntetyku i gruntu.	23
3.3. Badania modelowe.	27
3.4. Metody projektowania.	31
3.4.1. Geopoduszki.	31
3.4.2. Zbrojone poduszki wzmacniające, w tym geomaterace.	33
3.4.3. Analizy numeryczne	35
4. Koncepcja metody badawczej	38
4.1. Wstęp	38
4.2. Efekt skali	38
4.3. Podobieństwo modelowe	39
4.4. Krótki przegląd modeli konstytutywnych	40
4.4.1. Model liniowo sprężysty	41
4.4.2. Modele sprężysto–idealnie plastyczne	42
4.5. Kalibracja modeli	43
5. Badania modelowe	46
5.1. Badania laboratoryjne	46
5.1.1. Badania wstępne	46
5.1.2. Badania na zmodyfikowanym stanowisku	51
5.1.3. Analiza i wnioski	60
5.2. Badania w skali naturalnej	61
5.2.1. Osiedle mieszkaniowe w Chorzowie	61

5.2.2.	Budowa hali magazynowej w Piekarach Śląskich	68
5.2.3.	Podsumowanie badań polowych	75
6.	Badania teoretyczne — analizy MES.	76
6.1.	Model układu grunt–fundament z badań laboratoryjnych.	77
6.1.1.	Model geometryczny.	77
6.1.2.	Modele konstytutywne materiałów.	79
6.1.3.	Parametry modeli na podstawie badań laboratoryjnych.	79
6.1.4.	Parametry modeli na podstawie literatury.	80
6.1.5.	Wyniki analizy MES modeli z pierwszej serii badań (modele 1 ÷ 3) . .	80
6.1.6.	Wyniki analizy MES modeli z drugiej serii badań (model 5, 7 ÷ 9). . .	85
6.1.7.	Ocena uzyskanych wyników.	91
6.2.	Analiza MES posadowienia budynku w Piekarach Śląskich.	92
6.2.1.	Model geometryczny.	92
6.2.2.	Model dyskretny.	92
6.2.3.	Modele konstytutywne.	93
6.2.4.	Parametry materiałów.	93
6.2.5.	Analizy numeryczne.	94
6.2.6.	Ocena wyników.	98
6.3.	Podsumowanie wyników analiz numerycznych.	99
7.	Wnioski	100
	Literatura	102

Wykaz ważniejszych skrótów i oznaczeń

β	kąt rozkładu naprężeń w poduszce,
γ	ciężar objętościowy gruntu,
ϕ	kąt tarcia wewnętrznego gruntu,
ν	współczynnik Poissona,
ρ_{ds}	maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego,
B	szerokość fundamentu,
B_p	szerokość geopoduszki,
c	spójność gruntu,
C_U	wskaźnik jednorodności uziarnienia,
D	macierz sztywności w modelu liniowo sprężystym,
e	wskaźnik porowatości gruntu,
e_{max}	wskaźnik maksymalnej porowatości gruntu,
e_{min}	wskaźnik minimalnej porowatości gruntu,
E	moduł sprężystości,
E_0	moduł odkształcenia pierwotnego,
G	moduł ścinania,
H_g	wysokość geomateraca,
H_p	wysokość geopoduszki,
I_D	stopień zagęszczenia gruntu,
I_s	wskaźnik zagęszczenia gruntu,
K	moduł ściśliwości,
L	długość fundamentu,
L_p	długość geopoduszki,
p'	efektywne naprężenie średnie,
R^2	zmodyfikowany współczynnik determinacji,
s	osiadania fundamentu,
T_u	wytrzymałość krótkoterminowa geosyntetyku,

w_{opt} wilgotność optymalna gruntu określona w badaniu Proctora,
 q intensywność naprężenia,

1. Wstęp

Geosyntetyk: wyrażenie określające produkt, którego co najmniej jeden z komponentów jest wykonany z syntetycznego lub naturalnego polimeru, w formie płachty, pasa lub trójwymiarowej struktury, wykorzystywany w kontakcie z gruntem i/lub innym materiałem w zagadnieniach geotechnicznych i budownictwie. [85]

Stale wzrastające zaludnienie Ziemi, a co za tym idzie konieczność wykorzystywania pod budowę niejednokrotnie niesprzyjających terenów, połączona z rekultywacją terenów zdegradowanych, implikuje konieczność prowadzenia różnorodnych działań poprawiających właściwości mechaniczne gruntu. Najprostszym sposobem jest jego wymiana. Może być ona pełna lub częściowa, przy czym niepełną wykonywaną pod fundamentami najczęściej nazywa się *poduszką*. Naturalnym rozwinięciem idei formowania poduszki, jest w miejscu występowania sił rozciągających, czyli jej spągowej części, dodanie elementu zdolnego do ich przeniesienia. Wykorzystywane są do tego celu geosyntetyki, które w interakcji z otaczającym materiałem ziarnistym, w wyniku sił tarcia i wzajemnego klinowania, tworzą kompozyt nazywany *gruntem zbrojonym*. Tego rodzaju element nazywany jest z kolei *geomateracem* (lub zamiennie *materacem*), gdy tworzą go minimum dwie warstwy geosyntetyku odseparowane gruntem stanowiącym jego wypełnienie.

Najczęściej spotykane zastosowania materiałów geosyntetycznych to: zabezpieczenia antyerozyjne gruntu [35], brzegów morskich i rzecznych, warstwy filtrujące, separujące lub odcinające, wzmacnianie podłoża gruntowego lub nawierzchni bitumicznych, stabilizacja podłoża dróg [54]. Niebagatelną rolę odgrywają te materiały w zabezpieczeniach konstrukcji gruntowych na terenach szkód górniczych [67] oraz sejsmicznych [34], [71]. Dotychczasowe zastosowania tego typu materiałów jako zbrojenia gruntu koncentrowały się na wykorzystaniu ich przy formowaniu różnego rodzaju ścian, murów oporowych i skarp, bądź też na wzmacnianiu podbudowy nasypów liniowych na słabym podłożu gruntowym [28], [43], [44], [64], stabilizacji podłoża pod drogi [54], [65]. Nieliczne, jak dotąd, są natomiast zastosowania materiałów geosyntetycznych do wzmacniania podłoża pod obiekty kubaturowe, np. [10], [115], [132].

Autor ma tu na myśli zarówno poziomo ułożone płaskie i przestrzenne elementy geosyntetyczne, jak również geomaterace. Stąd też zainteresowanie autora tą problematyką, czego wyrazem jest niniejsza dysertacja. Dodajmy tu jednak, że praca ta koncentruje się zasadniczo na wzmocnieniu podłoża poduszką i materacem, a przytoczone wyniki badań z zastosowaniem elementów płaskich wykorzystano do potwierdzenia części tej rozprawy.

2. Tezy pracy

Materiały geosyntetyczne od wielu lat są powszechnie stosowane do wzmocnienia podłoża gruntowego. Zazwyczaj wzmocnienie jest rozumiane jako zwiększenie nośności zmodyfikowanego podłoża w stosunku do podłoża niezmodyfikowanego. Wpływ zbrojenia na osiadania fundamentu zwykle traktowany jest jako drugorzędny, lub wręcz pomijany, pomimo faktu, że niejednokrotnie to właśnie one są decydującym kryterium.

Parametry wytrzymałościowe materiałów geosyntetycznych przeważnie przyjmowane w projektowaniu uzyskiwane są w badaniach na próbkach wyizolowanych, bez udziału gruntu współpracującego ze zbrojeniem. Publikacje z badań obejmujących interakcję pomiędzy zbrojeniem a gruntem wykazują jednak istotne różnice w porównaniu do wyników badań samego geosyntetyku.

Stosowane w praktyce metody projektowania zbrojenia gruntu przeważnie nie uwzględniają charakteru współpracy materiału geosyntetycznego z gruntem, co stanowi ich istotne ograniczenie.

Stąd też zasadnicze tezy rozprawy, które można ująć w następujących punktach.

1. Zastosowanie poduszki i materaca w sposób istotny zwiększa nośność podłoża gruntowego i redukuje osiadania fundamentu.
2. Efektywność wzmocnienia podłoża poduszką i geomateracem, wyrażona wzrostem nośności i redukcją osiadań, zależy od charakteru współpracy geosyntetyku i gruntu.
3. Przy dostatecznie dobrze zdefiniowanych modelach dyskretnych i parametrach modelu konstytutywnego, jesteśmy w stanie w miarę prostymi narzędziami odwzorować jego współpracę przy uwzględnieniu odmiennego jej charakteru w zależności od rodzaju geosyntetyku.

Poprawny opis zachowania się układu: słabe podłoże – poduszka i geomaterac, poddanego statycznemu obciążeniu pionowemu, jest możliwy przy wykorzystaniu modelu sprężysto idealnie plastycznego z powierzchnią ograniczającą Coulomba-Mohra, oraz modelu izotropowej, liniowo sprężystej membrany.

3. Stan wiedzy

3.1. Geosyntetyki — rys historyczny i ogólna charakterystyka.

Niezmiernie trudno jest stwierdzić, kiedy dokładnie ludzie zaczęli stosować warstwy wzmacniające grunt. Badania archeologiczne dowodzą, że Babilończycy wykonywali skomplikowane konstrukcje i wysokie budowle (przekraczające 20 m wysokości świątynie) z gruntu zbrojonego włóknami roślinnymi już ponad 2100 lat p.n.e. Przeszło 600 lat p.n.e. tą samą metodę wykorzystywano przy budowie Wielkiego Muru w Chinach. Starożytni Rzymianie stosowali maty utkane z trzciny przy budowie dróg, a gabiony wykonywane z prętów bambusa stosowali w szóstym wieku n.e. Japończycy [34]. Duńczycy bardzo często wykorzystywali faszynę do wzmacniania słabego podłoża w XIV wieku.

Nowożytna historia materiałów zbrojących grunt, to przede wszystkim elementy wykonane ze stali, włókien roślinnych a następnie coraz częściej z tworzyw sztucznych. Zabezpieczenia antyerozyjne z prętów stalowych zastępowały faszynę oraz pręty z łodyg roślin. Siatki stalowe umieszczane w warstwie spągowej nasypu pozwalały na ograniczenie osiadań, lokalnych wyparć gruntu oraz w konsekwencji wzmocnienie słabego podłoża. Różne konstrukcje tego typu powstały na całym świecie, praktycznie od czasu wprowadzenia stali do powszechnego użytku.

W latach dwudziestych XX wieku w stanie Południowa Karolina (USA) wykorzystywano tkaninę bawełnianą do wzmacniania nienośnego podłoża pod nasypy drogowe. Po kilkuletniej obserwacji potwierdzającej skuteczność tego zabiegu rozpoczęto doświadczenia ze stosowaniem tkaniny bawełnianej do wzmacniania nawierzchni asfaltowych. Stwierdzono, że zbrojenie tkaniną bawełnianą warstw asfaltu istotnie zmniejsza jego spękania i ogranicza odkształcenia [6].

Na początku lat sześćdziesiątych XX wieku francuski inżynier, Henri Vidal, opracował sposób zbrojenia gruntu przy wykorzystaniu tarcia jego cząstek o stal [34], [98]. Jako zbrojenia używał pasm stalowych rozmieszczonych w gruncie nasypowym, powiązanych z cienkimi płytami stalowymi leżącymi jedna na drugiej i tworzącymi oblicowanie muru oporowego. Pierwsze prace nad konstrukcją według tego pomysłu rozpoczęto już w 1964 roku, a artykuł w literaturze fachowej opublikowano w 1966 roku [124]. Pierwszy mur oporowy z gruntu zbrojonego o znacznych wymiarach wykonano w południowej Francji w 1968 roku. Spuściznę Vidala przejęło przedsiębiorstwo Reinforced Earth i do dzisiaj wykorzystuje metody przez niego opracowane [1].

Niewiele wcześniej, bo w 1957 roku, w Stanach Zjednoczonych opracowano pierwszy materiał geosyntetyczny. Prezydent przedsiębiorstwa Carthage Mills wszczął we współpracę z laboratorium Coastal Engineering Uniwersytetu Florydy pracę nad materiałem zabezpieczającym przed erozją brzegi morskie. W ten sposób wdrożono do produkcji pierwszą syntetyczną geotkaninę [2]. Była ona wykorzystywana do zabezpieczeń antyerozyjnych, jako warstwa separująca oraz filtrująca.

3.1.1. Geosyntetyki.

Pomimo stosunkowo krótkiej historii materiałów geosyntetycznych, powstało bardzo dużo ich odmian. Klasyfikację zawartą w normie *PN-EN ISO 10318 Geosyntetyki* [85] przedstawiono poniżej.

Geosyntetyki (GSY) dzieli się na:

- geotekstyli (GTX),
 - geotkaniny (GTX-W),
 - geowłókniny (GTX-N),
 - geodzianiny (GTX-K).
- geotekstylne wyroby pokrewne (GTP),
 - geosiatki (georuszty) (GGR),
 - georuszty drenażowe (GNT),
 - geosyntetyki komórkowe (GCE),
 - geotaśmy (GST),
 - geomaty (GMA),
 - geosyntetyki dystansujące (GSP).
- bariery geosyntetyczne (GBR),
 - geosyntetyczne bariery polimerowe (GBR-P),
 - geosyntetyczne bariery ilowe (GBR-C),
 - geosyntetyczne bariery bitumiczne (GBR-BP).
- geokompozyty (GCO).

Definicja materiału geosyntetycznego obejmuje wiele, diametralnie różnych produktów. Ponieważ jedynie niektóre spośród nich są predysponowane do zbrojenia gruntu, konieczny jest ich krótki przegląd, wraz z charakterystyką zastosowań.

Poniżej zostały skrótowo omówione podstawowe rodzaje geosyntetyków.

Geowłókniny. Charakterystyczną ich cechą jest brak kierunku układu poszczególnych włókien, które są połączone ze sobą przez zgrzewanie, klejenie bądź zszywanie. Dzięki takiej budowie geowłókniny odznaczają się doskonałymi właściwościami filtracyjnymi i mogą być stosowane nawet w gruntach ilastych jako warstwy filtracyjne, separujące bądź anty-erozyjne (rys. 3.1a).

Geotkaniny. Uzyskiwane są techniką tkania, przez co mają kierunkowy układ włókien. Rozróżnia się trzy typy splotu: płócienny, skośny i atlasowy. Podstawowym zastosowaniem geotkanin jest budowa warstw separujących, filtrujących oraz zbrojenia gruntu

i nawierzchni bitumicznych. Wykorzystywane są również do produkcji rękawów do kolumn żwirowych, drenów pionowych i poziomych oraz antyerozyjnych osłon brzegów (rys. 3.1b).

Geosiatki. Powstało wiele wariantów materiałów klasyfikowanych jako geosiatki. Rzeczą łączącą wszystkie jest to, że tworzą je pojedyncze pasma włókien (często odpowiednie sploty włókien) przecinających się pod stałym kątem i formujące oczka siatki. Połączenia pasm mogą być bezwęzłowe lub węzłowe. Wykorzystywane są do wzmacniania słabego gruntu, budowy konstrukcji oporowych, nasypów, wzmacniania nawierzchni bitumicznych (rys. 3.1c).

Georuszty. W odróżnieniu od pozostałych materiałów geosyntetycznych mają znaczną sztywność. Przecinający się pod stałym kątem układ sztywnych prętów tworzy oczka (czasami wydłużone) o węzłach sztywnych. Stosowane są m. in. do wzmacniania słabego gruntu, budowy murów oporowych i obiektów ziemnych o dużej smukłości (rys. 3.1c).

Geokraty (geokomórki). Połączone ze sobą przez zgrzanie lub zszywanie pasy tworzą sztuczne, tworzą po rozciągnięciu przestrzenną strukturę. Przeznaczone są do stabilizacji powierzchniowej, zabezpieczania antyerozyjnego zboczy oraz dna i brzegów cieków wodnych, wzmacniania słabego podłoża, budowy tymczasowych dróg technologicznych oraz gruntowych i leśnych, podbudowy nawierzchni drogowych.

Geomembrany. Cienki, giętki, nieprzeźroczysty i nieprzepuszczalny dla płynów i gazów materiał produkowany w formie wstęg lub arkuszy złożony z jednej lub kilku warstw. Wykorzystywane do zabezpieczeń przed przenikaniem płynów i gazów w budowlach ziemnych, składowiskach odpadów itp.

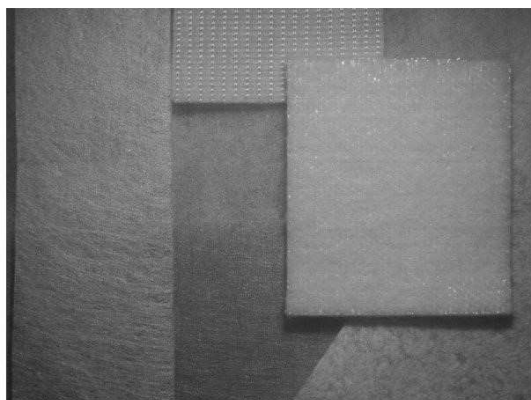
Geopianki. Bardzo lekkie i sztywne, o zamkniętych porach, pianki uzyskane ze spienionego polistyrenu. Zastosowanie jak dla geomembran oraz np. do budowy korpusów nasypów jako bardzo lekki materiał wypełniający zastępujący lekkie kruszywa.

Geokompozyty. Jest to złożona struktura składająca się z minimum dwóch różnych geosyntetyków połączonych przez klejenie, zgrzewanie bądź przszywanie. Eliminują konieczność wbudowywania poszczególnych geosyntetyków oddzielnie łącząc ich cechy, mają zastosowanie zależne od rodzaju połączonych materiałów (rys. 3.1d).

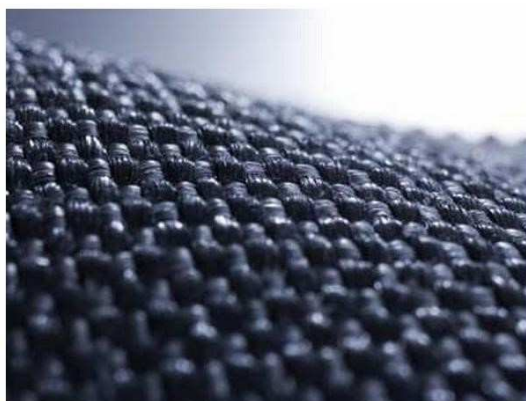
Bentomaty. Klasyczny przykład geokompozytu o bardzo niskiej przepuszczalności wykonanego w postaci zmielonego bentonitu sodowego lub wapniowego pomiędzy dwoma geotekstylami (geowłókninami lub geotkaninami). Jest to nieprzepuszczalna, samo uszczelniająca się bariera dla płynów wykorzystywana przede wszystkim w składowiskach odpadów przemysłowych i komunalnych.

Geomaty. Przestrzenne, przepuszczalne struktury z włókien połączonych chemicznie lub przez zgrzewanie. Mają zastosowanie jako warstwy antyerozyjne umożliwiając jednocześnie wegetację roślin. Często wykonywane z materiałów biodegradowalnych (włókien roślinnych), niejednokrotnie posiadają umieszczone w swojej strukturze ziarna traw elimi-

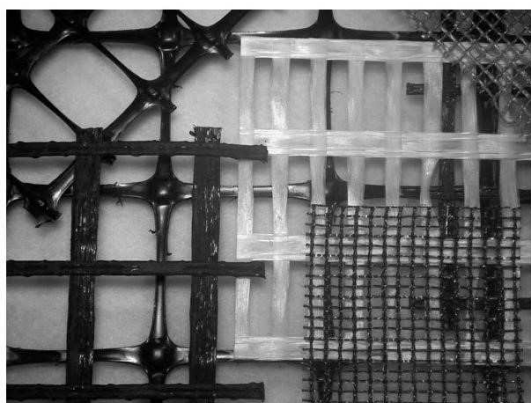
nując konieczność ich późniejszego wysiewu.



a)



b)



c)



d)

Rys. 3.1. Podstawowe materiały geosyntetyczne. a) — geowłókniny, b) — struktura geotkaniny (zbliżenie), c) — geosiatki, d) — geokompozyty. Zdjęcia zaczerpnięte z [3] i [4].

Oprócz wymienionych geomateriałów, należy wspomnieć o zbrojeniu rozproszonym w postaci włókien z tworzywa sztucznego mechanicznie wprowadzonych do masywu gruntowego. Możliwe jest wgłębne mieszanie gruntu na miejscu, tworzenie mieszaniny gruntowo – polimerowej poza miejscem wbudowania (metoda analogiczna do stosowania zbrojenia rozproszonego w mieszankach betonowych) oraz formowanie mieszaniny gruntowo – polimerowej przy użyciu sprężonego powietrza z równoczesnym wytryskiwaniem gorącego

polimeru lub gotowej nici syntetycznej [55]. Technologia ta pozwala na zabezpieczanie antyerozyjne skarp, wykonywania tzw. zielonych dachów na kopułach itp., oraz formowanie murów oporowych, ekranów akustycznych i innych tego typu budowli.

Duża popularność materiałów geosyntetycznych wynika z wielu ich niezaprzeczalnych zalet. Do najważniejszych można zaliczyć:

- niską cenę,
- łatwość zabudowania,
- brak wymogu stosowania specjalistycznego sprzętu budowlanego,
- odporność na niekorzystne warunki środowiska,
- dostępność, wszechstronność i różnorodność.

Prace nad rozwojem technologii gruntu zbrojonego prowadzone były na dwóch, wzajemnie się uzupełniających płaszczyznach: teoretycznej i praktycznej. Obejmowały one badania laboratoryjne, terenowe badania modelowe i obserwacje wzniesionych konstrukcji w połączeniu z analizą problemu, w tym z chwilą rozwinięcia metod komputerowych również analizę numeryczną.

Kompletne rozważenie pracy zbrojenia geosyntetycznego i ośrodka gruntowego wymaga uwzględnienia szeregu zjawisk zachodzących w samym zbrojeniu, jak i w układzie zbrojenie–grunt. Poniżej zostały skrótowo omówione badania materiałów zbrojących grunt na wyizolowanych próbkach, oraz badania materiału współpracującego z gruntem.

3.2. Badania laboratoryjne.

Różnorodność materiałów geosyntetycznych i ich zastosowań powoduje, że ilość badań laboratoryjnych jest bardzo duża. Rodzaj i zakres badań musi być dostosowany do konkretnego materiału i pełnionych funkcji. W punkcie tym omówione zostały jedynie badania materiałów pracujących jako warstwy zbrojące. Pominięto wymagania stawiane geosyntetykom wykorzystywanym jako warstwy ochronne, separujące, odcinające i filtrujące.

3.2.1. Rodzaje badań laboratoryjnych.

Podstawowe badania obejmują określenie cech fizycznych materiału. Należy do nich zaliczyć określenie masy przypadającej na jednostkę powierzchni, czy grubości geomateriału. Oprócz nich, należy za Saathoffem [96] wymienić badania:

- maksymalnej wytrzymałości na rozciąganie (w kierunku wytwarzania i prostopadłym do niego),
- maksymalnej wytrzymałości połączeń na rozciąganie,
- wydłużenia próbki przy zerwaniu (w kierunku przeprowadzonych badań),
- pełzania przy rozciąganiu,

- statycznego testu przebicia (test CBR),
- dynamicznego testu przebicia (metodą spadającego stożka),
- parametru współpracy geosyntetyku i materiału wypełniającego,
- wytrzymałości na wyciąganie geosyntetyku z materiału wypełniającego (test pull-out),
- wodoprzepuszczalności w kierunku normalnym,
- odporności na warunki wbudowania,
- odporności na starzenie w warunkach atmosferycznych,
- odporności na degradację chemiczną,
- odporności na degradację biologiczną.

Praktycznie do wszystkich powyższych badań opracowane są właściwe normy, ściśle określające procedurę badań, wymagania i analizę uzyskiwanych wyników. Poniżej zostały omówione najważniejsze, z punktu widzenia autora, badania materiałów geosyntetycznych przeznaczonych do wzmocnienia gruntu.

3.2.2. Właściwości mechaniczne produktów geosyntetycznych.

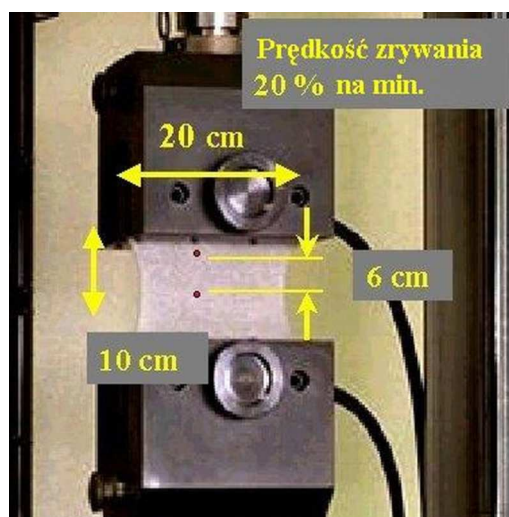
Produkty geosyntetyczne wykonywane są z różnych tworzyw, zarówno naturalnych jak i sztucznych. Właściwości materiału bazowego determinują zachowanie wyrobu końcowego, choć oczywiście wpływ na nie ma również technologia produkcji, dodatki i ulepszcze, sposób i środowisko w którym wykonywane jest badanie itp.

Wytrzymałość na rozciąganie

Idea tradycyjnie rozumianej współpracy materiału geosyntetycznego z gruntem, polega na przenoszeniu sił rozciągających z gruntu na zbrojenie. Wytrzymałość zbrojenia na rozciąganie jest więc wielkością podstawową dla projektanta. W Polsce obowiązuje norma PN-EN ISO 10319 *Geotekstyli. Badanie wytrzymałości na rozciąganie metodą szerokich próbek* [87] określająca procedurę przeprowadzania badania i interpretację wyników.

Zgodnie z nią badana próbka materiału ma wymiary 200 mm szerokości i 100 mm wysokości (wysokość wyrażona odstępem pomiędzy szczękami rozciągającymi) i jest niszczona przez wymuszenie odkształcenia. Prędkość rozciągania jest stała podczas testu i wynosi $\frac{20 \pm 5\%}{min}$. Równocześnie jest rejestrowana zależność siła rozciągająca – wydłużenie. Przykładowy wygląd i wymiary rozciąganej próbki przedstawiono na rys. 3.2.

Norma *Geotekstyli. Badanie wytrzymałości na rozciąganie (...)* [87] określa, że materiał geosyntetyczny musi być badany zgodnie z kierunkiem produkcji oraz prostopadle do niego. Tak określone cechy znajdują się praktycznie we wszystkich materiałach informacyjnych producentów i niejednokrotnie są podstawą rozważań zasadności zastosowania takiego a nie innego materiału w projektowanej konstrukcji. Podejście takie, w przypadku



Rys. 3.2. Zrywanie próbki materiału geosyntetycznego zgodnie z wymaganiami PN-EN ISO 10319. Na podstawie [5].

materiału geosyntetycznego umiejscowionego w gruncie, wydaje się być autorowi błędne, gdyż nie uwzględnia współpracy zbrojenia z gruntem, a przecież dopiero właściwości kompozytu złożonego z gruntu i zbrojenia mają wpływ na zachowanie się gruntu pod obciążeniem. Rozwinięcie tego problemu znajduje się w dalszej części niniejszej rozprawy.

Bezpośredni wpływ na wytrzymałość geosyntetyku ma materiał, z którego jest on wykonany, a ściślej zależy ona od jego budowy chemicznej, składu czy stopnia polimeryzacji materiału [18].

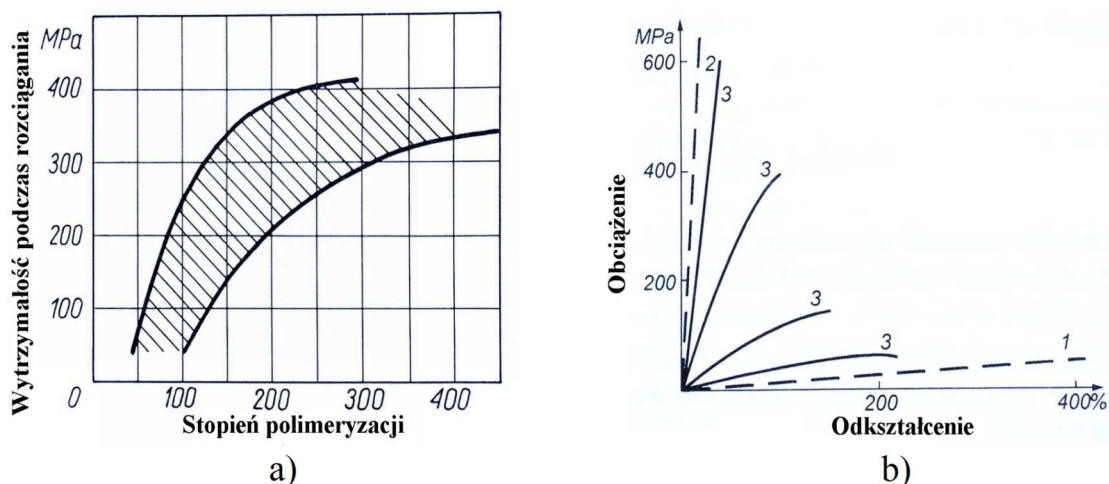
Wytrzymałość polimeru zwiększa się wraz ze wzrostem stopnia polimeryzacji tylko do pewnej granicy, powyżej której wpływ jest już nieznaczny. Większej wytrzymałości niż pokazane na rys. 3.3 a) nie wykazują nawet silnie usieciowane produkty polimeryzacji lub polikondensacji, np. żywice epoksydowe lub fenolowo-formaldehydowe [18].

Również istotny jest sposób wytworzenia produktu, a konkretnie układ polimerów w gotowym wyrobie. Uporządkowanie łańcuchów polimerów np. przez rozciągnięcie włókna w procesie produkcyjnym, skutkuje uzyskaniem materiału anizotropowego o większej sztywności i wytrzymałości w kierunku rozciągnięcia [110].

Sztywność i wydłużenie względne przy zerwaniu.

Podczas badania wytrzymałości na rozciąganie rejestrowana jest siła i odpowiadające jej odkształcenie. Pozwala to na określenie sztywności materiału, rozumianej jako wartość siły koniecznej do uzyskania jednostkowego odkształcenia. Wielkość ta jest bardzo istotna dla projektanta, gdyż reprezentuje odpowiedź materiału na zmianę obciążenia. Zależy ona przede wszystkim od rodzaju materiału, ale i sposobu wytworzenia. Przykładowe wykresy krzywych uzyskiwanych z badań materiałów stosowanych do zbrojenia gruntu przedstawiono na rys. 3.3b) i 3.5.

Na podstawie tak uzyskanych zależności obciążenie–odkształcenie, wyznaczane są wartości siły rozciągającej przy 2, 3 i 5% wydłużenia (zgodnie z wymaganiami normy PN-EN ISO 10319 [87]).



Rys. 3.3. Właściwości tworzyw sztucznych. a) — Zależność wytrzymałości na rozciąganie polimerów włóknotwórczych od ciężaru cząsteczkowego rozrywanych w postaci cienkich nitok. b) — Krzywe przedstawiające zależność odkształcenia od obciążenia w próbkach krótkotrwałych (1 — guma; 2 — zwykła stal; 3 — różne tworzywa sztuczne). Źródło [18].

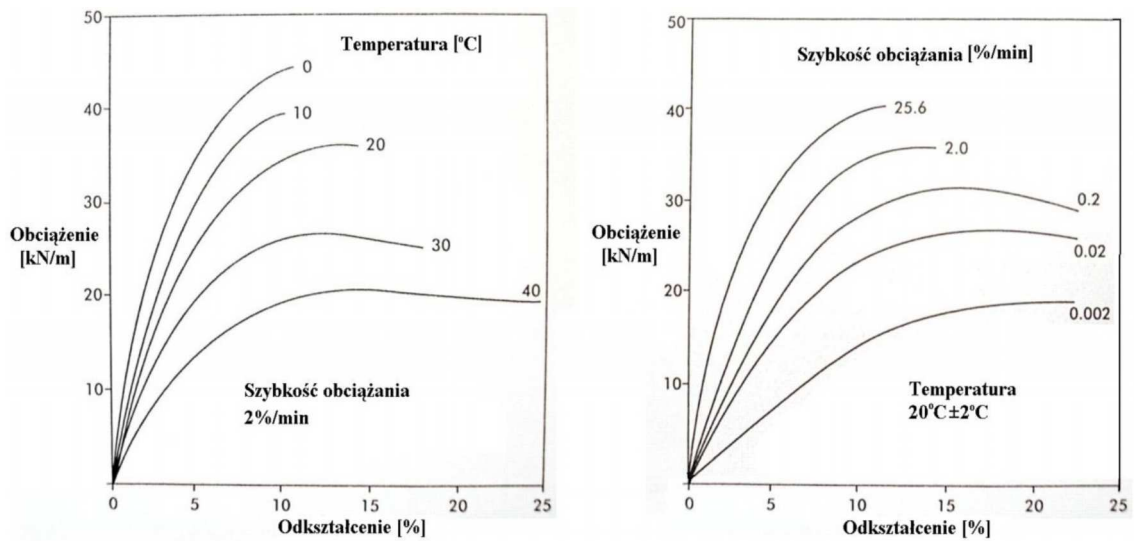
W tym miejscu należy omówić bardzo istotny wpływ temperatury i szybkości przykładania obciążenia na sztywność materiałów geosyntetycznych. Jest to spowodowane właściwościami tworzyw sztucznych [18]. Generalizując, można stwierdzić, że im wyższa jest temperatura i wolniejsze obciążanie, tym niższa sztywność materiału.

Zmniejszenie sztywności w przypadku wolnego obciążania spowodowane jest silnym efektem pełzania, charakterystycznym dla tworzyw sztucznych. Dokładniej właściwość ta została omówiona w dalszej części tego rozdziału.

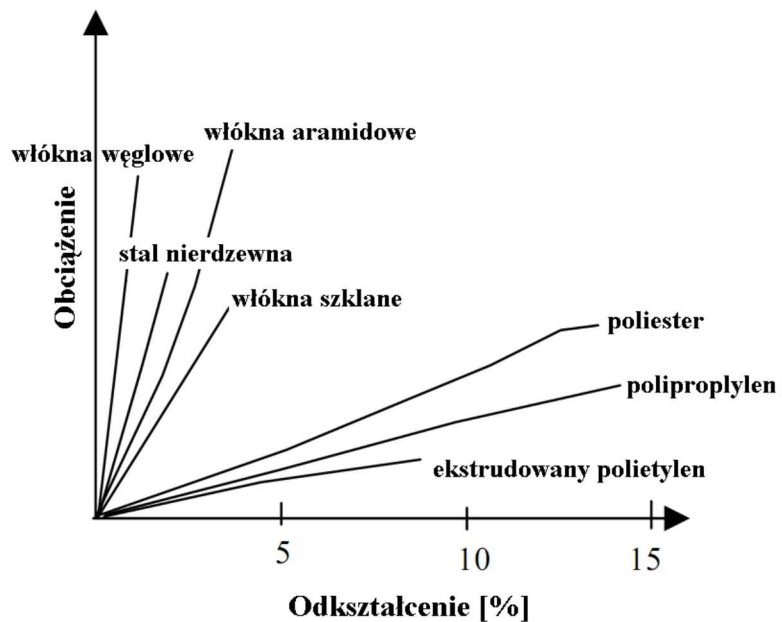
Przykładowe zależności, określone dla ekstrudowanych georusztów z polietylenu wysokiej gęstości, zostały przedstawione na rys. 3.4.

Na sztywność i względne wydłużenie materiału przy zerwaniu ma również wpływ sposób jego produkcji, a szczególnie struktura gotowego produktu. Zachowanie geowłóknin i geotkanin w warunkach wyteżenia jest diametralnie różne. Geotkaniny są zdecydowanie sztywniejsze i uzyskują znacząco mniejsze wydłużenie przy zerwaniu (dochodzące do 20% [33]), w przypadku gdy geowłókniny są bardziej podatne (wydłużenie przy zerwaniu przekraczające 50% – rys. 3.7, a niekiedy nawet 85% [39]).

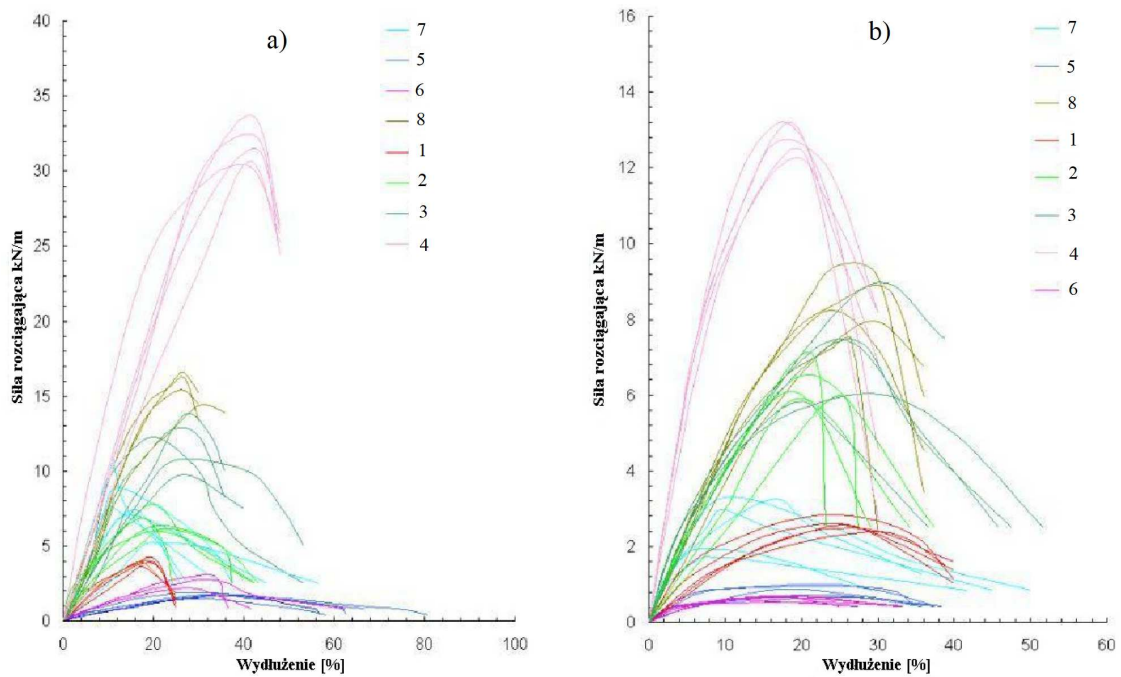
Zestaw przykładowych krzywych obciążenie–odkształcenie uzyskanych przy zrywaniu różnych geotekstyliów, przedstawiono na rys. 3.6. Warte zauważenia jest to, jak znacząco różne są wyniki uzyskiwane dla tych samych materiałów zrywanych w kierunku tkania i prostopadle do niego.



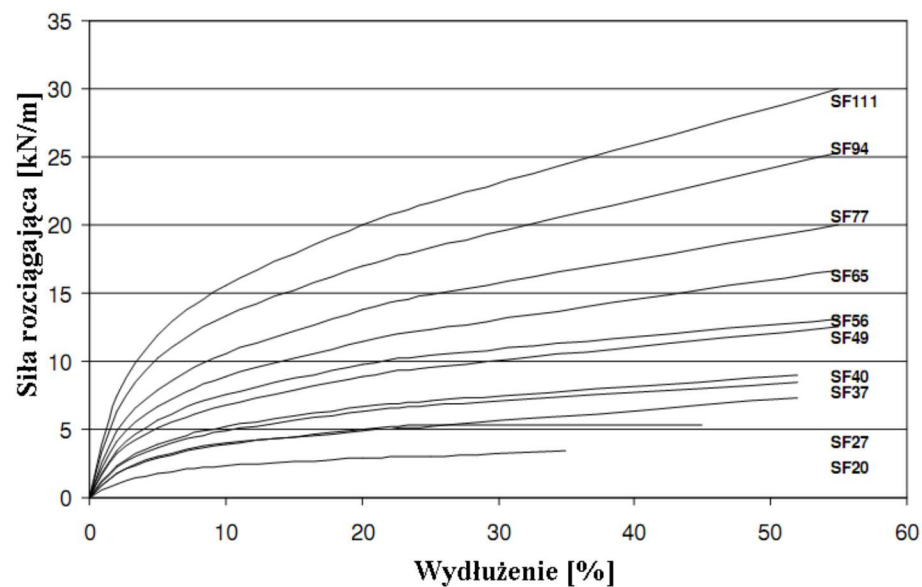
Rys. 3.4. Zależność sztywności dwukierunkowego, ekstrudowanego georusztu (Tensar), od temperatury i prędkości przykładania obciążeń. Na podstawie: [117].



Rys. 3.5. Wykres sztywności materiałów używanych do zbrojenia gruntu. Na podstawie: [75].



Rys. 3.6. Przykładowe krzywe zależności obciążenie–odkształcenie uzyskane w zrywaniu w maszynie wytrzymałościowej różnego typu geowłóknin i geotkanin. a) — zrywanie w kierunku wytworzenia; b) — zrywanie pod kątem prostym do kierunku produkcji. 1—4 – geotkaniny, 5—8 – geowłókniny. Na podstawie: Venkatappa Rao G. *et al.* [123].



Rys. 3.7. Typowy wykres zależności obciążenie–odkształcenie uzyskanych zgodnie z normą EN ISO 10319 dla geowłóknin DuPont Typar SF [39].

3.2.3. Reologia.

Geosyntetyki, jako produkty wykonane na bazie tworzyw sztucznych, charakteryzują się szczególnie wyraźnymi właściwościami reologicznymi. Pełzanie i relaksacja zbrojenia może prowadzić do nieoczekiwanych odkształceń konstrukcji w czasie, a w konsekwencji do obniżenia jej nośności lub właściwości użytkowych. Stąd konieczność dokładnego określenia tych zjawisk w gotowych produktach co umożliwi prawidłowe zaprojektowanie konstrukcji.

Badanie pełzania odbywa się w warunkach kontrolowanej temperatury i wilgotności, obciążenie realizowane jest przeważnie w sposób grawitacyjny, zapewniający stałą wartość w czasie całego, długotrwałego, testu. Widok na przykładowe stanowisko badawcze przedstawiono na rysunku 3.8.

Podczas badania cech reologicznych rejestrowany jest przyrost odkształceń próbki w czasie, pod stałym obciążeniem (badanie pełzania), bądź zmiana naprężenia przy stałym odkształceniu w czasie (badanie relaksacji).

W przebiegu krzywej pełzania można wydzielić (za: [61] [70], [100],) trzy etapy:

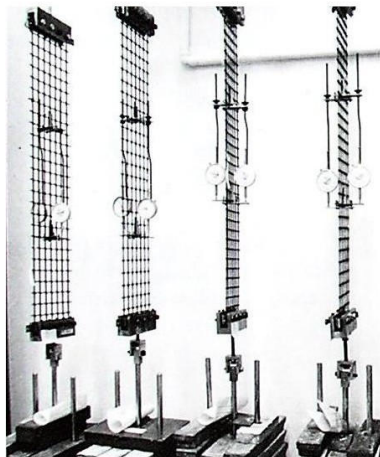
- etap pierwszy, w którym tempo przyrostu odkształceń w czasie maleje (I na rys. 3.9a),
- etap drugi, w którym tempo przyrostu jest stałe w czasie (II na rys. 3.9a),
- etap trzeci, w którym tempo przyrostu rośnie, co prowadzi do zniszczenia próbki (III na rys. 3.9a).

Właściwości reologiczne geomateriałów zależą od rodzaju polimeru tworzącego produkt, wyężenia materiału, technologii jego produkcji, środowiska pracy i temperatury otoczenia [61], [18], [75], [118]. Uogólniając, można stwierdzić, że wzrost wartości wyężenia oraz temperatury otoczenia powoduje przyrost pełzania.

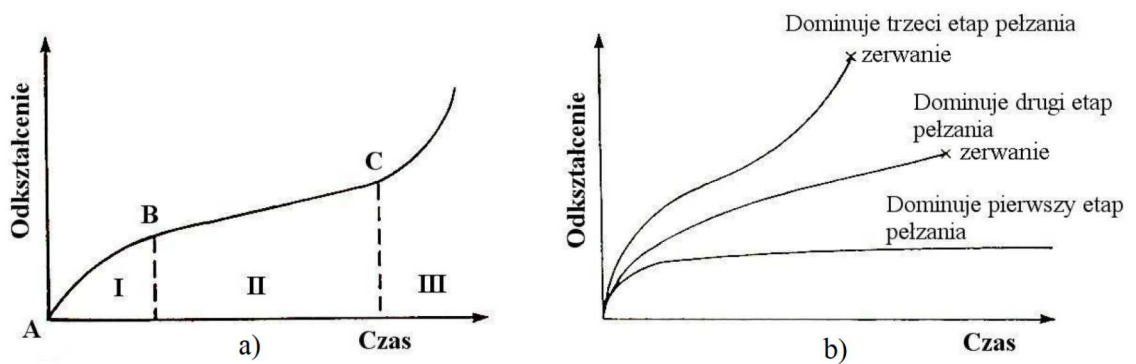
Wpływ środowiska pracy i temperatury otoczenia tworzywa sztucznego na jego właściwości reologiczne, przedstawiono na rysunku 3.10. Wykres ten został opracowany dla zginanego laminatu poliestrowo-szklanego, jednak jakościowo podobne wyniki uzyskuje się również dla innych tworzyw sztucznych [18].

Pełzanie geomateriałów silnie zależy od stopnia wyężenia materiału. Cecha ta jest charakterystyczna dla tworzyw sztucznych, a różne ich rodzaje odmiennie się zachowują [18], [75]. Jedne mają w przeważającej części liniową charakterystykę, inne wyraźnie krzywoliniową, przy innym poziomie naprężeń następuje osiągnięcie granicy wytrzymałości pod obciążeniem długotrwałym. Uogólnione te zależności zostały przedstawione na rysunku 3.11, a izolinie obciążenie-odkształcenie w zależności od czasu trwania obciążenia, dla geotkaniny PET, udostępniane przez producenta materiału przedstawiono na rys. 3.12.

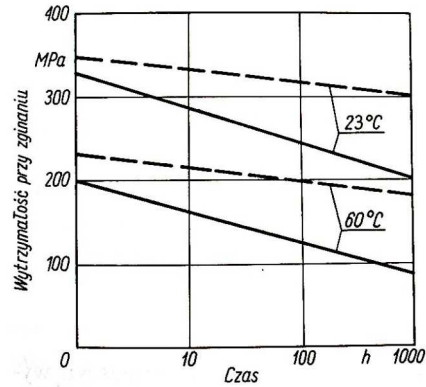
Wszystkie wyniki przedstawione powyżej zostały uzyskane na wyizolowanych próbkach, z pominięciem udziału gruntu w który są zabudowywane. Jak wykazują badania m. in. Changa z zespołem [22], uzyskiwane w ten sposób wyniki nie są adekwatne do rzeczywistości. Wykonali oni standardowe oznaczenia dla wyizolowanej próbki geowłók-



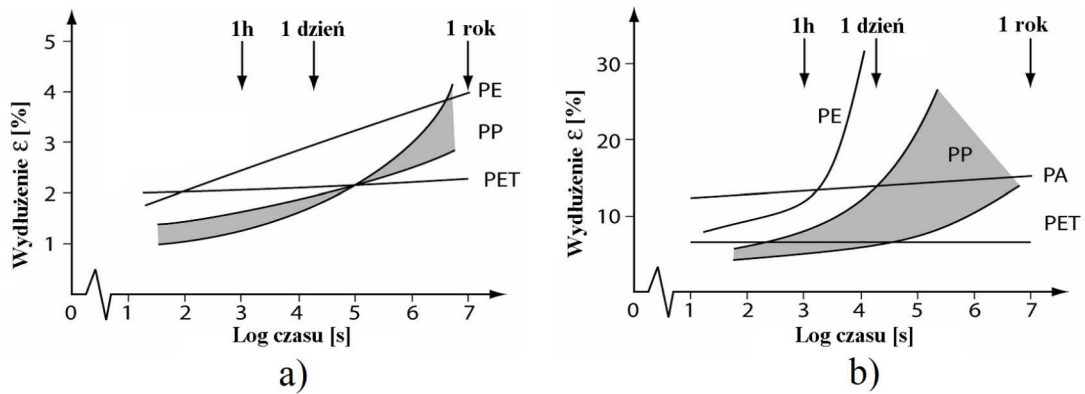
Rys. 3.8. Stanowisko do badania pelzania geosyntetyków. Laboratorium Tensar International Limited. Źródło: [117].



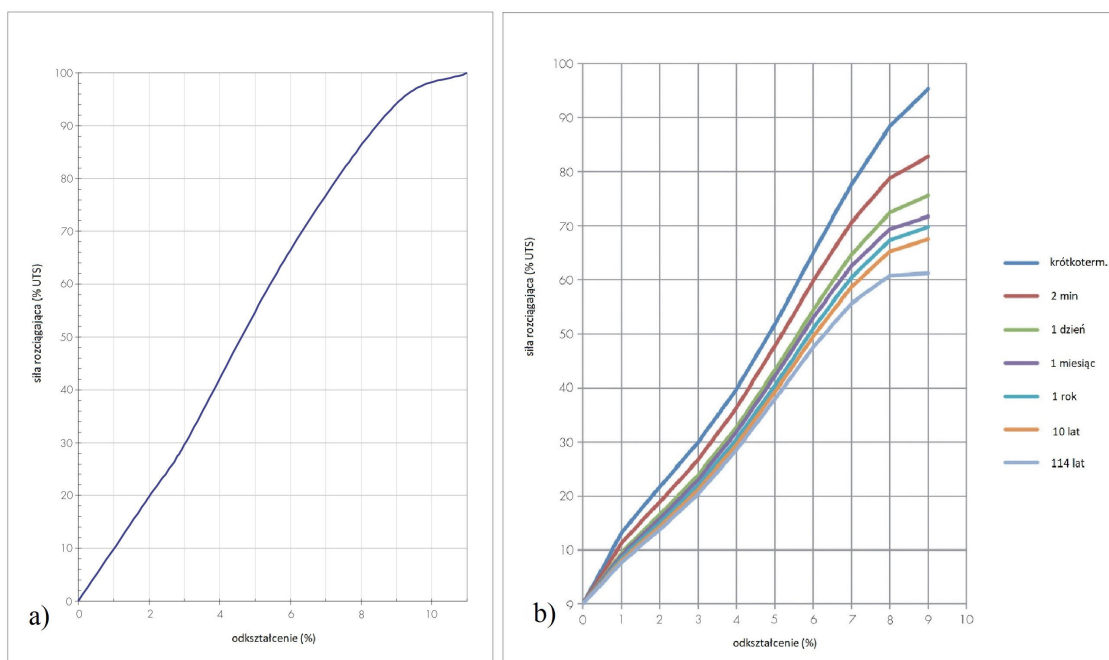
Rys. 3.9. Wykresy pelzania. a) — etapy uogólnionego przebiegu pelzania (opis w tekście); b) — trzy typowe przebiegi pelzania dla geomateriałów. Na podstawie Miki H. *et al.* [70].



Rys. 3.10. Czasowa wytrzymałość na zginanie laminatu poliestrowo-szklanego w zależności od temperatury i środowiska (w wodzie —, w powietrzu — —). Źródło: [18].



Rys. 3.11. Charakterystyka pełzania dla różnego typu geomateriałów (PE — polietylen, PP — polipropylen, PET — poliester, PA — poliamid). a) — pełzanie przy obciążeniu równym 20% wytrzymałości krótkoterminowej; b) — pełzanie przy obciążeniu wynoszącym 60% wytrzymałości krótkoterminowej. Na podstawie [117].



Rys. 3.12. Zależność obciążenie-odkształcenie dla geotkaniny PET (Stabilenka firmy Huesker): a) — uzyskana na wyizolowanej próbce normowej; b) — izolinie dla tego samego materiału określające właściwości reologiczne w temperaturze $20^{\circ}C$ w zależności od czasu trwania obciążenia. Źródło: Certyfikat BBA [14].

niny, oraz tego samego materiału współpracującego z obciążonym gruntem (obciążenie przykładane było prostopadle do geowłókniny i wynosiło 150 kPa oraz 200 kPa). Parametry wytrzymałościowe oraz fizyczne geowłókniny przedstawiono w tabeli 3.1. Badanie dla próbek wyizolowanych wykazało, że do poziomu naprężeń rzędu 40% wytrzymałości krótkotrwałej (T_u), krzywe pełzania zmierzają do poziomej asymptoty (dominuje drugi etap pełzania). Dla naprężenia rzędu 50% wytrzymałości krótkotrwałej (T_u), następował stały przyrost odkształceń w czasie, prowadzący do zerwania materiału.

Ten sam materiał, zabudowany i obciążony w gruncie, wykazywał zdecydowanie mniejsze odkształcenia. Co istotne, możliwe było generowanie rozciągania geowłókniny na poziomie 100% jej wytrzymałości krótkoterminowej (T_u), a uzyskiwane pełzania były zdecydowanie niższe, od pełzań dla próbki wyizolowanej (wydłużenie wynoszące 17,94% dla obciążenia gruntu $\sigma_3 = 150$ kPa i jedynie 10,15% dla obciążenia gruntu $\sigma_3 = 200$ kPa, w porównaniu do 85,5% odkształcenia dla poziomu wyężenia $60\%T_u$). Wyniki pełzania próbek geowłókniny uzyskane przez Changa *et al.* [22] przedstawiono w tabeli 3.2 oraz na

Wielkość	Wartość
Grubość [mm]	2,17
Siła zrywająca [N] (próbka szer. 7,62 cm)	1600
Wydłużenie przy zerwaniu [%]	32,19

Tab. 3.1. Parametry geowłókniny użytej do badania próbek wyizolowanych oraz współpracujących z gruntem. Źródło: Chang D.T. *et al.* [22].

σ	$10\%T_u$	$20\%T_u$	$30\%T_u$	$40\%T_u$	$60\%T_u$	$90\%T_u$	$100\%T_u$	$110\%T_u$
0 kPa	$\epsilon = 3,98$	9,058	17,65	31,507	85,574	—	—	—
150 kPa	$\epsilon = 0,828$	1,139	1,455	1,85	2,34	10,23	17,94	32,56
200 kPa	$\epsilon = 0,489$	0,821	1,165	1,426	1,83	4,05	10,15	16,50

Tab. 3.2. Wyniki badania pełzania wyizolowanej próbki geowłókniny, oraz współpracującej z gruntem. Na podstawie Chang D.T. *et al.* [22].

rys. 3.13.

3.2.4. Współpraca geosyntetyku i gruntu.

Materiały geosyntetyczne pierwotnie zostały opracowane jako zabezpieczenie gruntu przed erozją [2], dopiero później rozpoczęto eksperymenty z wykorzystaniem ich jako zbrojenia. W tym drugim przypadku jest oczywista konieczność określenia interakcji pomiędzy geosyntetykiem a otaczającym go gruntem.

Futaki *et al.* [36] zajmował się wpływem geosiatek na parametry mechaniczne gruntu. Przeprowadził serię badań trójosiowych w aparacie wielkowymiarowym. Średnica próbki wynosiła 1,6 m, przy 2,4 m jej wysokości. Grunt poddany badaniom to płukany piasek rzeczny. Zbrojenie stanowiły okręgi o średnicy 1,5 m wycięte z różnych materiałów, umieszczone w pięciu warstwach co około 0,5 m od siebie na całej wysokości próbki. Podczas przygotowywania próbki każda warstwa piasku była zagęszczana wibratorem wgłębnym aż do uzyskania wskaźnika porowatości $e = 0,82$ do $I_D = 88\%$.

Przeprowadzono badania z odplywem, przy stałym przyroście odkształceń na poziomie 10%/120 minut. Jako materiał zbrojący użyto: siatek wykonanych ze sklejonych ze sobą prętów z tworzywa sztucznego (georuszt), georusztu z przyklejonymi do niego ziarnami piasku (celem zwiększenia tarcia), siatek stalowych oraz georusztu z polietylenu wysokiej gęstości. W sumie wykonano 15 badań.

Ponieważ badania wykonano w aparacie wielkowymiarowym, na próbkach rzeczywistego gruntu i materiału zbrojącego, wyniki można uznać za reprezentatywne ze względu na brak efektu skali. Najważniejsze z wniosków, jakie wysnuto z powyższych badań to:

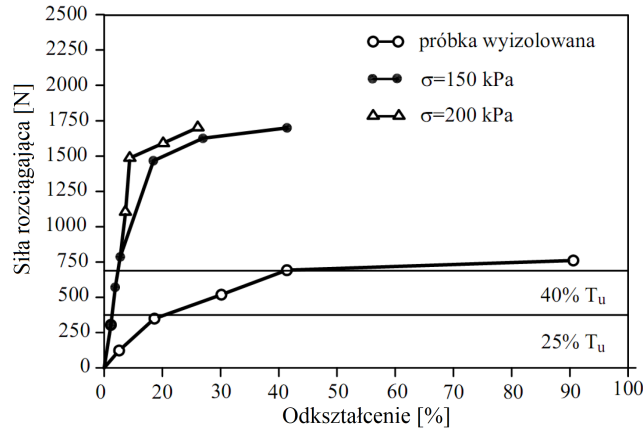
Stopień wzmocnienia gruntu zależy od kształtu przekroju poszczególnych prętów zbrojenia.

Zakres deformacji zbrojonego gruntu jest zdeterminowany przez sztywność i wytrzymałość materiału zbrojącego na rozciąganie [36].

Zbrojenie geosyntetyczne ma za zadanie przenieść siły rozciągające z gruntu. Przeważnie kluczowym zjawiskiem umożliwiającym współpracę tych dwóch materiałów jest tarcie, stąd szczególnie nacisk w badaniach na jego rozpoznanie i opis.

Zostały opracowane trzy badania normowe do określenia parametrów pracy zbrojenie geosyntetyczne — grunt:

- określenie oporu wyciągania geosyntetyku z gruntu (norma PN-EN 13738 [78], schemat na rys. 3.14a)),

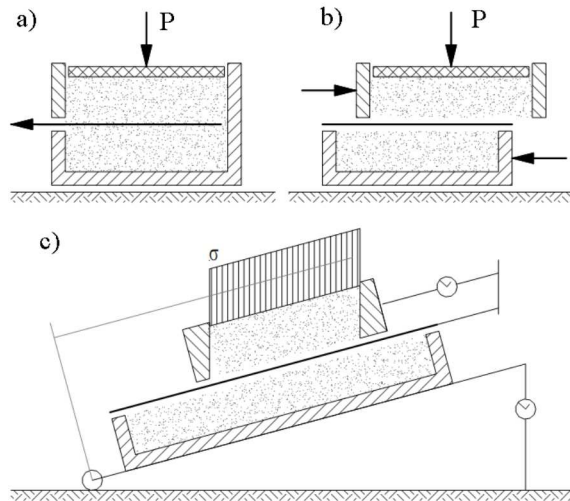


Rys. 3.13. Krzywa pełzania dla próbki geowłókniny wyizolowanej i współpracującej z gruntem. Na podstawie Chang D.T. *et al.* [22].

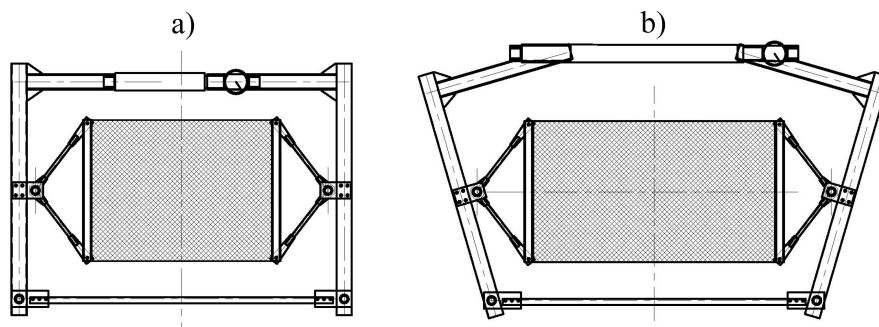
- wyznaczenie właściwości tarcia w aparacie bezpośredniego ścinania (norma PN-EN ISO 12957-1:2019 [79], schemat na rys. 3.14b)),
- wyznaczenie parametrów tarcia w aparacie o zmiennym kącie nachylenia płaszczyzny (norma PN-EN ISO 12957-2:2007 [80], schemat na rys. 3.14c)).

Interesującym przykładem badań laboratoryjnych prowadzonych na próbkach geosyntetyków wyizolowanych i zabudowanych, są wyniki opublikowane przez Kawalca J. [54], uzyskane na stanowisku badawczym zaprojektowanym i wykonanym przez autora niniejszej dysertacji. Opracowane stanowisko badawcze umożliwiałało rozciąganie próbek o znacznych rozmiarach (1,0 m szerokości i 1,5 m długości), również po zabudowaniu ich w kruszywie, na powierzchni którego możliwe było generowanie naprężeń normalnych o zmiennej wartości. Schemat stanowiska badawczego przedstawiono na rys. 3.15, zdjęcie zamocowanych czujników do geosyntetyku na rys. 3.16a, rozmieszczenie ekstensometrów na badanej próbce na rys. 3.16b, widok na stanowisko w trakcie obciążenia na rys. 3.17. Podczas badań były wykonywane pomiary siły rozciągającej oraz wydłużenia zbrojenia w miejscach charakterystycznych, przy użyciu ekstensometrów strunowych (rys. 3.16). Uzyskane w ten sposób wyniki przedstawiono na rys. 3.18. Warte podkreślenia jest istotna różnica otrzymana przez Kawalca [54] a Changa [22], szczególnie w zakresie małych odkształceń. W opinii autora wynika to nie tylko z faktu, że Chang badał pełzanie, a obciążenia realizowane przez Kawalca były krótkotrwałe, ale również z rodzaju użytego geosyntetyku (geowłókniny przez Changa oraz georusztu przez Kawalca) oraz kruszywa (piasku w badaniu Changa i kruszywa łamanego u Kawalca) i płynącego stąd wniosku o istotnej różnicy w warunkach współpracy różnych geosyntetyków z gruntem.

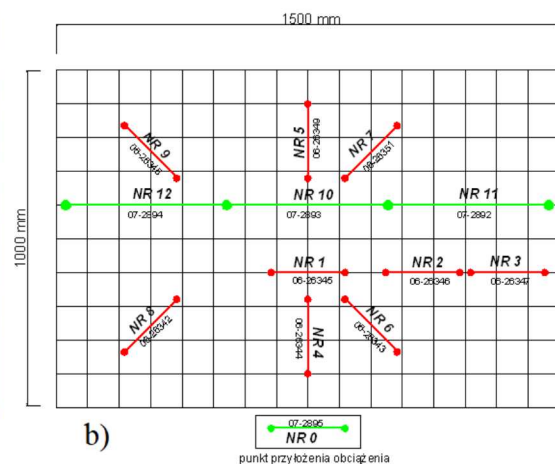
Pobieżna analiza przytoczonych powyżej wyników potwierdza tezę, że badanie próbek wyizolowanych dostarcza znacząco różnych wyników w stosunku do próbek zabudowanych w gruncie. Na tej podstawie można się również spodziewać istotnych różnic pomiędzy parametrami reologicznymi geomateriałów zabudowanych w gruncie, a badanych w warunkach laboratoryjnych, na wyizolowanych próbkach, co zostało potwierdzone przez Changa [22] dla geowłókniny i piasku.



Rys. 3.14. Schemat standardowych stanowisk do badania interakcji geosyntetyk–grunt: a) — wyznaczanie oporu wyciągania geosyntetyku z gruntu; b) — badanie poślizgu geosyntetyk–grunt w aparacie skrzynkowym; c) — badanie kąta tarcia. Źródło: [7].



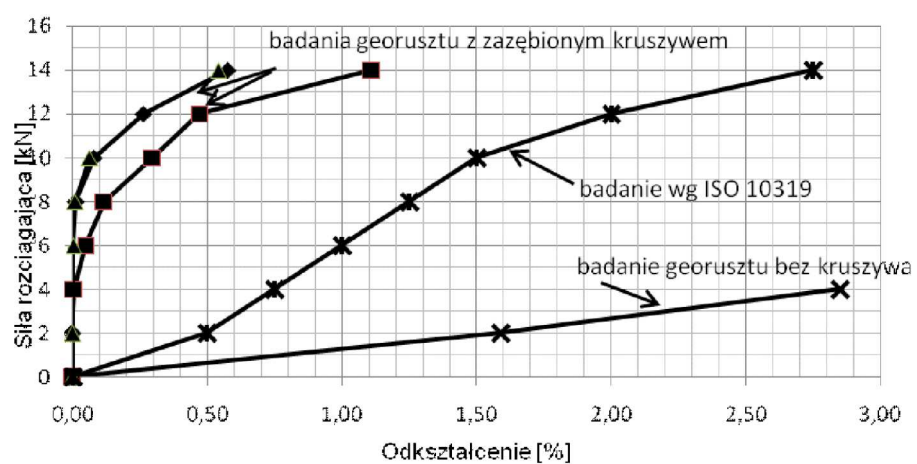
Rys. 3.15. Schemat stanowiska (zaprojektowanego i wykonanego przez autora dysertacji) do badania współpracy szerokich próbek geosyntetyku z wypełnieniem. a) — stanowisko przed obciążeniem; b) — stanowisko po obciążeniu. Źródło: Kawalec J. [54].



Rys. 3.16. Badanie charakterystyki georusztu zabudowanego w kruszywo: a) zdjęcie przymocowanych do geosyntetyku ekstensometrów strunowych; b) schemat rozmieszczenia ekstensometrów podczas rozciągania georusztu dwukierunkowego Tensar SS40.



Rys. 3.17. Badanie charakterystyki georusztu zabudowanego w kruszywo, widok na stanowisko podczas badania.



Rys. 3.18. Wykres zależności odształcenie – wydłużenie georusztów wbudowanych i wyizolowanych. Źródło: Kawalec J. [54].

W praktyce, podczas procesu projektowania, najczęściej przyjmowane są dane uzyskiwane w laboratorium dla materiałów wyizolowanych, bez udziału gruntu (jak np. dla geotkaniny Stabilenka rys. 3.12 z jej karty aprobaty technicznej [14]). Może to prowadzić do dużych zapasów bezpieczeństwa, a w konsekwencji do przewymiarowania i co za tym idzie nieracjonalnego zwiększenia kosztów. Stąd tak istotne wydaje się rozpoznanie właściwości współpracy różnych rodzajów geosyntetyków w powiązaniu z gruntem.

Wyciąganie geosyntetyku z gruntu.

Badanie oparte jest na wykorzystaniu stanowiska umożliwiającego zabudowanie geomateriału w kruszywo, a następnie, przy zadanym naprężeniu normalnym, poddaniu działaniu siły wyciągającej. Podczas badania rejestrowana jest siła wyciągająca geosyntetyk, oraz jego przemieszczenie względem sztywnej skrzyni, na różnych głębokościach (bepośrednio przy szczękach wyciągających i głębiej).

Badanie może być zakończone przez wyciągnięcie próbki z gruntu (gdy siły tarcia są mniejsze od wytrzymałości próbki na rozciąganie), lub przez zerwanie próbki.

Tarcie między geosyntetykiem a gruntem.

Normowe badania charakterystyk tarcia między geosyntetykiem a gruntem mogą być określone dla niewielkich wartości naprężeń normalnych (stosowana jest wtedy metoda równi pochyłej [80]), bądź przy relatywnie dużych naprężeniach normalnych, w aparacie bezpośredniego ścinania [79]. Schemat ideowy stanowisk przedstawiono na rys. 3.14.

Powyższe badania dostarczają informacji na temat parametrów współpracy badanego geosyntetyku z gruntem. Są szybkie w przeprowadzeniu i nie wymagają wysoko specjalistycznego oprzyrządowania, co stanowi ich niezaprzeczalną zaletę. Przy projektowaniu wzmocnienia podłoża wyniki znajdują zastosowanie, gdy wykorzystywany jest nietypowy grunt do zabudowy, wybierana jest para geosyntetyk — kruszywo, oraz do określenia parametrów stref zakotwienia.

3.3. Badania modelowe.

Badania modelowe prowadzone są w celu obserwacji zjawisk zachodzących w podłożu. Możliwe są do przeprowadzenia w skali naturalnej (gdy wymiary modelowego fundamentu są zbliżone do rzeczywistych), bądź mniejszej, uprzednio założonej. Ze względu na problemy natury technicznej i znaczny koszt badań w skali naturalnej, często wykonuje się badania modelowe po przeskalowaniu fundamentu oraz wszystkich materiałów użytych do badania. Niestety pociąga to za sobą trudność przeniesienia wyników na skalę naturalną, więc uzyskiwane są z nich głównie wyniki jakościowe [76].

Bardzo szybko po opublikowaniu artykułu Vidala [124], rozpoczęto prace nad wpływem zbrojenia gruntu na nośność i osiadania fundamentu bezpośredniego. Pierwsze sprawozdanie z modelowych badań tego typu ukazało się w literaturze w 1975 roku. Binquet i Lee [17] analizowali w nim wpływ zbrojenia gruntu (piasku) paskami metalu na osiadania i nośność fundamentu liniowego (model fundamentu o szerokości 7,5 cm). Uzyskane przez nich wyniki świadczyły, że zbrojenie miało pozytywny wpływ zarówno na osiadania, które uległy zmniejszeniu, jak i zwiększenie nośności fundamentu. Obie wielkości uległy od dwu

do czterokrotnej zmianie.

W kolejnych latach badano wpływ zbrojenia zarówno na grunty spoiste (np. Das *et al.* [26], Sakti i Das [97], Shin *et al.* [104]) jak i niespoiste (np. Basudhar *et al.* [11], Binquet i Lee [17], Dash *et al.* [27], Ghazavi *et al.* [38], Sękowski [113], [112], Takemura *et al.* [116]). Wszyscy autorzy określili wartość przyrostu nośności, rozumianej jako iloraz nośności fundamentu na podłożu wzmocnionym, do nośności fundamentu na podłożu niewzmocnionym. Na podstawie cytowanych powyżej publikacji można stwierdzić, że uzyskano pozytywny wpływ zastosowania zbrojenia, które ograniczyło osiadania i zwiększyło nośność fundamentu. Dodatkowo, każdy z autorów, określił optymalną głębokość modyfikacji podłoża.

Zbierając ogóle wnioski wysnute przez autorów badań modelowych, można stwierdzić, że:

- celowe jest umieszczenie zbrojenia jedynie do pewnej głębokości, poniżej której wpływ jego jest pomijalny,
- pierwsza warstwa zbrojenia powinna się znajdować na optymalnej głębokości $u = 0,2 B - 0,5 B$, gdzie B jest szerokością fundamentu,
- odległość pionowa między warstwami zbrojenia (h) powinna się zawierać w przedziale $0,2 B - 0,5 B$,
- miąższość zmodyfikowanego podłoża gruntowego (d) powinna wynosić od $1,0 B$ do $2,75 B$,
- szerokość modyfikowanego podłoża powinna zawierać się w przedziale od $2,0 B$ do $8,0 B$,
- zastosowanie sztywniejszego zbrojenia pozwala na uzyskanie mniejszych osiadań i większej nośności, niż przy użyciu zbrojenia mniej sztywnego,
- geosiatki są lepszym materiałem zbrojącym od geotkanin.

Po stwierdzeniu korzystnego wpływu zbrojenia na właściwości gruntu, właściwe było prowadzenie badań celem stwierdzenia mechanizmu pracy gruntu zbrojonego, mechanizmu zniszczenia, a w konsekwencji opracowania analitycznych metod szacowania nośności granicznej fundamentu posadowionego na takim podłożu.

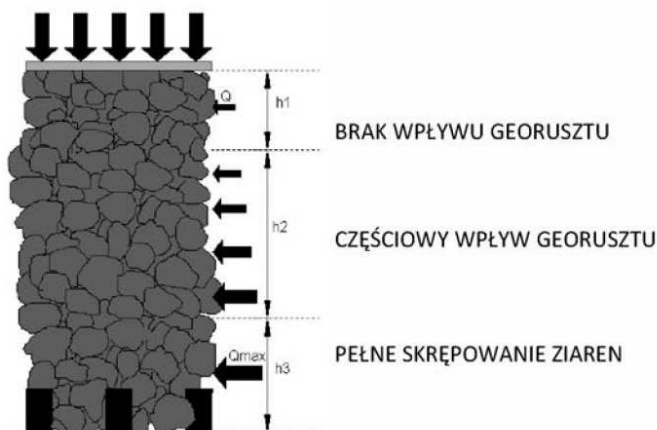
Można wyróżnić następujące teorie wpływu zbrojenia gruntu:

- *Efekt sztywnej półprzestrzeni* — w przypadku, gdy odległość między podstawą fundamentu a pierwszą warstwą gruntu zbrojonego jest większa od pewnej wielkości (u), grunt zbrojony będzie zachowywał się jak sztywna półprzestrzeń i zniszczenie wystąpi pomiędzy fundamentem a gruntem zbrojonym (Binquet i Lee [17]).
- *Efekt membrany* — w wyniku obciążenia, fundament osiada wraz z gruntem między nim a zbrojeniem, prowadząc do odkształcenia tego ostatniego. Przez to w zbrojeniu

powstaje rozciąganie. Ponieważ zbrojenie charakteryzuje się sztywnością, odkształcony grunt zbrojony powoduje powstanie reakcji o przeciwnym zwrocie do obciążenia. Niezbędne do powstania tego efektu jest przemieszczenie fundamentu, a w rezultacie odkształcenie zbrojenia. Konieczna jest również wystarczająca wytrzymałość zbrojenia i zakotwienie, by nie doszło do jego zerwania lub wyrwania.

- *Efekt skrzepowania kruszywa* — w wyniku przemieszczania się gruntu względem zbrojenia, powstaje tarcie na granicy grunt – zbrojenie. Dodatkowo klinują się ziarna gruntu (kruszywa) w oczkach zbrojenia, przez co uniemożliwione są ich ruchy, kruszywo ulega *skrzepowaniu*. W rezultacie odkształcenia gruntu zbrojonego są ograniczone. Ponieważ właściwości gruntu silnie zależą od naprężeń, *efekt skrzepowania* powoduje zwiększenie modułu odkształcenia gruntu oraz zwiększenie jego nośności. Szkic ilustrujący to zjawisko przedstawiono na rys. 3.19. Intuicyjnie można przypuszczać, że miąższość poszczególnych stref skrzepowania będzie funkcją parametrów geometrycznych i mechanicznych geosyntetyku, oraz kształtu i wielkości ziaren kruszywa. Jak udowodnili w wyniku analiz numerycznych Konietzky *et al.* [59], Stahl *et al.* [107], Tutumluer *et al.* [121] i Wang *et al.* [127], sumaryczna miąższość warstwy skrzepowanej wokół georusztu zawiera się w przedziale od 70 do ok. 200 mm. Jak przedstawił Rakowski *et al.* [94], wydajnym i dającym satysfakcjonujące wyniki w analizie zagadnień skrzepowania kruszywa jest zastosowanie modelu dyskretnego, w którym wydzielone warstwy o zwiększonych parametrach modelują strefę skrzepowania, również przy użyciu prostych modeli konstytutywnych.

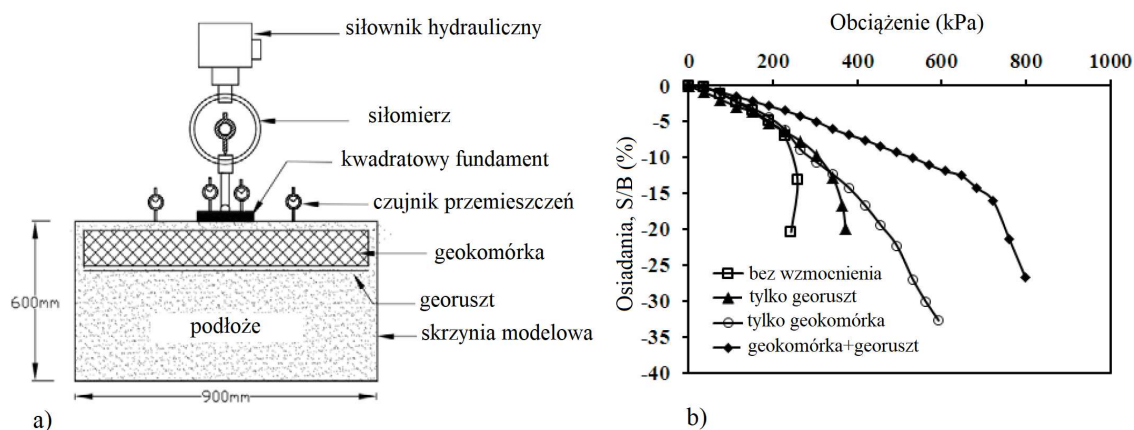
Wykonane szerokie badania modelowe przez Chena *et al.* [23] obejmowały analizę posadowienia stopy fundamentowej na podłożu wzmocnionym kilkoma rodzajami geosyntetyków oraz siatek stalowych, zabudowanych w przekruszu wapiennym. Analiza objęła nie tylko wpływ tak zrealizowanego wzmocnienia na nośność podłoża, ale również osiadania. Autorzy doszli do wniosku, że mechanizm współpracy zbrojenia i wypełnienia w tym przypadku wiązał się nie tylko z efektem membrany, ale również skrzepowania kruszywa. Co istotne, stwierdzono, że zdecydowanie najlepsze wyniki uzyskano dla materiałów zbrojących o dużej sztywności. Im mniejsza była sztywność zbrojenia, tym większe notowano



Rys. 3.19. Efekt skrzepowania kruszywa. Źródło: Kawalec [54].

osiadania oraz niższą nośność podłoża. Różnice były tym wyraźniejsze, im bardziej obciążane były modele fundamentów.

Warte odnotowania są wyniki badań modelowych opublikowane przez Hegde *et al.* [46], gdzie w skrzyni o boku 600 mm i głębokości 900 mm, wypełnionej piaskiem o $I_D = 65\%$ i miąższości 500 mm, analizowany był wpływ wzmocnienia podłoża na osiadania i nośność kwadratowego fundamentu z stalowej płyty o boku 150 mm. Przeanalizowano cztery modele, w tym jeden bez wzmocnienia, oraz trzy z wzmocnieniem w formie ciągłej warstwy na całej przestrzeni skrzyni. Wzmocnienie modelowano w postaci pojedynczej warstwy dwukierunkowego georusztu (SS20), warstwy geokomórki o niepodanej przez autorów wysokości (wg. analizy zamieszczonych rysunków, prawdopodobnie 150 mm), oraz warstwy geokomórki z podścielającą ją warstwą georusztu. Schemat stanowiska przedstawiono na rys. 3.20a, a uzyskane wyniki na rys. 3.20b. Istotna jest różnica pomiędzy zależnością obciążenie–osiadanie dla podłoża wzmocnionego układem georuszt+geokomórka a pojedynczą warstwą georusztu lub geokomórki, obejmująca nie tylko zwiększenie nośności, ale bardzo wyraźne ograniczenie osiadań.



Rys. 3.20. Badania modelowe posadowienia kwadratowej stopy fundamentowej na podłożu wzmocnionym materiałami geosyntetycznymi: a) — schemat stanowiska; b) — uzyskane wyniki obciążenie–osiadanie w zależności od sposobu realizacji wzmocnienia. Na podstawie Hegde *et al.* [46].

Huang i Tatsuoka [49] rozróżniają dwa efekty zbrojenia na zachowanie się fundamentu: *efekt głębokiego posadowienia* oraz *efekt szerokiej płyty*. Pierwszy z nich jest charakterystyczny dla krótkiego zbrojenia, a drugi dla długiego. *Efektu głębokiego posadowienia* nie należy tutaj rozumieć jak posadowienia pośredniego (pale, kesony, studnie), ale jak głębokie posadowienie bezpośrednie. Istotą jego jest zauważenie analogii zachowania się fundamentu na gruncie zbrojonym do fundamentu bezpośredniego na gruncie niezbrojonym, ale na głębokości zmodyfikowanego podłoża (w spągu warstwy zbrojonej). Oczywiście niedoskonałością tego podejścia jest fakt, że teoretyczne, nieskończone zwiększanie miąższości strefy zbrojonej prowadzi do ciągłego, nieskończonego, wzrostu nośności takiego fundamentu.

Efekt szerokiej płyty jest rozwinięciem teorii *efektu głębokiego posadowienia*. Dodatko-

wa nośność uzyskana w wyniku działania sił poziomych przy *głębokim posadowieniu* może być uwzględniona w obliczeniach *efektu szerokiej płyty* poprzez założenie, że ekwiwalentne posadowienie ma większą szerokość od rzeczywistego fundamentu [103].

Za literaturą [103], można wyodrębnić cztery mechanizmy zniszczenia fundamentu posadowionego na gruncie zbrojonym:

1. zniszczenie w przestrzeni między fundamentem a stropem strefy zbrojonej (Binquet i Lee [17]),
2. zniszczenie w przestrzeni między warstwami zbrojenia (Wayne *et al.* [128]),
3. zniszczenie analogiczne do zniszczenia fundamentu na podłożu uwarstwionym (silna warstwa podścielona słabą — Wayne *et al.* [128]),
4. powierzchnia poślizgu przecina płaszczyzny zbrojenia.

Schematy zniszczenia zostały przedstawione na rys. 3.21.

Na podstawie wyników opublikowanych doświadczeń [103] wystarczającym zabezpieczeniem przed pojawieniem się pierwszych dwóch mechanizmów zniszczenia jest zachowanie właściwych proporcji geometrycznych. Odległość (u) pomiędzy podstawą fundamentu a pierwszą warstwą zbrojenia, oraz pionowa odległość pomiędzy warstwami zbrojenia (h) powinny być mniejsze od $0,5 B$.

3.4. Metody projektowania.

Rozważając metody projektowania geomateracy, warto wspomnieć o poduszkach wzmocniających. To właśnie ich rozwinięcie, powstałe poprzez owinięcie kruszywa geosyntetykiem, określamy geomateracami.

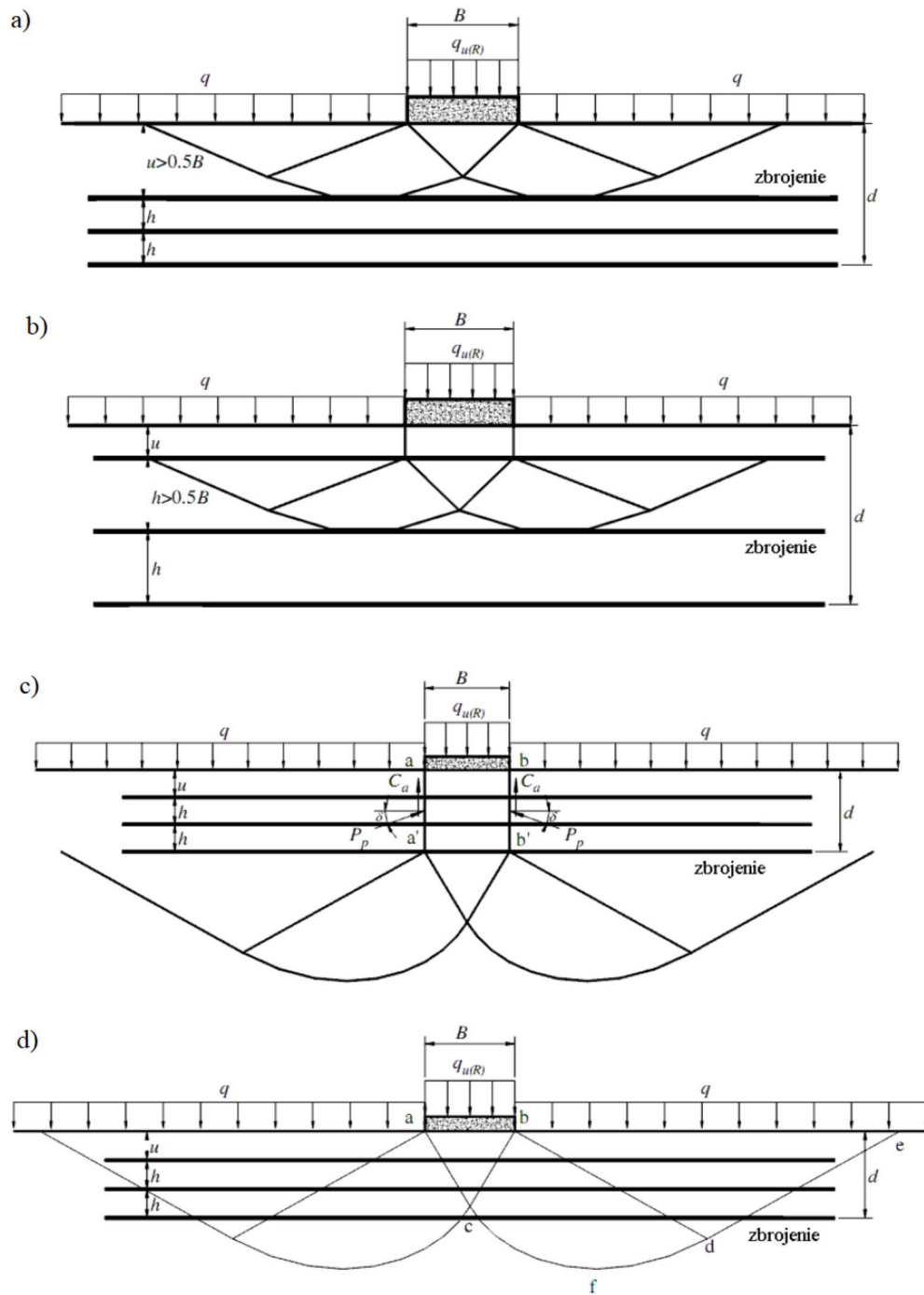
3.4.1. Geopoduszki.

Projekt poduszki obejmuje zarówno wybór materiału zastępczego i technologii jego wbudowywania w rodzime podłoże gruntowe, jak i określenie jej geometrii. Wysokość poduszki (H_p) i jej szerokość (B_p) muszą być dobrane w sposób racjonalny i zapewniający pożądaną przez projektanta efekt, przy zachowaniu wymaganych współczynników bezpieczeństwa.

Zazwyczaj materiał formujący geopoduszkę jest dobrze zagęszczalnym, niespoistym gruntem mineralnym. Możliwe jest stosowanie kruszyw antropogenicznych, spełniających powyższe wymaganie, a dodatkowo nie ulegających rozpadowi w czasie (np. przepalone łupki kopalniane, żużle wielkopiecowe). Materiał najczęściej jest zagęszczany do wskaźnika zagęszczenia $I_s \geq 0,95$ [77].

Poduszki gruntowe można podzielić za Motakiem [72] na:

- bierne, które mają wymiary w planie równe wymiarom podstawy fundamentów lub zbliżone do nich,



Rys. 3.21. Mechanizmy zniszczenia fundamentu posadowionego na gruncie zbrojonym: a) — zniszczenie w przestrzeni między fundamentem a stropem strefy zbrojonej (Binguet i Lee [17]), b) — zniszczenie w przestrzeni między warstwami zbrojenia (Wayne *et al.* [128]), c) — zniszczenie analogiczne do zniszczenia fundamentu na podłożu uwarstwionym (Wayne *et al.* [128]), d) — powierzchnia zniszczenia przecina płaszczyzny zbrojenia. Na podstawie Sharma *et al.* [103].

- czynne, które kształtuje się celowo tak, aby przez zwiększenie podstawy poduszki obniżyć obciążenie jednostkowe w poziomie spodu poduszki.

Poduszki bierne wykonywane są w przypadku, gdy warstwa słaba ma niewielką miąższość i występuje bezpośrednio pod fundamentem. Sposoby obliczeń były modyfikowane przez wielu autorów, niemniej jednak zasadnicze założenia pozostają stałe:

- wysokość poduszki (H_p) dobierana jest z warunku nieprzekroczenia nośności na stropie warstwy pod poduszką,
- warunek przemieszczeń fundamentu jest pomijany,
- szerokość poduszki (B_p) zależy od kąta rozkładu naprężeń (β).

W wielu opracowaniach podawane są różne wartości kąta rozkładu naprężeń. Bryl [19] przyjmuje $\beta = 0^\circ$, Kollis [58] podaje, że jest on równy kątowi tarcia wewnętrznego materiału z którego wykonana jest poduszka ($\beta = \phi$), a np. Wiłun [129] i Kierski [56] przyjmują go na poziomie $\beta = 45^\circ$.

Wymiary poduszki (szerokość B_p i grubość H_p) można określić spełniając wymóg nieprzekroczenia oporu granicznego przez naprężenia całkowite.

Autorskie podejście do wymiarowania poduszek wzmacniających podłoże mineralne zaproponował w swojej pracy Sękowski [114]. Opierając się na analizie numerycznej problemu, laboratoryjnych badaniach modelowych oraz polowych, sporządził bogaty zbiór nomogramów wg których projektant łatwo dobierze geometrię oraz parametry optymalnego wzmocnienia. Jako nieliczny wskazał również sposób obliczeń osiadań tak zmodyfikowanego podłoża.

3.4.2. Zbrojone poduszki wzmacniające, w tym geomaterace.

Spotykane w literaturze metody projektowania koncentrują się na szacowaniu współczynnika przyrostu nośności, określanym jako stosunek nośności fundamentu na podłożu zbrojonym do nośności fundamentu na podłożu niezmodyfikowanym. W zależności od przyjętego w metodzie obliczeniowej mechanizmu współpracy materiału zbrojącego i gruntu osiadania fundamentu szacuje się, bądź się je pomija. Niektóre z metod opartych o efekt membrany zawierają wytyczne do obliczeń osiadań (np. Sharma *et al.* [103]). Gdy skrupowanie kruszywa odgrywa wg autora metody kluczową rolę, procedura obliczeniowa nie zawiera szacowania osiadań (np. Michałowski [69]). Osiadań fundamentu nie szacuje się również w metodach opartych na teorii półprzestrzeni sprężystej, gdyż w takim przypadku będą one zależne głównie od osiadań gruntu pomiędzy nim a pierwszą warstwą zbrojenia.

Opracowane zostały metody szacowania nośności zarówno fundamentu liniowego (np. Binquet i Lee [16], Michałowski [69]) jak i stopy fundamentowej (np. Kumar [62], Sharma *et al.* [103], Wayne *et al.* [128]). Przeważnie są one oparte na badaniach doświadczalnych prowadzonych przez autorów metod i sprawdzane na własnych lub opublikowanych wynikach badań. Przy wyborze danych literaturowych do weryfikacji metody projektowania

należy być ostrożnym, gdyż najczęściej wykonywane są one w skali, po zmniejszeniu wymiarów fundamentu i stanowiska, jednak na rzeczywistych materiałach zbrojących (np. Binquet i Lee [16], Hegde [46], Sharma [103]).

Obliczenie nośności fundamentu liniowego można przeprowadzić wg metody Michałowskiego [69]. Jest ona oparta na klasycznym kryterium kinematycznym (Drucker *et al.* [29]) i umożliwia zaprojektowanie zbrojenia gruntu pod fundamentami liniowymi na gruntach zarówno spoistych jak i niespoistych. Wykonane przez Michałowskiego analizy numeryczne pozwoliły na sporządzenie szeregu nomogramów. Zawierają one informacje na temat optymalnych odległości pomiędzy warstwami zbrojącymi, przyrostem nośności fundamentu w zależności od ilości warstw zbrojenia, optymalną odległością pomiędzy fundamentem a zbrojeniem jak i samymi warstwami zbrojącymi. Pewnym ograniczeniem wydaje się jednak fakt ujęcia w obliczeniach tylko zbrojenia o szerokości $b \geq 4B$, gdzie B to szerokość fundamentu. Metoda ta również zupełnie pomija różnice wynikające z zastosowania różnych materiałów geosyntetycznych do zbrojenia gruntu, a co za tym idzie różnej ich współpracy z gruntem. Autor jedynie wspomina, że zastosowanie sztywniejszego materiału zbrojącego ogranicza osiadania, jednak traktuje je jako drugorzędne.

Metodę projektowania zbrojenia geosiatkami gruntu pod stopy fundamentowe proponował Sharma *et al.* [103]. Opracowana ona została na podstawie modyfikacji metod obliczeniowych spotykanych w literaturze. Obejmuje szacowanie przyrostu nośności stopy fundamentowej posadowionej na gruncie zbrojonym, zarówno niespoistym oraz spoistym. Jako dominujący przyjęto mechanizm ograniczenia kruszywa (krępowania). Zawarto w niej szereg wzorów pozwalających oszacować siły działające w zbrojeniu, obliczyć jego geometrię. Metodę zweryfikowano z opublikowanymi raportami badań oraz badaniami laboratoryjnymi i polowymi autorów. W metodzie tej nie uwzględnia się różnic we współpracy różnych rodzajów geomateriałów z kruszywem, a uproszczenia przy określeniu rozkładu sił rozciągających zbrojenie stanowią pewne jej ograniczenie.

Dotychczas opracowane i wdrożone w Polsce normy budowlane nie przewidywały wykorzystywania materiałów geosyntetycznych do elementów konstrukcyjnych budowli ziemnych (nasypów czy murów oporowych). W nieobowiązującej już normie PN-81/B-03020 dotyczącej posadowień bezpośrednich [81], całkowicie pominięto stosowanie materiałów geosyntetycznych do wzmocnienia słabego podłoża pod fundamentami. Jedynie w normie poświęconej obliczeniom statycznym i projektowaniu ścian oporowych [82] znajdował się rozdział poświęcony projektowaniu budowli z gruntu zbrojonego, ale jedynie przy wykorzystaniu elementów stalowych.

Wprowadzony w Polsce na początku XXI wieku Eurokod 7 [90], sporządzony wg odmiennej koncepcji niż wcześniej obowiązujące normatywy (zalecenia bardziej ogólne, bez wymagań szczegółowych co do rozwiązań; większa rola wiedzy, w tym eksperckiej, projektanta), również nie odnosi się bezpośrednio do kwestii projektowania tego typu elementów. Punkt 6.5.2.2. Eurokodu 7 [90], dotyczący obliczeń nośności podłoża wg metod analitycznych, brzmi: *Zaleca się stosowanie ogólnie znanych metod analitycznych*. Bazując na tym zapisie, projektanci zazwyczaj stosują procedurę zawartą w wytycznych EBGEO Niemieckiego Komitetu Geotechniki [37], w którym można odnaleźć rozdział poświęco-

ny projektowaniu posadowienia fundamentów na podłożu wzmocnionym geosyntetykami (Rozdział 5 [37]). W praktyce inżynierskiej projektanci wykorzystują geosyntetyki jedynie do opracowań dotyczących tematyki posadowień nasypów (przeważnie komunikacyjnych) na słabym podłożu gruntowym [30], [95] projekty posadowień nasypów większości dróg szybkiego ruchu i autostrad w Polsce. Niszowym zainteresowaniem cieszą się rozważania nad wykorzystaniem zbrojenia geosyntetycznego do posadowienia obiektów kubaturowych (np. Batog [13], Sękowski [112], Sękowski i Bartoszek [115], Zabielska–Adamska i Zalewski [132]).

Zawarte w piątym rozdziale EBGEO [37] wytyczne do projektowania posadowienia bezpośredniego na gruncie zbrojonym wkładkami geosyntetycznymi obejmują główne zalecenia:

- liczba wkładek geosyntetycznych wynosi minimum 2;
- wkładki muszą być rozmieszczone w tym samym rozstawie ($\Delta h = const$);
- wkładki muszą być rozmieszczone na całej miąższości wymiany (poduszki);
- rozstaw pomiędzy wkładkami powinien być dobrany jako mniejszy z warunku $0,15 m \leq \Delta h < 0,40 m$ oraz $\Delta h \leq 0,50 B$, przy czym B jest mniejszym wymiarem (szerokością) fundamentu,
- długość wkładek (l_b) równoległych do szerokości fundamentu B wynosi $(B + 4 \cdot \Delta h) < l_b \leq 2B$;
- długość wkładek (l_a) równoległych do długości fundamentu A wynosi $(A + 4 \cdot \Delta h) < l_a \leq A + B$ dla $(\frac{B}{A} > 0,2)$ i $l_a = A$ dla $(\frac{B}{A} \leq 0,2)$.

W procedurze obliczeniowej EBGEO brak jest uwzględnienia różnego charakteru współpracy gruntu z geosyntetykiem poza uwzględnieniem wyników testu wyciągania (*pull-out test*), metoda obliczeń oparta jest o efekt membrany.

3.4.3. Analizy numeryczne

Intensywny rozwój komputerów osobistych zapoczątkowany w latach 70–tych ubiegłego wieku spowodował rewolucję w możliwościach analizy numerycznej zagadnień fizycznych. Opracowano wiele programów (kodów) przeznaczonych do analizy wszelkiego typu zadań, w tym i geotechnicznych.

Najprostsze programy opierające się na rozwiązaniach analitycznych, automatyzują jedynie proces obliczeniowy. Bardziej skomplikowane, opierające się na metodzie elementów brzegowych, skończonych, dyskretnych lub różnic skończonych, pozwalają na stworzenie wirtualnego modelu podłoża/budowli a następnie poddaniu go dowolnego rodzaju obciążeniom. Uzyskiwane są w ten sposób informacje dotyczące odkształceń, naprężeń w materiale, przepływów cieczy, rozkładu temperatur i wielu innych, w zależności od użytego kodu, modelu materiału oraz danych wejściowych.

Eurokod 7 w pełni sankcjonuje stosowanie analiz numerycznych do inżynierskiego rozwiązywania problemów geotechnicznych (*Projektowanie geotechniczne na podstawie obliczeń. Postanowienia ogólne*. [90]) jako jeden ze sposobów dojścia w procesie projektowania do poprawnego rozwiązania technicznego.

Analiza numeryczna zagadnień geotechnicznych jest bardzo popularna i stanowi istotną część projektów, ekspertyz (np: [88], [108]), dysertacji naukowych (np: [7], [21], [50], [53], [63]), czy artykułów i opracowań naukowych (np. [8], [68], [76], [114]).

Literatura przedmiotu dostarcza niewiele przykładów bezpośrednio związanych z analizą numeryczną układu fundament – słabe podłoże wzmocnione geosyntetykiem zaczerpniętych z praktyki inżynierskiej. Najczęściej spotykane są analizy wykonywane na potrzeby publikacji naukowych, gdzie weryfikowane są tezy dotyczące wydzielonych zagadnień, np. współpracy geosyntetyku z gruntem ([12], [47], [101], [127], [130]), modelowania pojedynczego zagadnienia, np. wyciągania (pull-out) geosyntetyku z kruszywa ([120], [126]), określania parametrów stabilizacji (krępowania) ziarn gruntu ([59], [107], [121]).

Spotykane w literaturze obliczenia numeryczne uwzględniające wzmacniającą funkcję materiału geosyntetycznego można podzielić na trzy grupy:

- przykłady, gdzie grunt zbrojony modelowany jest jako całość z materiału ekwiwalentnego (zasada homogenizacji) np. [66].
- przykłady, gdzie wkładki geosyntetyczne są modelowane elementami membranowymi (np. [12], [32]),
- przykłady, gdzie w sposób najbardziej dokładny jest modelowane zbrojenie geosyntetyczne i współpracujący z nim grunt np. Metodą Elementów Dyskretnych [59], [121], ale również MES przy użyciu modeli 3D [47].

Homogenizacja wymaga zamiany zbrojenia geosyntetycznego wraz z współpracującym podłożem gruntowym na jednorodną, rozmytą bryłę materiału ekwiwalentnego. Zakłada ona, że zachowanie materiału zastępczego odzwierciedla zachowanie gruntu wraz z zbrojeniem [99]. Najczęściej była stosowana w czasach, gdy ograniczona pamięć operacyjna oraz szybkość procesorów ograniczała możliwą do analizy wielkość modelu, ale również obecnie przy analizach globalnych (modeli w skali makro, jak np. u Łupieżowca (2022) [66]).

Modelowanie dokładniejsze wymaga precyzyjnego określenia położenia oraz geometrii warstwy zbrojącej. Geosyntetyk modelowany jest przy użyciu materiału liniowo sprężystego lub elementami membranami specjalnie opracowanymi w tym celu ([131], [134]), charakteryzuje się pomijalnie małą grubością.

Modelowanie precyzyjne z użyciem np. Modeli Dyskretnych (DEM) wymaga stworzenia zarówno modeli pojedynczych cząstek gruntu (często przeskalowanych, by oszczędzić na czasie analizy), ale również dokładnego modelu materiału geosyntetycznego. Tak uzyskane wyniki służą rozwiązaniom w mikro skali, ze względu na ich wielkość i czasochłonność analizy. Istnieją również analizy wykorzystujące w mikro skali model DEM, a w skali makro FEM, łącząc tym samym dokładność rozwiązania zagadnienia lokalnego z globalnym (np. przy użyciu oprogramowania na licencji *open source* — YADE (Tran V.D.H. *et al.* [120]).

Do modelowania fundamentu i podłoża gruntowego używane są przeważnie następujące modele materiałowe: fundament modelowany jest materiałem liniowo sprężystym ([76], [114]), podłoże gruntowe (również zhomogenizowane) najczęściej sprężysto plastycznym ([21], [73], [76], [109]), rzadko sprężysto–plastycznym ze wzmocnieniem izotropowym ([63], [114], [131]) lub gęstościowym ([109]). Warto, by rodzaj wybranego do analizy modelu konstytutywnego gruntu był dostosowany do analizowanego problemu oraz rodzaju i stanu gruntu, przy dążeniu do zastosowania jak najprostszego modelu, z parametrami możliwymi do wyznaczenia dostępnymi metodami.

4. Koncepcja metody badawczej

4.1. Wstęp

Udowodnienie tez dysertacji zawartych na stronie 8 wymaga przeprowadzenia właściwego procesu doświadczalnego, umożliwiającego ocenę wpływu zbrojenia gruntu na zachowanie fundamentu bezpośredniego. Powinien on umożliwić dobór wymiarów modyfikowanej strefy, analizę wpływu rodzaju geomateriałów na parametry wzmocnienia a ostatecznie wykazanie, że przy użyciu dostępnego oprogramowania komputerowego możliwe jest zbudowanie rozsądnie prostego modelu odwzorowującego pracę tego układu.

Założono przeprowadzenie następującego ciągu doświadczeń:

- modelowe badania laboratoryjne umożliwiające sprawdzenie wpływu zbrojenia poduszki na nośność podłoża i osiadania fundamentu liniowego,
- modelowe badania polowe (w skali możliwie najbliższej naturalnej) w celu weryfikacji obserwacji z badań laboratoryjnych,
- analizę metodą elementów skończonych (MES) układu słabe podłoże – poduszka wzmocniona geomateracem przy wykorzystaniu wybranych modeli konstytutywnych opisujących: podłoże, geomaterac i fundament. Kalibracja modeli była prowadzona metodą analizy półwstecznej.

Kluczowymi dla analizy numerycznej były wyniki próbnego obciążenia podłoża wzmocnionego poduszką i geomateracem, przeprowadzone przez autora w laboratorium i w terenie (dla jednego wybranego przypadku).

W dalszej części rozdziału przybliżone zostały modele konstytutywne modelujące pracę gruntu, a następnie przedstawiono podstawowe informacje na temat ich kalibrowania.

4.2. Efekt skali

Doświadczenie, mające zweryfikować założenia teoretyczne lub dostarczyć danych do analizy danego problemu, najlepiej jest wykonać w skali rzeczywistej. Niestety, dla zagadnień geotechnicznych jest to postulat trudny do spełnienia, a czasami wręcz niemożliwy, gdyż nakłady czasu i środków w tej dziedzinie są szczególnie duże. Praktycznie, w skali rzeczywistej, wykonywane są próbne obciążenia pali fundamentowych i kotew gruntowych, zdecydowanie rzadziej próbne obciążenia fundamentów bezpośrednich.

Grunt poddawany próbnemu obciążeniu to najczęściej ośrodek naturalny, rzadziej modelowy. Fundamenty są zmniejszane z zachowaniem proporcji, przy czym często ich geometria ulega uproszczeniu (np. do formy prostopadłościanu).

Badania terenowe mają na celu pokazanie rzeczywistej reakcji podłoża na zadane obciążenia. Badania laboratoryjne, przeprowadzane zazwyczaj w skrzyni modelowej, służą określeniu wpływu izolowanego czynnika na ogólne zachowanie układu fundament – podłoże [76].

Ułatwienia uzyskane dzięki zmniejszeniu wymiarów fundamentu okupione są ograniczeniami wynikającymi z efektu skali. Jest tak, ponieważ odpowiedź podłoża gruntowego istotnie zależy od warunków brzegowych zadania oraz wymiarów geometrycznych posadowienia.

Bardzo istotnym ograniczeniem w tworzeniu laboratoryjnego, pomniejszonego modelu fizycznego, jest uwzględnienie siły ciężkości [74], [102]. Zgodnie z podsumowaniem Pieczyraka [76] dla dowolnego materiału podobieństwo nie jest możliwe, jeżeli nie weźmie się pod uwagę siły ciężkości i bezwładności. Zmniejszenie tych niedogodności możliwe jest przy budowie modelu w wirówce geotechnicznej. Urządzenia te umożliwiają wykonanie modelu i przeprowadzenie doświadczenia przy zmiennych, definiowanych przez badacza, warunkach ciążenia. Badania tego typu są wykonywane od lat trzydziestych XX wieku, choć teoretyczne założenia mają już ponad 150 lat [24], [89], [102]. Wirówki budowane obecnie są bardzo kosztowne, a przez to niewiele ośrodków naukowych jest w ich posiadaniu.

Zagadnienia geotechniczne modelowane w wirówkach najczęściej dotyczą analizy parć gruntu i wody na różnego rodzaju elementy oporowe. Rzadziej wykonywane są badania modelujące posadowienie bezpośrednie budowli (jak np. model krzywej wieży w Pizie [125]).

Publikowane wyniki badań gruntu wzmocnianego materiałami geosyntetycznymi ograniczały się do analizy wpływu zbrojenia na stateczność skarpy [91], względnie fundamentu liniowego posadowionego na zbrojonej geosyntetyką skarpie [106]. Autorowi nie są znane wyniki modelowania w wirówce zachowania fundamentu bezpośredniego na podłożu wzmocnionym geosyntetyką.

4.3. Podobieństwo modelowe

Prowadząc badania modelowe należy zadbać o zachowanie podobieństwa. Rozróżniamy podobieństwo geometryczne, fizyczne i czasu. Podobieństwo fizyczne to uogólnione podobieństwo geometryczne, natomiast podobieństwo czasu to stałość stosunków czasu, w których homologiczne punkty przebywają homologiczne odcinki dróg [76].

Rozpatrując układ FLT (siła, długość, czas), podstawowe skale podobieństwa to:

- skala sił

$$P_V = \frac{P_M}{P_P}, \quad (4.1)$$

- skala długości

$$L_V = \frac{L_M}{L_P}, \quad (4.2)$$

- skala czasu

$$t_V = \frac{t_M}{t_P}, \quad (4.3)$$

- skala odkształceń wynikająca ze skali długości

$$\varepsilon_V = \frac{\varepsilon_M}{\varepsilon_P}, \quad (4.4)$$

gdzie poszczególne indeksy oznaczają:

- V — skala podobieństwa danej wielkości,
- M — wielkość odnosząca się do modelu,
- P — wielkość odnosząca się do obiektu rzeczywistego (prototypu).

Z przytoczonych powyżej simpleksów (podstawowych skal podobieństwa) wynikają pochodne skale podobieństwa, spośród których najczęściej rozpatrywane to:

- podobieństwo powierzchni

$$A_V = L_V^2, \quad (4.5)$$

- podobieństwo objętości

$$V_V = L_V^3, \quad (4.6)$$

- podobieństwo prędkości

$$v_V = L_V \cdot t_V^{-1}, \quad (4.7)$$

- podobieństwo naprężeń

$$\sigma_V = P_V \cdot L_V^{-2}, \quad (4.8)$$

Zachowanie w badaniach podobieństwa fizycznego obejmuje charakterystyki materiałowe, które w układzie jednostek odpowiadają stałym fizycznym [76]. Najczęściej są to stałe materiałowe takie jak: gęstość, ciężar objętościowy, moduł sprężystości. Współczynnik Poissona, jako wielkość bezwymiarowa, sam stanowi kryterium podobieństwa.

Chcąc zachować ściśle podobieństwo fizyczne, konieczne jest zachowanie wszystkich simpleksów wielkości fizycznych równych jeden. Zatem w przypadku zastosowania do budowy modelu tego samego materiału, co do budowy prototypu, aby zachować skalę podobieństwa, należałoby model wykonać w skali naturalnej. Zmniejszając geometrię modelu, należy proporcjonalnie zmienić parametry fizyczne materiału użytego do jego budowy. Prawo to dotyczy nie tylko materiału fundamentu, ale przede wszystkim materiałów użytych do budowy gruntu oraz zbrojenia. Niestety, postulat ten w ramach środków którymi dysponował autor był niemożliwy do spełnienia. Stąd uzyskane przez niego wyniki mają charakter jakościowy, a nie ilościowy.

4.4. Krótki przegląd modeli konstytutywnych

Model jest to sztuczny twór oddający rzeczywiste zachowanie się, niejednokrotnie w uproszczeniu, materiału lub zjawiska. Umożliwia on analizę realnych zagadnień. *Modelowanie* to wszystkie czynności służące zbudowaniu modelu [122].

Modelowanie gruntu sięga XIX wieku. Wybór konkretnego spośród szerokiej grupy modeli (m. in. sprężyste, sprężysto–plastyczne, hiposprężyste i hipoplastyczne [41]) zależy od wielu czynników, a mianowicie od rodzaju i stopnia prekonsolidacji gruntu, charakteru obciążeń, zagadnienia geotechnicznego. Im jednak bardziej skomplikowany model, tym

większa liczba parametrów, trudnych do zinterpretowania. Stąd też coraz częściej przy rozwiązywaniu trudnych zagadnień geotechnicznych, zgodnie z postulatem ESE (Experimental Soil Engineering [31]), wykorzystuje się możliwie proste modele, kładąc nacisk na poprawność w doborze parametrów modelu.

W naszym przypadku, tj. przy analizie układu słabe podłoże wzmocnione poduszką i geomateracem, gdzie wszystkie grunty są grubookruchowe, powyżej zwierciadła wód gruntowych lub w stanie powietrzno – suchym (w badaniach laboratoryjnych), wystarczającym będzie zastosowanie następujących modeli obliczeniowych:

- podłoże słabe, silnie odkształcalne, słabo skonsolidowane, oraz geomaterac (wypełnienie) zbudowany z materiału grubookruchowego, charakteryzujący się małą ściśliwością — model sprężysto–idealnie plastyczny z powierzchnią ograniczającą Coulomba–Mohra,
- fundament — model liniowo sprężysty,
- geosyntetyki — model liniowo sprężystej izotropowej membrany.

4.4.1. Model liniowo sprężysty

Zastosowanie tego modelu skutkuje przyjęciem danego obszaru jako ciągłego, jednorodnego i izotropowego ciała stałego. Równanie konstytutywne ma postać:

$$\sigma = \mathbf{D} \cdot \epsilon \quad (4.9)$$

gdzie: σ , ϵ są bieżącymi wektorami naprężenia i odkształcenia, \mathbf{D} jest macierzą sprężystości, a związek (4.9) ma również postać odwrotną.

Macierz sprężystości \mathbf{D} definiuje się jako:

$$\mathbf{D} = \frac{E}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)} \begin{bmatrix} 1 - \nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ & 1 - \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 - \nu & 0 & 0 & 0 \\ (sym) & & & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ & & & & & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K + \frac{4G}{3} & K - \frac{2G}{3} & K - \frac{2G}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & K + \frac{4G}{3} & K - \frac{2G}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & & K + \frac{4G}{3} & 0 & 0 & 0 \\ (sym) & & & G & 0 & 0 \\ & & & & G & 0 \\ & & & & & G \end{bmatrix} \quad (4.10)$$

Pierwsza postać, zawierająca moduł sprężystości E oraz wskaźnik Poissona ν , jest najczęściej używana w praktyce, choć nie jest najszcześliwsza w odniesieniu do zagadnień geotechnicznych. Znacznie lepsza jest druga, z wykorzystaniem modułu ścinania G i modułu

ściślności K. Podyktowane jest to tym, że niemożliwe jest uzyskanie w gruncie jednoosiowego stanu naprężenia, koniecznego wg definicji do określenia modułu sprężystości E i ν [114].

4.4.2. Modele sprężysto–idealnie plastyczne

Obserwując zachowanie gruntów pod obciążeniem zauważono, że większość odkształceń tego medium to odkształcenia nieodwracalne, plastyczne. Pojawiają się one już od bardzo małych odkształceń całkowitych (rzędu $\epsilon = 10^{-6} \div 10^{-5}$) i dominują do momentu zniszczenia (najczęściej uplastycznienia pewnej części podłoża). Stąd przesłanki do stworzenia modelu sprężysto–idealnie plastycznego.

Bezpośrednio z tą klasą modeli skojarzone jest pojęcie powierzchni charakterystycznych możliwych do wyznaczenia w przestrzeni naprężeń. Reprezentują one pewne powierzchnie, po osiągnięciu których, przez naprężenie efektywne, znacząco zmienia się zachowanie materiału. Można wyróżnić powierzchnię plastyczności, ograniczającą i powierzchnię stanu granicznego.

Przez ścieżkę naprężenia rozumiemy ciągłą, niekoniecznie gładką linię reprezentującą w danej przestrzeni zmiany stanu naprężenia, które miały miejsce w punkcie obciążonego ciała od początku procesu do chwili bieżącej. [41]

Poruszanie się naprężenia efektywnego wewnątrz powierzchni plastyczności, odpowiada sprężystemu zachowaniu rozpatrywanego materiału. Dotarcie do niej ścieżki naprężenia, powoduje powstanie odkształceń plastycznych. Po odciążeniu i powtórny obciążeniu rejestrowane będą znowu odkształcenia sprężyste.

Powierzchnia ograniczająca rozdziela strefę naprężeń pierwotnych od wtórnych. Wyjście poza nią skutkować będzie drastycznym zmniejszeniem sztywności, co jest charakterystyczne dla pierwszego obciążenia gruntu.

Powierzchnia stanu granicznego określa nieprzekraczalną granicę, po osiągnięciu której rozpatrywany materiał dozna nieograniczonych odkształceń plastycznych.

W klasie modeli sprężysto–idealnie plastycznych powierzchnia plastyczności zajmuje w przestrzeni naprężeń efektywnych stałe położenie, opisane warunkiem plastyczności

$$F(\sigma') = 0. \quad (4.11)$$

Powierzchnia plastyczności $F(\sigma') = 0$ (gdzie $F(\sigma')$ jest skalarową funkcją wektora naprężenia efektywnego, zwaną funkcją płynięcia) pokrywa się zarówno z powierzchnią stanu granicznego, jak i z powierzchnią ograniczającą (np. powierzchnia Coulomba–Mohra, Druckera–Pragera).

Oznacza to, że kiedy ścieżka naprężenia efektywnego dochodzi do niej następuje jednocześnie wyjście ze stanu odprężonego i uplastycznienie, równoznaczne z idealnym płynięciem. W obszarze wewnątrz powierzchni plastyczności materiał zachowuje się sprężysto. [41]

Możliwe są dowolne, niewklęsłe powierzchnie charakterystyczne, włącznie z niegładkimi

(np. powierzchnia Tresci). Ogólniej, mogą to być kombinacje skończonej liczby różnych powierzchni gładkich, zawierające krawędzie, niekiedy także naroża plastyczne [57].

Na rys. 4.1 przedstawiono podstawowe, izotropowe powierzchnie ograniczające Von Misesa, Druckera–Pragera, Tresci i Coulomba–Mohra.

Model Coulomba–Mohra

Do podstawowych modeli konstytutywnych implementowanych w programach przeznaczonych do rozwiązywania zadań początkowo–brzegowych geotechniki należą sprężysto–idealnie plastyczne modele z powierzchnią ograniczającą Druckera–Pragera oraz Coulomba–Mohra. Popularność w programach tego pierwszego powoduje, że jest on bardzo często wykorzystywany do analiz. Jak wykazali Cudny i Binder [25] stosowanie modelu Druckera–Pragera powinno być jednak ostrożne, ponieważ prowadzi do dużych zakłamań wyników wynikających z braku korelacji między kątem tarcia wewnętrznego i parametrami wytrzymałościowymi. Błąd jest tym wyższy, im większą wartość ma kąt tarcia wewnętrznego gruntu. Twierdzą oni [25], że zdecydowanie bliższe rzeczywistości wyniki uzyskuje się z wykorzystaniem modelu Coulomba–Mohra.

Równanie powierzchni plastyczności modelu Coulomba–Mohra jest następujące:

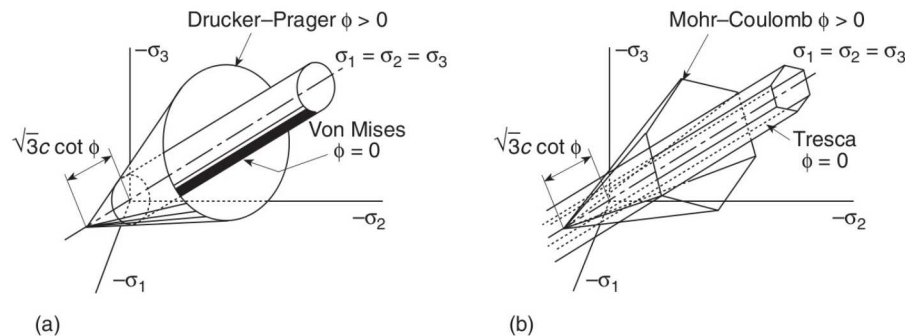
$$F = \frac{1}{3}I_1 \sin\phi + \sqrt{J_2}(\cos\phi - \frac{1}{\sqrt{3}}\sin\phi\sin\theta) - c\cos\phi = 0. \quad (4.12)$$

Równanie powierzchni potencjału:

$$Q = \frac{1}{3}I_1 \sin\psi + \sqrt{J_2}(\cos\theta\frac{1}{\sqrt{3}}\sin\psi\sin\theta)c\cos\psi = 0. \quad (4.13)$$

4.5. Kalibracja modeli

Kalibrowanie modelu konstytutywnego, to taki dobór jego parametrów, by teoretyczna odpowiedź modelu była najlepiej dopasowana do wyników przeprowadzonego doświadczenia lub pomiaru z monitoringu [21]. Rozróżnia się kalibrację lokalną oraz globalną [40], [42].



Rys. 4.1. Izotropowe powierzchnie plastyczności w przestrzeni głównych naprężeń: a) Von Misesa i Druckera–Pragera; b) Tresci i Coulomba–Mohra. Źródło: [133].

Kalibracja lokalna polega na dopasowaniu parametrów modelu konstytutywnego w otoczeniu punktu, w kontrolowanych warunkach naprężenia i odkształcenia. Przeprowadza się ją przeważnie w oparciu o wyniki klasycznych badań trójosiowych lub zaawansowanych trójosiowych (z lokalnym pomiarem odkształceń i uwzględnieniem ścieżki obciążenia). Uzyskane w ten sposób wyniki następnie są uogólniane na większe otoczenie punktu (podłoża) z którego pobrano próbkę.

Kalibracja globalna jest prowadzona na podstawie pomiarów z modelu (bądź budowli) w skali naturalnej, współpracującego z rzeczywistym gruntem. Dane wyjściowe do kalibracji w tym wypadku pochodzą np. z pomiarów przemieszczeń fundamentu, monitoringu obiektu istniejącego itp. Tak uzyskane wyniki są podstawą do przeprowadzenia analizy wstecznej np. przy użyciu metod numerycznych, gdzie odwzorowane są wymiary modelu (budowli) wraz z współpracującym z nim podłożem, a określa się parametry modelu podłoża.

Parametry modelu konstytutywnego gruntu zależą między innymi od bieżącego stanu fizycznego, historii naprężenia lub odkształcenia i czasu [76]. Wszystkie te aspekty muszą więc być zawarte w procesie kalibracji modelu.

Połączenie metody globalnej i lokalnej nazywane jest analizą półwsteczną [53]. Polega ono na wyznaczeniu części parametrów modelu z badań laboratoryjnych, pozostałe zaś z analizy wstecznej.

Do optymalizacji zadań geotechnicznych przeważnie stosuje się metody poszukiwań bezpośrednich, wśród których można wyróżnić [21], [60] m. in: metodę heurystyczną, systematycznego przeszukiwania, Monte Carlo, algorytmów genetycznych. Spośród tutaj wymienionych, szczególnie popularna jest metoda heurystyczna, która polega na sterowanym przez badacza procesie optymalizacji. Analizuje on uzyskaną np. z analizy MES zależność obciążenie–osiadanie i w zależności od uzyskanych różnic w stosunku do zależności wzorcowej (uzyskanej np. z próbnego obciążenia, rejestracji osiadań itp.), podejmuje decyzję co do kierunku zmiany wybranych parametrów. Metoda ta nie posiada skomplikowanej podbudowy matematycznej, ale jest efektywna i w oparciu o wiedzę geotechniczną badacza potrafi szybko dostarczyć satysfakcjonujące wyniki. Z powodzeniem tą metodę stosowali m.in.: Biały [15], Bzówka [21], Kawalec [53], Kwiecień [63], Pieczyrak [76], Siemińska–Lewandowska [105].

Szczególnie popularnym kryterium optymalizacji jest metoda najmniejszych kwadratów, która charakteryzuje się prostym algorytmem. Podczas procesu optymalizacji dążymy, by dla wszystkich n punktów wykresu rozproszonego funkcja 4.14 osiągnęła minimum. Warunek ten można zapisać następująco:

$$\sum_{i=1}^n (s_i^T - s_i^E)^2 = \min \quad (4.14)$$

gdzie:

n — liczba stopni obciążenia,

s_i^T — wartości pomiarów ($i = 1, \dots, n$) uzyskanych z analizy numerycznej (teoretycz-

nych),

s_i^E — wartości pomiarów ($i = 1, \dots, n$) uzyskanych z pomiarów rzeczywistych (eksperymentalnych).

Praktyczną miarą dobrego dopasowania krzywej teoretycznej do krzywej eksperymentalnej może być zmodyfikowany współczynnik determinacji [76]:

$$R^2 = 1 - \frac{\sum (s_i^E - s_i^T)^2}{\sum (s_i^E)^2 - \frac{(\sum s_i^E)^2}{n}} \quad (4.15)$$

Im bliższa jedności jest wartość tego współczynnika, tym lepiej jest dopasowana krzywa teoretyczna do eksperymentalnej. Jak udowodnił Pieczyrak [76], oprócz spełnienia tego warunku, konieczna jest obserwacja jakości dopasowania krzywej teoretycznej w stosunku do krzywej eksperymentalnej. Należy dążyć do sytuacji, by krzywa teoretyczna pokrywała się z eksperymentalną, bądź przynajmniej była do niej równoległa.

Prezentowana praca zawiera analizę MES dwóch układów. Pierwszy, to zadanie zrealizowane w laboratorium, tj. badanie w skrzyni modelowej. Drugi przypadek, to analiza wsteczna próbnego obciążenia zrealizowanego *in situ*. Ze względu na charakter użytych (w badaniu laboratoryjnym) oraz zalegających *in situ* gruntów, niemożliwe były do przeprowadzenia badania laboratoryjne celem wyznaczenia wszystkich niezbędnych parametrów. Stąd obie analizy wsteczne mają charakter analiz globalnych, przy zastosowaniu metody heurystycznej do określenia parametrów modeli. Jako kryterium najlepszego odwzorowania w analizie MES, przyjęto zmodyfikowany współczynnik determinacji R^2 .

5. Badania modelowe

Wzmocnienie podłoża pod fundamentem bezpośrednim może być realizowane w różnorodny sposób. Jednym z nich jest zastosowanie poduszek wzmacniających oraz poduszek wzmacniających zbrojonych zarówno materiałami metalowymi jak i syntetycznymi, z różnych względów obecnie dominującymi.

Zbrojenie może być wykonane jako owinięcie materiału budującego poduszkę, jak i ułożenie w przestrzeni poduszki w postaci niezwiązanych wkładek, umieszczonych w kilku lub jednym poziomie, tworząc w ten sposób element nazywany materacem lub geomateracem [20].

Podjęte i opisane poniżej badania laboratoryjne i terenowe miały za zadanie wykazać słuszność przedstawionych na początku rozprawy tez, a dotyczących z jednej strony skuteczności wzmocnienia podłoża geosyntetykami, a z drugiej, istotnego wpływu współpracy gruntu i geosyntetyku na wspomnianą skuteczność.

Wybrane wyniki przeprowadzonych eksperymentów posłużyły autorowi do udowodnienia zasadniczej tezy rozprawy, która przypomnijmy brzmi: *”Zastosowanie poduszki i materaca w sposób istotny zwiększa nośność podłoża gruntowego i redukuje osiadania fundamentu.”*

5.1. Badania laboratoryjne

5.1.1. Badania wstępne

Badania wykonane zostały w średniowymiarowej skrzyni badawczej o wymiarach 1.0 x 1.0 x 1.0 m z wykorzystaniem elementów modelujących fundament i podłoże gruntowe, oraz odpowiednio zbudowanego układu obciążającego i układu pomiarowego.

Ścianki skrzyni o stalowym szkielecie stanowiły płyty z pleksiglasu o grubości 20 mm, a dodatkowe usztywnienia ścian oraz spodu skrzyni praktycznie wyeliminowały możliwość ich odkształceń. Na spodzie skrzyni ułożono 300 mm płukanego żwiru (MGr), w trzech warstwach (po 100 mm), przy dokładnym zagęszczaniu każdej z nich ciężkim ubijakiem. Ponieważ element ten stanowił jedynie małodkształcalne wypełnienie, nie określano jego stopnia zagęszczenia ani parametrów fizycznych i mechanicznych. Słaby grunt był modelowany równoziarnistym piaskiem drobnym (FSa), o wskaźniku jednorodności uziarnienia $C_U = 2,42$, $w_{opt} = 10,47\%$, $\rho_{ds} = 1,57 \frac{g}{cm^3}$ sypanym ręcznie z pojemnika, ze stałej wysokości ($h = 100 \text{ mm}$). W efekcie był on w stanie luźnym $I_D = 0,06$ (6% bardzo luźnym wg. EN-ISO 14688-2 [86]). Wartość tą obliczono według wzoru 5.1 zgodnie z normą PN-88/B-04481 [83], gdzie dane potrzebne do wyznaczenia stopnia zagęszczenia (porowatość maksymalną i minimalną) uzyskano w badaniu w cylindrze (zagęszczając piasek widelkami wibracyjnymi), gęstość objętościową piasku w skrzyni określono ważąc wszystkie jego zasypy (z uwzględnieniem wilgotności naturalnej gruntu, tj. w stanie powietrzno suchym) oraz mierząc objętość uformowanego z nich podłoża.

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (5.1)$$

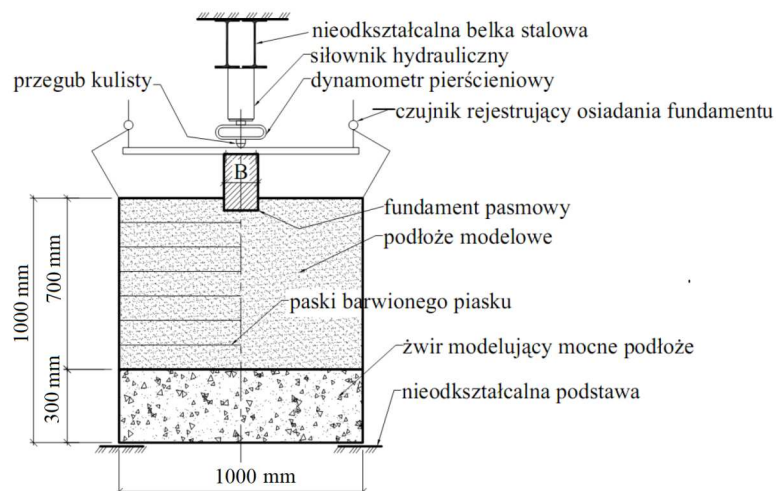
Pomiędzy warstwę żwiru a piasku ułożono przekładkę z geomembrany, mającą na celu zapobieżenie przenikaniu ziaren piasku w żwir. Po zakończeniu każdego z badań, ze skrzyni były usuwane wszystkie warstwy za wyjątkiem odseparowanego żwiru znajdującego się na jej spodzie, oraz w kolejnym badaniu odbudowywane wg tych samych zasad. Poduszka była formowana z równoziarnistego piasku grubego (CSa), o $C_U = 1,49$, $w_{opt} = 8,09\%$, $I_D = 8\%$ $\rho_{ds} = 1,78 \frac{g}{cm^3}$. Do wykonania geomateraca wykorzystano natomiast kruszywo łamane, bazaltowe o wskaźniku $C_U = 2,52$, frakcji $2 \div 8 \text{ mm}$, $I_D = 65\%$, $w_{opt} = 5,13\%$, $\rho_{ds} = 1,92 \frac{g}{cm^3}$ oraz geotkaninę poliestrową o wytrzymałości doraźnej $70/70 \text{ kN/m}$. Fundament pasmowy modelowany był drewnianym podkładem kolejowym o przekroju poprzecznym $140 \times 230 \text{ mm}$, przy czym za szerokość B przyjęto 140 mm . Powierzchnia fundamentu nie była dodatkowo uszorstkowiana, miała fakturę nieheblowanego drewna. Parametry fizyczne i mechaniczne gruntów użytych do badań zawiera tabela 5.1, a parametry wytrzymałościowe podawane przez producenta geosyntetyku [33] zawarto w tabeli 5.2. Należy tutaj wyjaśnić, że parametry gruntów użytych do badania określono zgodnie z normą PN-88/B-04481 [83]. Przytoczoną spójność gruntu formującego geomaterac należy uznać za spójność pozorną, która pojawia się przy badaniu gruntów ostrokrawędzistych w aparacie bezpośredniego ścinania (badanie przeprowadzono w skrzynce o wymiarach $100 \times 100 \text{ mm}$ przy zastosowaniu ramek dystansowych).

W skład układu obciążającego wchodził siłownik hydrauliczny sterowany ręcznie o zakresie do 150 kN oraz dynamometr pierścieniowy o zakresie pomiarowym 100 kN . Siłownik był podwieszony pod belką stalową do stropu dużych sił. Pomiędzy fundamentem, wykonanym z belki drewnianej, a dynamometrem pierścieniowym, ułożono płytkę stalową grubości 20 mm i powierzchni około 300 cm^2 , mającą na celu rozłożenie obciążenia na większą powierzchnię fundamentu. Dodatkowo też zainstalowano przegub kulisty zapewniający swobodę ruchu fundamentu. Układ do pomiaru osiadań fundamentu złożony był z kątowników przymocowanych do fundamentu na jego końcach oraz opierających się na nich czterech elektronicznych czujnikach przemieszczeń o dokładności odczytu $0,01 \text{ mm}$ i zakresie pomiarowym do 150 mm . Przemieszczenia gruntu pod fundamentem były rejestrowane również fotograficznie, co było ułatwione przez usypanie przy czołowej szybie

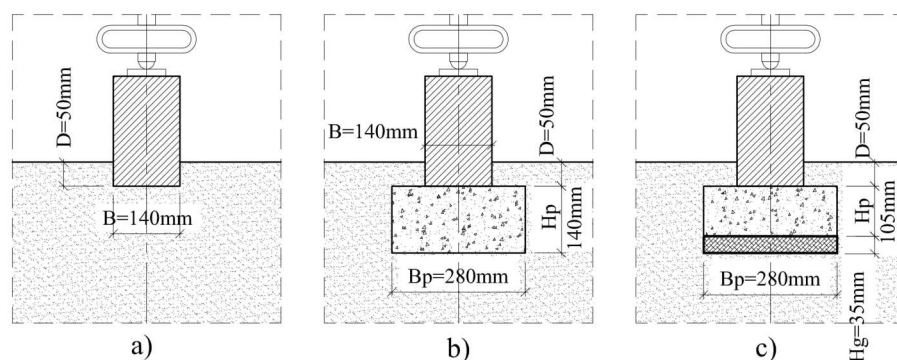
Rodzaj gruntu	Modeluje	ϕ [°]	c [kPa]	I_D [%]	C_U [-]	w_{opt} [%]	ρ_{ds} [$\frac{g}{cm^3}$]
piasek drobny (FSa)	słabe podłoże	31	0	6(*)	2,42	10,47	1,57
piasek gruby (CSa)	poduszkę	33	0	8(*)	1,49	8,09	1,67
kruszywo bazaltowe	geomaterac	43	54	65	2,52	5,13	1,92

Tab. 5.1. Podstawowe parametry gruntów wykorzystanych do badań uzyskane z oznaczenia w aparacie bezpośredniego ścinania, przy zastosowaniu skrzynki 60 mm dla piasku drobnego i średniego, oraz skrzynki 100 mm i ramek dystansowych dla grysłu bazaltowego, analizy sitowej oraz aparatu Proctora wg PN-88/B-04481. (*) oznacza wartość odtworzoną przed badaniem zgodnie z procedurą budowy modelu — sposób zagęszczenia gruntu w skrzynce aparatu przed badaniem zgodny ze sposobem zagęszczania materiału w skrzyni.

cienkich warstw z barwionego na ciemno piasku. Schemat stanowiska badawczego został przedstawiony na rysunku 5.1.



Rys. 5.1. Schemat stanowiska badawczego.



Rys. 5.2. Schematy poszczególnych modeli fundamentów: a) – fundament bez wzmocnienia (model 1); b) – fundament na poduszce (model 2); c) – fundament na poduszce i geomateracu (model 3).

Łącznie wykonane zostały trzy badania modelowe (1, 2, 3). Zachowano w nich te same warunki wyjściowe obejmujące: sposób przygotowania stanowiska, rodzaj gruntu, sposób układania warstw, sposób i energię zagęszczenia podłoża, układ obciążający i układ pomiarowy oraz stopnie obciążenia.

W badaniu pierwszym (model 1) zasadniczą część skrzyni wypełniał piasek drobny, w drugim (model 2) w obszarze zasypu z piasku drobnego wykonano poduszkę z piasku grubego o szerokości $2B = 280 \text{ mm}$ i wysokości $H = B = 140 \text{ mm}$, natomiast w badaniu trzecim (model 3), w warstwie spągowej poduszki, umieszczono geomaterac o wysokości $B/4$, czyli 35 mm . Wymiary poduszki i geomateraca były dostosowane do zaleceń zawartych w monografii Sękowskiego [114], a dodatkowo potwierdzone wstępnymi badaniami numerycznymi wykonanymi przez autora [115]. Schematy przebadanych modeli zostały umieszczone na rys. 5.2, a zdjęcie przygotowanego do obciążenia modelu 3 na rys. 5.3.

Jak wspomniano wcześniej, aby zachować jak najlepszą powtarzalność modelu, po

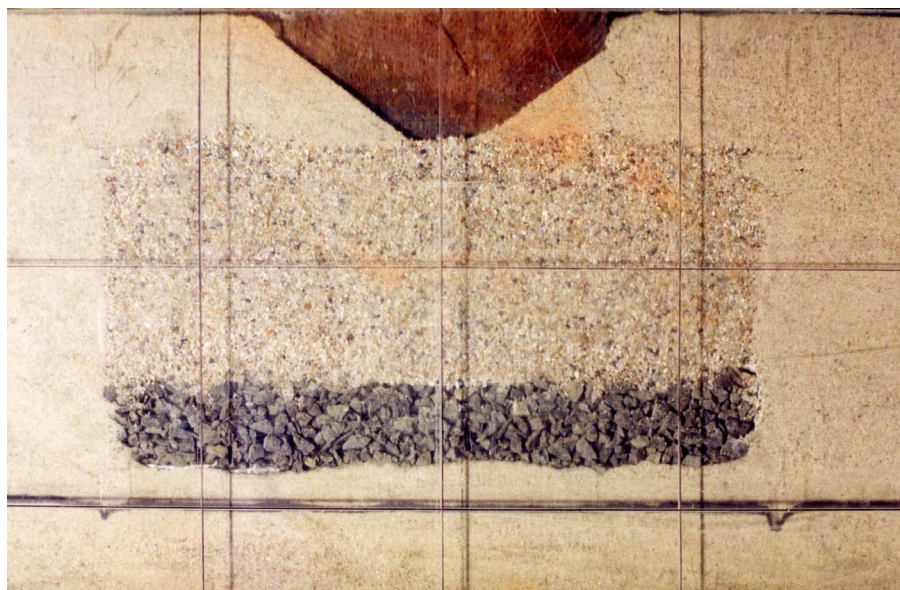
Nominalna wytrzymałość na rozciąganie	[kN/m]
– wzdłuż	80 (-10)
– w poprzek	80 (-10)
Wydłużenie przy obciążeniu maksymalnym	[%]
– wzdłuż	11 (2)
– w poprzek	11 (2)
Siła przenoszona przy wydłużeniu 2%	[kN/m]
– wzdłuż	> 14
– w poprzek	> 13
Siła przenoszona przy wydłużeniu 3%	[kN/m]
– wzdłuż	> 21
– w poprzek	> 19
Siła przenoszona przy wydłużeniu 5%	[kN/m]
– wzdłuż	> 35
– w poprzek	> 30

Tab. 5.2. Podstawowe parametry mechaniczne geotkaniny (dane deklarowane przez producenta geosyntetyku [33]).

ukończeniu próbnego obciążenia usuwano ze skrzyni cały grunt do poziomu membrany oddzielającej warstwę żwiru od piasku drobnego, a następnie odbudowywano go zgodnie z poniższymi zasadami:

- grunt słaby odbudowywano warstwami o miąższości 100 mm wykorzystując linie naniesione na płytę czołową skrzyni,
- po ułożeniu danej warstwy formowano warstwę z barwionego na ciemno piasku w rejonie przedniej szyby,
- grunt przenoszono w pojemniku o tej samej pojemności, wypełniając go w miarę możliwości w podobnym zakresie,
- zachowywano jednakową wysokość zrzutu gruntu do skrzyni w każdym etapie budowy podłoża.

Dodatkowo, podczas formowania poduszki w badaniu 2 i 3 zwrócono szczególną uwagę, by nie dogęszczać gruntu słabego, położonego poniżej, co mogłoby spowodować istotną różnicę modelową. Dlatego zdecydowano się na zagęszczanie statyczne warstw poduszki, tj. do poziomu $I_D = 8\%$, wartość tą obliczono analogicznie jak dla materiału zasypowego/piasku drobnego; autor zdaje sobie sprawę z niedokładności obliczeń ze względu na prawdopodobny błąd pomiaru objętości wykonanej wymiany/poduszki w skrzyni). W trzecim badaniu materiał geomateraca został zagęszczony w wysokim stopniu ($I_D = 65\%$) obliczone analogicznie jak wcześniej) ze względu na przyjętą, identyczną jak dla poduszki, metodę zagęszczenia zastosowaną na znacznie cieńszej warstwie gruntu. Słaby grunt zalegający pod geomateracem nie został jednak znacząco dogęszczony, o czym świadczy zanotowany



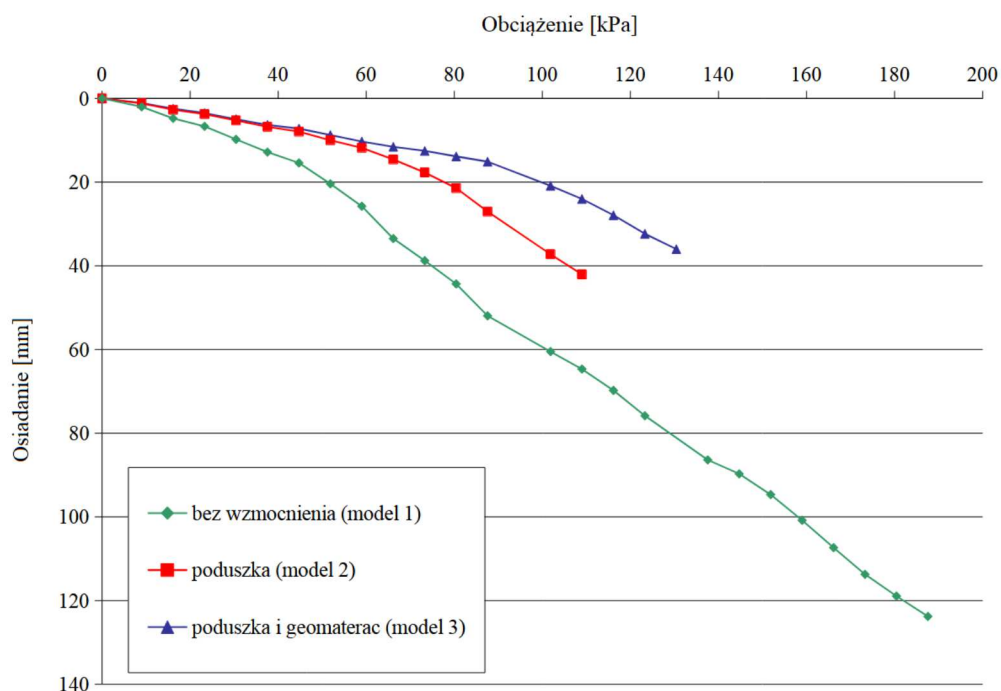
Rys. 5.3. Model 3, wzmocnienie posadowienia fundamentu poduszką i geomateracem, stanowi-
sko przygotowane do badań. Widoczne materiały użyte do realizacji badania, siatka
o boku $100 \times 100 \text{ mm}$ naniesiona na przedniej ścianie skrzyni, linia barwionego piasku
na głębokości 200 mm , fragmentarycznie widoczna geotkanina poliestrowa modelująca
geosyntetyk owinięta wokół ciemnego kruszywa bazaltowego — wypełnienia geomate-
raca.

w dokumentacji fotograficznej brak osiadań warstw niższych (pasków barwionego piasku — patrz rys. 5.3).

Formowanie geomateraca rozpoczęto od ułożenia pasa geotkaniny na tyle szerokiej, by możliwe było całkowite owinięcie kruszywa bazaltowego wraz z niezbędnym zakładem. Następnie rozścielono warstwę wspomnianego kruszywa bazaltowego, po którego zagęszczeniu naciągnięto geotkaninę, a potem zaszpilowano ją przy pomocy sześciu odcinków drutu stalowego średnicy 1 mm uformowanego w kształcie litery U, każdy o długości 50 do 60 mm .

Po wykonaniu odpowiedniego modelu, zawierającego w sobie właściwe warstwy gruntu słabego, poduszki i zbrojonego geomateraca, instalowano układ obciążający oraz układ rejestrujący wyniki przemieszczeń fundamentu. Stan taki traktowany był jako zerowy i do niego odnoszono późniejsze wyniki badań. Obciążenie było przykładane stopniowo, co 1 kN , przy czym przejście do następnego progu obciążenia następowało dopiero po ustaleniu osiadań fundamentu (przy stałym poziomie naprężeń). Jako ustabilizowane osiadania przyjmowano brak ich przyrostu w czasie 30 sekund, praktycznie przy dokładności pomiaru tychże równej $0,01 \text{ mm}$. Badania zostały przeprowadzone do możliwego zakresu generowania obciążeń lub zniszczenia modelu. Model 1, tj. fundament posadowiony na słabym podłożu doznał zniszczenia w formie przebicia (pomiar zakończono na osiadaniach rzędu 128 mm ze względu na osiągnięcie limitu wysuwu tłoka siłownika). Generowane obciążenia powodowały niemal równomierne wciskanie fundamentu w podłoże, z równoczesnym wyparciem gruntu na obie jego strony. Realizacja obciążeń w modelu drugim i trzecim doprowadziła do utraty stateczności zanotowanej jako obrót — poślizg wywołany wyparciem

gruntu z jednej strony fundamentu.



Rys. 5.4. Wykres zależności obciążenie—osiadanie uzyskany w badaniach wstępnych, dla $I_D = 6\%$ słabego gruntu.

Najbardziej widocznym efektem uzyskanym z przedstawionych powyżej badań jest zmniejszenie osiadań fundamentu przy tym samym poziomie naprężeń. Zostało to przedstawione na rys. 5.4, na którym w układzie naprężenia—osiadania przedstawiono uzyskane wyniki dla poszczególnych modeli. Przyrost osiadań fundamentu bez wzmocnienia ma od pewnego poziomu naprężeń (ok. $\sigma = 50 \text{ kPa}$) charakter zbliżony do liniowego, najprawdopodobniej dzięki symetrycznemu obciążeniu oraz niemal jednorodnej budowie podłoża słabego. Uzyskano efekt utraty nośności gruntu pod fundamentem, bez widocznego obrotu jego bryły (zniszczenie na skutek przebicia lub wypierania). Biorąc pod uwagę, że szerokość fundamentu wynosi $B = 140 \text{ mm}$, a zarejestrowane osiadania $s = 128 \text{ mm}$ odpowiadają niemal tej wartości, nie sposób uznać stanu w jakim się fundament znajdował za stateczny. Przyjmując jako graniczną dopuszczalną wartość naprężeń $\sigma = 102 \text{ kPa}$, odpowiadającą niemal obciążeniu przy którym nastąpiło wyparcie gruntu i utrata stateczności w modelu 2 (przy $\sigma > 109 \text{ kPa}$), otrzymujemy przemieszczenia fundamentu $s = 60,5 \text{ mm}$ dla modelu 1, oraz $s = 37,23 \text{ mm}$ i $s = 20,87 \text{ mm}$ odpowiednio dla modelu 2 i 3. Przyjmując za 100% osiadania na podłożu niewzmocnionym (model 1), otrzymujemy redukcję osiadań modelu 2 o 38%, a w modelu 3, wzmocnionym poduszką i materacem, odpowiednio o 65%.

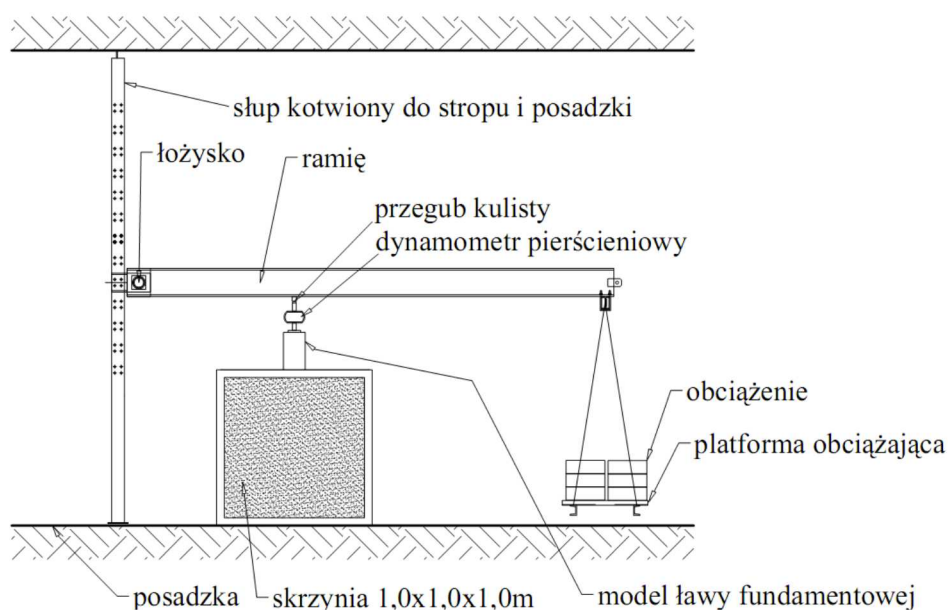
5.1.2. Badania na zmodyfikowanym stanowisku

Uzyskane w pierwszej fazie wyniki badań laboratoryjnych potwierdziły słuszność tezy, że zastosowanie zbrojenia geosyntetycznego w spągowej części poduszki istotnie wzmacnia podłoże gruntowe oraz redukuje osiadania fundamentu. Ograniczenia spowodowane

sposobem przykładania obciążeń, a szczególnie skokowy charakter wymuszeń wywoływany ręczną pompą siłownika hydraulicznego, w sposób istotny mogły wpływać na przebieg badań. Świadczyły o tym nagłe odgłosy przesuwania się ziarn gruntu w trakcie zagłębiania się fundamentu w podłoże podczas realizacji obciążenia, pomimo, jak tylko to było możliwe, delikatnego i wolnego podpompowywania oleju w siłowniku. Również niezwykle trudne było utrzymywanie stałego poziomu naprężeń, gdyż w miarę osiadania fundamentu po jego obciążeniu, jednocześnie obniżała się wartość wymuszonej siły. Stąd konieczne było w każdym kroku obciążenia uważne i długotrwałe kontrolowanie nacisku siłownika na fundament.

Wyeliminowanie powyższych ograniczeń było podstawą przesłanki do modernizacji stanowiska laboratoryjnego. Zasadniczym założeniem było grawitacyjne wymuszanie obciążeń. Autor zaprojektował układ dźwigni z podwieszonym obciążeniem, o przełożeniu 1:3, montowany do stropu i posadzki pomieszczenia laboratorium. Schemat konstrukcyjny zmodyfikowanego stanowiska przedstawiony został na rysunku 5.5, a fotografie kluczowych elementów na rys. 5.6.

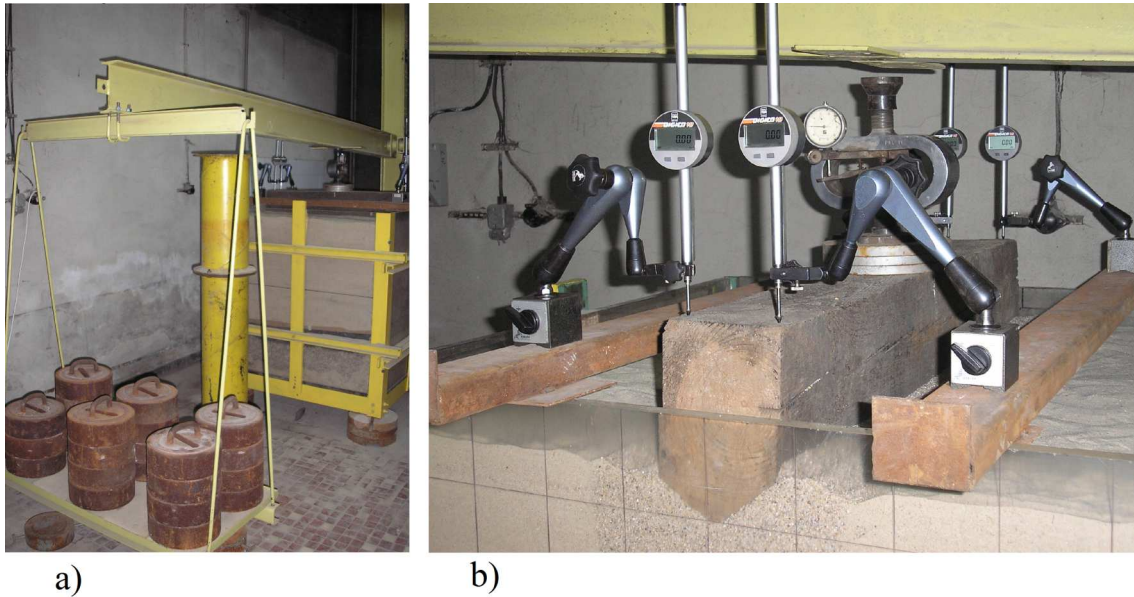
Podstawą zmodyfikowanego stanowiska pozostała skrzynia modelowa o wymiarach 1,0 x 1,0 x 1,0 m, użyta w pierwszej serii badań. Niezmieniony został również model fundamentu liniowego, oraz wszystkie rodzaje kruszyw wcześniej użyte.



Rys. 5.5. Schemat zmodyfikowanego stanowiska badawczego.

Konstrukcja została wykonana wg projektu opracowanego przez autora, w specjalistycznym zakładzie produkcji konstrukcji stalowych. Po dostarczeniu gotowego urządzenia i jego zmontowaniu, przeprowadzono sześć badań modelowych (model 4 — 9).

Obciążenie realizowane było poprzez ustawianie na platformie metalowych obciążników o masie jednostkowej 25 kg, co generowało po zwielokrotnieniu przez ramię, obciążenie fundamentu siłą rzędu 750 N. Pomiędzy ramieniem obciążającym a fundamentem został umieszczony siłomierz pierścieniowy o zakresie pomiarowym do 100 kN. Siła przekazywana



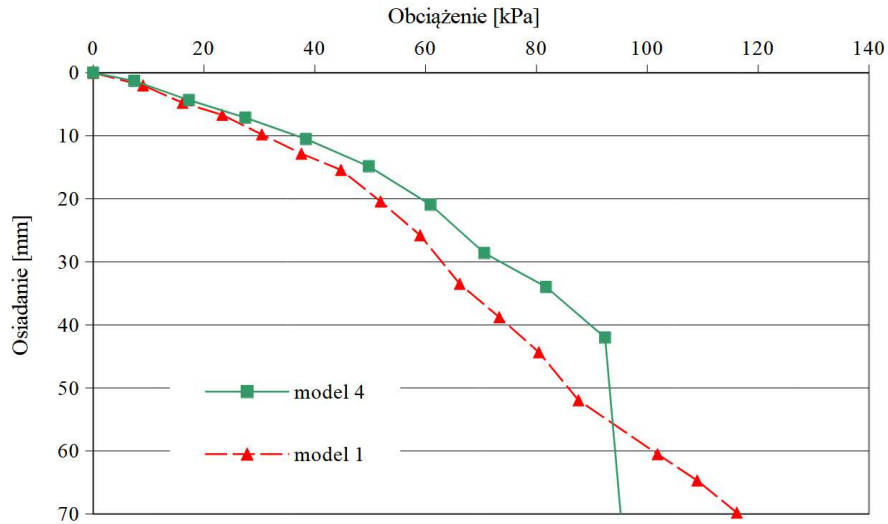
Rys. 5.6. Widok na stanowisko modelowe po modyfikacji: a) — wieszak z widocznymi obciążnikami, na drugim planie skrzynia badawcza; b) — fundament, siłomierz, czujniki przemieszczeń przygotowane do obciążenia.

była przez przegub kulowy, przez co zapewniono osiowość obciążenia.

Do pomiaru przemieszczeń fundamentu użyto czujników elektronicznych o zakresie pracy 150 mm , z dokładnością odczytu $0,01\text{ mm}$. Czujniki były mocowane w statywach magnetycznych przytwierdzonych do kształtowników stalowych opartych o krawędzie skrzyni. Rejestracja wyników odbywała się ręcznie.

Jako pierwsze (model 4) zostało wykonane badanie przy identycznych warunkach gruntowych jak w badaniach wstępnych fundament na podłożu niewzmocnionym (analogicznie do modelu 1). Piasek drobny modelujący słabe podłoże był układany z tej samej wysokości, co w badaniach wcześniejszych (ok. 100 mm), przez co uzyskano stopień zagęszczenia identyczny jak w pierwszej serii badań, tj. $I_D = 6\%$ (grunt był w stanie bardzo luźnym). Jedyną modyfikacją polegała na całkowitej rezygnacji z układania warstw barwionego piasku, ze względu na pracochłonność i wątpliwą przydatność tego elementu. Badanie miało na celu weryfikację, czy wprowadzenie innego sposobu wymuszenia obciążeń znacząco wpłynie na uzyskiwane wcześniej wyniki.

Otrzymana krzywa zależności obciążenie–osiadanie w opinii autora w pełni potwierdziła zasadność przebudowy stanowiska i jest ona przedstawiona na rysunku 5.7 (kolor zielony), wraz z tą samą zależnością uzyskaną w badaniach wstępnych (kolor czerwony). Warto zwrócić uwagę na niemal identyczny ich kształt, przy równomiernym przesunięciu wykresu w kierunku zmniejszenia osiadań na stanowisku po przebudowie. W opinii autora świadczy to o zwiększonych osiadaniach w pierwszej serii w wyniku dynamicznego wymuszania obciążenia. Po przekroczeniu wartości naprężeń $\sigma = 92,39\text{ kPa}$ model fundamentu uległ zniszczeniu w wyniku jednostronnego wyparcia gruntu, co nie nastąpiło podczas wcześniejszych badań dla modelu 1.



Rys. 5.7. Zależność obciążenie–osiadanie fundamentu bez wzmocnienia podłoża, zagęszczenie gruntu $I_D = 6\%$. Wynik dla stanowiska zmodyfikowanego (model 4) i przed modyfikacją (model 1).

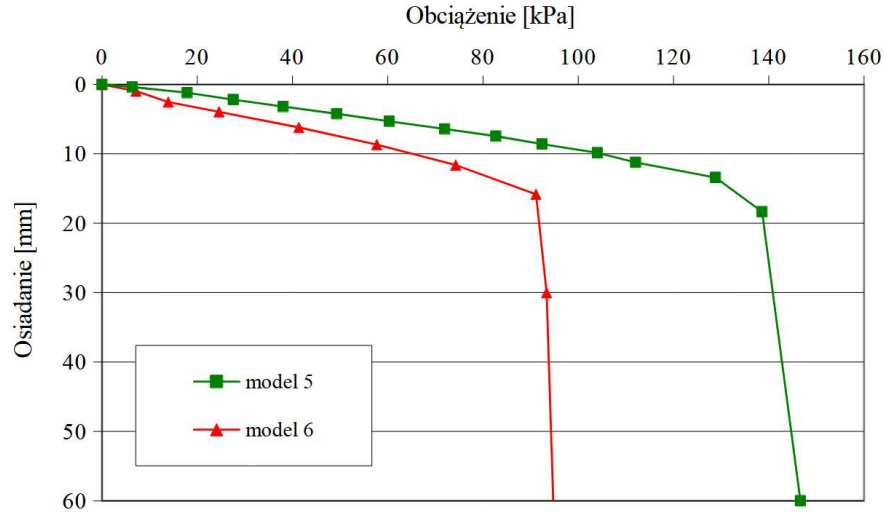
Podczas kolejnego badania (model 5) postanowiono zmienić warunki gruntowe, a konkretnie stopień zagęszczenia słabego podłoża. Zmiana podyktowana była chęcią uzyskania odpowiedzi na pytanie, czy zastosowanie geomateraca przy bardziej zagęszczonym podłożu również spowoduje wzrost nośności fundamentu oraz ograniczenie jego osiadań. Tym razem zdecydowano się na wstępne zagęszczenie piasku metodą dynamiczną, gwarantującą uzyskanie wyższego stopnia zagęszczenia. Po uprzednim usunięciu całego piasku ze skrzyni, odbudowano je zgodnie z procedurą opisaną na stronie 49, po czym zagęszczano go ręcznym ubijakiem opuszczanym z wysokości 0,15 m. Stopień zagęszczenia tak przygotowanego podłoża określono, wg identycznej metody jak zastosowano wcześniej, na poziomie $I_D = 25\%$.

Tak przygotowane podłoże poddano próbnemu obciążeniu (model 5). Podobne badanie wykonano również na podłożu wzmocnionym poduszką zagęszczoną do $I_D = 31\%$ (model 6), wykonaną z równoziarnistego piasku grubego (jaki był stosowany w modelu 2 i 3). Dochowano dbałości o zachowanie poprawności modelowej z badaniami wcześniejszymi, modyfikując jedynie zagęszczenie gruntu słabego. Wyniki próbnego obciążenia, dodajmy początkowo zaskakujące, przedstawiono na rys. 5.8.

Wytlumaczenie uzyskanych wyników wydaje się dość proste. Zmniejszenie nośności układu wynikało z niefortunnego doboru materiału poduszki, którą budował równoziarnisty materiał ($C_U = 1,49$).

Na tej podstawie zmieniono materiał geopoduszki z równoziarnistego piasku grubego (CSa, $C_U = 1,49$) na równoziarnisty piasek średni (MSa), o większym wskaźniku jednorodności uziarnienia ($C_U = 2,55$) i następujących parametrach fizycznych: $\rho_{ds} = 1,83 \frac{g}{cm^3}$; $I_D = 34\%$, $w_{opt} = 8,51\%$. Po wprowadzeniu tych zmian wykonano kolejną serię badań obejmującą:

- podłoże wzmocnione poduszką o $I_D = 34\%$ (model 7),

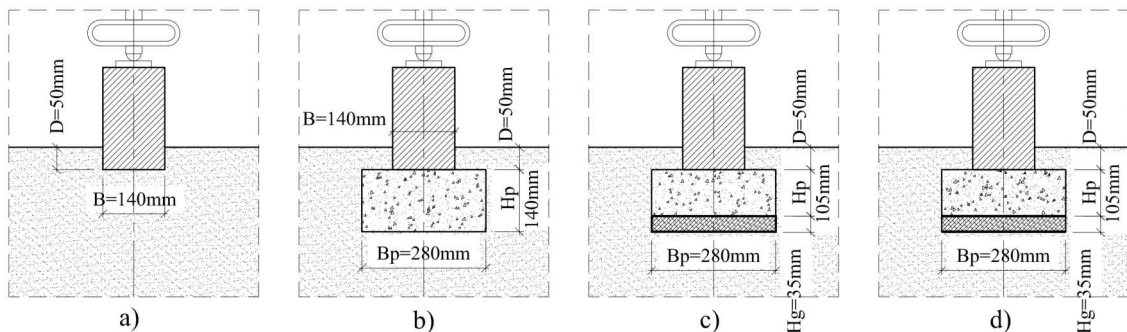


Rys. 5.8. Zależność obciążenie–osiadanie fundamentu. Stopień zagęszczenia gruntu słabego $I_D = 25\%$, geopoduszka uformowana z równoziarnistego piasku grubego (model 6) porównana do zachowania modelu bez takiej poduszki (jedynie z gruntem słabym — model 5). W wyniku tego eksperymentu, zmieniono rodzaj gruntu formującego poduszkę z piasku grubego ($C_U = 1,49$) na równoziarnisty piasek średni o zdecydowanie większym wskaźniku jednorodności uziarnienia ($C_U = 2,55$).

- podłoże wzmocnione poduszką $I_D = 34\%$ i geomateracem powstałym z owinięcia geotkaniną kruszywa bazaltowego o $I_D = 41\%$ (model 8),
- podłoże wzmocnione poduszką ($I_D = 34\%$) i układem dwóch sztywnych siatek wzajemnie ze sobą nie połączonych z wypełnieniem przestrzeni pomiędzy nimi kruszywem bazaltowym o $I_D = 41\%$ (model 9),

przy czym wartości stopnia zagęszczenia gruntów określano wg tej samej procedury, co przyjęto wcześniej.

Schematy wszystkich przebadanych modeli przedstawiono na rysunku 5.9.



Rys. 5.9. Rodzaje badanych fundamentów: a) — bez wzmocnienia (model 5); b) — wzmocnienie poduszką (model 7); c) — wzmocnienie poduszką i geomateracem (owinięcie kruszywa geotkaniną — model 8); d) — wzmocnienie geopoduszką i geomateracem (dwie warstwy sztywnej siatki oddzielone od siebie — model 9).

Formowanie poduszki wzmacniającej jak i materacy rozpoczynano od wstawienia do skrzyni pasów tektury oddzielających kruszywo geopoduszki od piasku drobnego. Układanie gruntu prowadzone było jednocześnie z układaniem sąsiadującej warstwy słabej, do tej samej wysokości zasypu. Po otrzymaniu warstwy o miąższości 100 mm, usuwano tekturę i całą powierzchnię zagęszczono, bez wyróżniania gruntu wzmacniającego czy słabego. Następnie ponownie wkładano tekturę i usypywano wierzchnią część modelu, postępując analogicznie jak wcześniej (rys. 5.10).



Rys. 5.10. Zdjęcie etapu budowy modelu 7. Widoczne pasy tektury ograniczającej przestrzeń przy formowaniu poduszki, ułożony model fundamentu przed obciążeniem.

Geomaterace formowane były w spągowej warstwie geopoduszki. Układ przedstawiony na rysunku 5.9, poz. c) (model 8) powstał przez rozciągnięcie geotkaniny (parametry w 5.2, ułożenie kruszywa ostrokrawędzistego (kruszywa bazaltowego) i zawinięcie na zakład. Zrezygnowano tutaj ze szpilkowania, ponieważ udział jego w sposobie pracy układu był wątpliwy. Na tak przygotowanym geomateracu, uformowano poduszkę i grunt otaczający zgodnie z procedurą przyjętą do formowania modelu 7 i 9.

Budowa wzmocnienia przedstawionego na rysunku 5.9, poz. d) (model 9) polegała na ułożeniu pasa siatki o sztywnych węzłach na słabym podłożu, ułożeniu warstwy kruszywa bazaltowego, kolejnego pasma geosyntetyku i uformowaniu geopoduszki. Sposób zagęszczania i podział na warstwy był analogiczny do opisanego powyżej.

Omówienia tutaj wymaga kwestia siatki o sztywnych węzłach zastosowanej w eksperymencie (model 9). Ze względu na brak dostępnych na rynku georusztów z tak drobnymi oczkami, by miały możliwość nawiązania współpracy z modelowym gruntem, a dodatkowo fakt, że istniejące produkty mają bardzo dużą (w stosunku do gabarytów modelu) grubość i znaczną sztywność, zdecydowano się na zastosowanie materiału zastępczego. Wybrano do tego celu ekstrudowaną siatkę z polipropylenu w kolorze zielonym, przedstawioną na rys. 5.11. Materiał ten był używany do badań w komorze akustycznej w Laboratorium Wydziału Budownictwa Politechniki Śląskiej jako element ochronny wypełnienia z wełny mineralnej w konstrukcjach zespolonych ekranów akustycznych. Ze względu na przezna-

czenie, nie były badane jego parametry wytrzymałościowe, a autorowi nie udało się niestety dotrzeć do informacji o producencie/dostawcy przedmiotowego materiału. Dlatego też w tabeli 5.3 przytoczono jedynie jego cechy fizyczne określone badaniami makroskopowymi.

Po ułożeniu warstw podłoża i umieszczeniu modelu fundamentu pasmowego (belki drewnianej), mocowano układ rejestrujący przemieszczenia. Stan taki uznawano za zeroowy i do niego odnoszono wszystkie uzyskiwane wyniki. Obciążenie przykładane było do fundamentu w ściśle określony sposób, a wartość generowanej siły w każdym kroku była odczytywana na dynamometrze pierścieniowym i notowana we właściwej karcie pomiarowej. Za każdym razem bardzo dbano o delikatność przykładania obciążenia, bez generowania wstrząsów. Przebieg procesu obciążania wyglądał następująco:

- pierwszy krok obciążenia odpowiadał sile generowanej jedynie przez ramię obciążające,
- w drugim kroku wieszano platformę i układano pierwsze obciążniki,
- platformę obciążano równomiernie, symetrycznie rozmieszczając na niej kolejne obciążniki.

Przejsie do kolejnego kroku obciążenia następowało po uzyskaniu umownej stabilizacji osiadań, tzn. wtedy, gdy przyrost osiadań na każdym z czujników przemieszczeń, w ciągu 5 minut był mniejszy od $0,05\text{ mm}$.

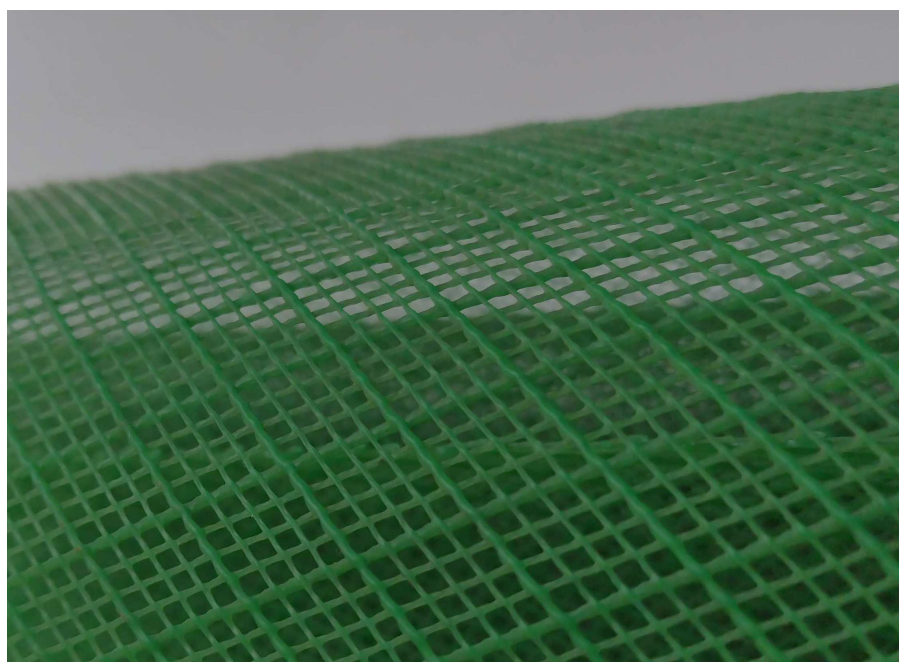
Badanie prowadzono do momentu utraty stateczności przez fundament. Zniszczenie miało gwałtowny charakter i następowało przez wyparcie gruntu spod fundamentu (w przypadku fundamentu bez wzmocnienia, z poduszką oraz wzmocnieniem materacem z geotkaniny – rys. 5.12), lub przez wyparcie gruntu spod geomateraca z siatką o sztywnych węzłach.

Uzyskane zależności obciążenie–osiadanie dla poszczególnych rodzajów modeli przedstawiono na rysunku 5.13.

Zależność osiadanie–naprężenie we wszystkich analizowanych modelach przebiega niemal liniowo do osiągnięcia naprężenia krytycznego, tj. chwili utraty stateczności. Już po bieżącej analizie pozwala na zauważenie, że mamy do czynienia z dwoma grupami modeli: modele podłoża niewzmocnionego i wzmocnionego jedynie poduszką, a w drugiej grupie modele zawierające wzmocnienie geomateracami. Nachylenie krzywej zarejestrowanej dla gruntu niewzmocnionego i wzmocnionego poduszką jest niemal identyczne, dopiero od naprężeń pod fundamentem o wartości około $\sigma = 130\text{ kPa}$, gdzie nastąpiła utrata stateczności podłoża niewzmocnionego, widoczny jest pozytywny efekt zastosowania poduszki (wzrost nośności do $\sim \sigma = 150\text{ kPa}$, czyli o około 15% w stosunku do podłoża niewzmocnionego). Modele wykonane z zastosowaniem geosyntetyków charakteryzują się wyższą sztywnością w porównaniu do modeli bez tych materiałów, czyli przy identycznym obciążeniu generowane są zauważalnie mniejsze osiadania. Również widoczny późniejszy moment utraty stateczności modelu, czyli większa o 26% nośność dla wzmocnionego materacem

Typ geosyntetyku	polipropylenowa siatka ekstrudowana
Układ żeber – romboidalny, symetryczny	w obu kierunkach
Kąt przecięcia się żeber – główne – pośrednie	[°] 63,5 63,5
Rozstaw żeber – główne – pośrednie	[mm] 10 2,5
Wysokość żebra (prostopadle do płaszczyzny siatki) – główne – pośrednie	[mm] 1,2 0,9
Szerokość żebra (w płaszczyźnie siatki) – główne – pośrednie	[mm] 0,9 0,4

Tab. 5.3. Podstawowe parametry fizyczne siatki użytej do budowy modelu 9 uzyskane w ocenie makroskopowej.

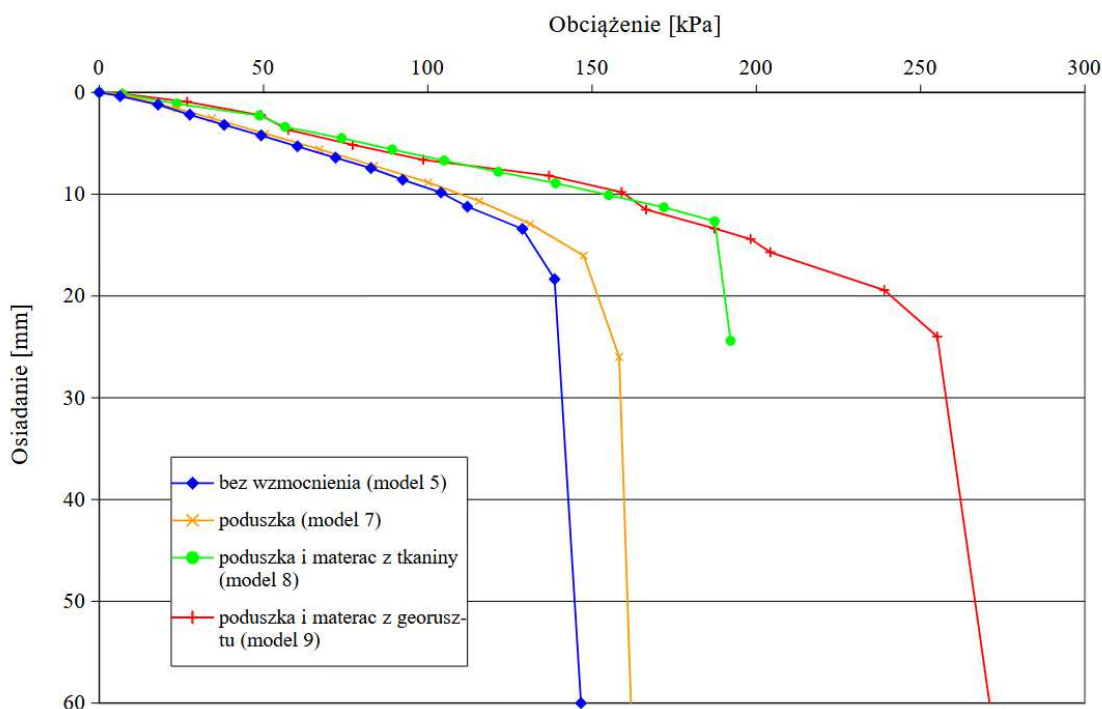


Rys. 5.11. Ekstrudowana siatka z tworzywa sztucznego użyta do modelowania georusztu w modelu 9.



Rys. 5.12. Widok na model fundamentu z wzmocnieniem matercem z geotkaniny owiniętej wokół kruszywa (model 8) po zniszczeniu. Widoczne przemieszczenia fundamentu oraz brak wyparcia materiału spod materaca (ścięcie nastąpiło w materiale poduszki).

z zastosowaniem siatki o sztywnych węzłach (zniszczenie przy naprężeniach pod fundamentem rzędu $\sim \sigma = 240 \text{ kPa}$) niż geomatercem z użyciem geotkaniny ($\sim \sigma = 190 \text{ kPa}$).



Rys. 5.13. Zależność obciążenie–osiadanie dla badanych konfiguracji podłoża uzyskana z laboratoryjnych badań modelowych.

5.1.3. Analiza i wnioski

Wnioski, jakie można wyciągnąć z przeprowadzonych badań są następujące:

- zastosowanie poduszki z piasku średniego (MSa) spowodowało niewielkie zwiększenie nośności podłoża (około 15% w stosunku do nośności fundamentu bez wzmocnienia), bez znaczącego wpływu na osiadania;
- umieszczenie w spągowej części poduszki z geotkaniny i uformowanie geomateraca znacząco zwiększa nośność podłoża (około 46% w stosunku do nośności podłoża bez wzmocnienia), oraz redukuje osiadania (około 61% większe osiadania podłoża niewzmocnionego od wzmocnionego dla poziomu naprężeń 130 kPa);
- zastosowanie sztywnego rusztu w postaci dwóch, odseparowanych warstw georusztu powoduje istotne zwiększenie nośności podłoża (około 84% w stosunku do podłoża niewzmocnionego i 26% w odniesieniu do geomateraca wykonanego z geotkaniny);
- różnica w wielkości zarejestrowanych osiadań pomiędzy podłożem niewzmocnionym, a wzmocnionym poduszką nie jest znacząca,
- różnica w wielkości osiadań pomiędzy układem z geomateracem ze sztywnej siatki a geomateracem wykonanym z owinięcia kruszywa geotkaniną nie jest znacząca,
- zaobserwowane zwiększenie sztywności podłoża w modelach z geomateracem podścielającym poduszkę są jakościowo zgodne z wynikami Hegde'a *et al.* (2012), a przedstawionymi na rys. 3.20b, na str. 30.

5.2. Badania w skali naturalnej

Najbardziej wartościowe wyniki badań interakcji podłoże gruntowe–fundament uzyskuje się z realizacji badań w skali naturalnej. Nie istnieje wtedy problem skali użytych kruszyw czy materiału wzmacniającego, podobieństwa modelowego, realizowane jest obciążenie rzeczywistego podłoża, a fundamenty mają niejednokrotnie wymiary docelowe.

Mankamentem tego typu badań jest ich wysoki koszt związany z koniecznością zaangażowania znacznych ilości materiałów, sprzętu i ludzi. Problematyczne jest również znalezienie odpowiedniego poletka doświadczalnego, o oczekiwanej budowie i parametrach geotechnicznych, dostępnego do wykorzystania w celach typowo badawczych. Również czas realizacji takiego badania jest zazwyczaj zdecydowanie dłuższy od badań modelowych czy numerycznych. Inne ograniczenie to możliwość generowania obciążeń porównywalnych do eksploatacyjnych analizowanego fundamentu, oraz bardzo utrudniona realizacja badań niszczących, prowadzonych do przekroczenia odporu granicznego gruntu.

W dalszej części niniejszego rozdziału przedstawiono przebieg i wyniki dwóch badań polowych wykonanych na terenie Górnego Śląska: budowie osiedla mieszkaniowego w Chorzowie przy ul. Żołnierzy Września, oraz budowie hali magazynowej w Piekarach Śląskich przy ul. Podmiejskiej, obejmujących doświadczalne, w skali normalnej, określenie zależności obciążenie–osiadanie fundamentów na podłożu naturalnym jak i zmodyfikowanym.

5.2.1. Osiedle mieszkaniowe w Chorzowie

Podstawą koncepcji bezpośredniego posadowienia obiektów osiedla mieszkaniowego w Chorzowie na podłożu nasypowym wzmocnionym zbrojoną poduszką żwirową były wyniki próbnych obciążeń przeprowadzonych przy współudziale autora.

Podłoże projektowanych obiektów było typową formą antropogeniczną, powstałą w latach '80–tych XX wieku, przez zasypanie naturalnego obniżenia terenowego warstwą nasypów pokopalnianych. Na potrzeby dokumentacji geotechnicznej [92] wykonano dziewięć otworów badawczych o głębokości 10 ÷ 12 m oraz cztery otwory o głębokości 6 m. Stwierdzono w niej, że podłoże budują utwory czwartorzędowe, na które składają się współczesne grunty nasypowe o miąższości od 6,5 do ponad 10 m i podścielające je osady akumulacji rzecznej, reprezentowane przez gliny pylaste i gliny, a głębiej piaszczyste gliny morenowe. Podłoże starsze budują utwory karbońskie. W podłożu do rozpoznanej wierceniami głębokości nie stwierdzono obecności wody gruntowej.

Planowany poziom posadowienia obiektów przypadłał na całym obszarze na przypowierzchniowe nasypy niekontrolowane, zbudowane głównie z nieprzepalonych łupków (odpadów poeksploatacyjnych górnictwa węgla kamiennego), lokalnie przewarstwionych mineralnymi gruntami spoistymi o zróżnicowanej konsystencji (od twaroplastycznej po miękoplastyczną).

Podsumowując wyniki przeprowadzonych badań rozpoznawczych [92], ich autorzy stwierdzają, że z uwagi na zalegające w podłożu nasypy, a ściślej ich niejednorodność w zakresie uziarnienia, składu mineralnego, stanu fizycznego, miąższości oraz skłonność do „lasowania” i długi okres konsolidacji, podłoże to w obecnym stanie nie nadaje się do bezpośred-

niego posadowienia projektowanych obiektów.

Opracowany program badań terenowych przewidywał przeprowadzenie dwóch doświadczeń, z których jedno obejmowało próbne obciążenie podłoża „rodzimego”, a drugie podłoża wzmocnionego poduszką żwirową i geomateracem, umieszczonym w dolnej części poduszki. Zdecydowano, że stanowisko do badań zostanie zlokalizowane w obrębie budynku wielorodzinnego, na linii jego ławy środkowej.

Badania zasadnicze poprzedzono pracami przygotowawczymi, obejmującymi:

- wykonanie wykopu o wymiarach ok. 6x10 m i głębokości ok. 1,6 m poniżej poziomu $\pm 0,00$,
- wyrównanie a następnie zagęszczenie płytą wibracyjną dna wykopu,
- wysypanie 100 mm warstwy, zagęszczonego piasku średniego,
- przygotowanie płyt drogowych (w liczbie ok. 50 sztuk). Zleceniodawca dysponował płytami o szerokości 1,5 m oraz 1,7 m i 1,0 m.
- przygotowanie materiału do wykonania poduszki (był nim równoziarnisty żwir rzeczny o średnicy ziarn $6 \div 16$ mm),
- przygotowanie geosiatki (poliestrowa geosiatka pleciona w obłewie z PVC – Armatex G80/80, której podstawowe parametry przedstawiono w tab. 5.4),
- przygotowanie sprzętu do układania płyt (dźwig 5t) oraz rejestracji wyników badań (2 niwelatory + łąta i 4 płaskowniki).

Przebieg badań był w ogólności następujący:

1. w etapie pierwszym na wyrównanym i zagęszczonym płytą wibracyjną podłożu rodzimym lub na poduszce żwirowej układano cztery płyty drogowe, każda o szerokości $B=1,5$ m, jedna na drugiej (1,5 m x 3,0 m), przy czym po ułożeniu płyty drugiej ułożono na niej cztery płaskowniki z naniesionymi punktami stałymi do obserwacji geodezyjnej. Na nich to opierając łątę dokonywano pomiarów osiadań stosu płyt,
2. w kolejnych etapach układane były płyty w pakietach po 6 do 9 sztuk, tym jednak razem prostopadle do płyt dolnych (3 m x 3 m),
3. po ułożeniu wszystkich płyt część z nich, także etapami ale w odwrotnej kolejności zdjęto, po czym powtórnie ułożono (odciążenie i wtórne obciążenie).

Kolejny etap obciążeń realizowano po zakończeniu poprzedniego, po osiągnięciu umownej stabilizacji osiadań, tj. wtedy, gdy ich średni przyrost w ciągu 15 minut nie przekraczał 0,2 mm (za odczyt początkowy przyjęto moment ułożenia ostatniej z poprzedzającego pakietu płyt).

Stanowisko do badań podłoża rodzimego i wzmocnionego usytuowano obok siebie, na linii przyszłego fundamentu budynku wielorodzinnego. Sam geomaterac wykonano przez

Rozmiar oczek	[mm]
– wzdłuż	20
– w poprzek	20
Nominalna wytrzymałość na rozciąganie	[kN/m]
– wzdłuż	90 (-10)
– w poprzek	90 (-10)
Wydłużenie przy obciążeniu maksymalnym	[%]
– wzdłuż	$13 \pm 2,5$
– w poprzek	$13 \pm 2,5$
Siła przenoszona przy wydłużeniu 2%	[kN/m]
– wzdłuż	> 14
– w poprzek	> 14
Siła przenoszona przy wydłużeniu 5%	[kN/m]
– wzdłuż	> 20
– w poprzek	> 20

Tab. 5.4. Podstawowe parametry fizyczne i mechaniczne geosiatki polipropylenowej Armatex G80/80 (dane deklarowane przez producenta geosyntetyku [33]).

ułożenie na rozciągniętej geosiatce 0,3 m warstwy żwiru rzeczno-6 ÷ 16mm i jego zagęszczeniu sprzętem mechanicznym (lekką płytą wibracyjną) do $I_D = 52\%$ określonej objętościomierzem wodnym. Siatkę następnie zawinięto na zakład 1,0 m — całość mocując szpilkami do geomateraca. Poduszkę o wysokości 0,45 m ułożono z tego samego żwiru w dwóch warstwach, każdą z nich zagęszczając starannie tym samym sprzętem w podobny zresztą sposób jak warstwę pierwszą (do $I_D = 52\%$). Przy dwóch ścianach wykopu naturalnego i odpowiednio wykonanych ścianek oporowych z pozostałych dwóch stron zapewnione zostały warunki pracy poduszki zbrojonej zbliżone do rzeczywistych. Należy przy tym dodać, że przy wyborze szerokości obciążenia ($B=1,5$ m) oraz jego wielkości (łącznie nieco ponad 150 kPa), a także głębokości wykopu i geometrii poduszki ($H_p = 0,5B$; $B_p = 2B$) wraz z geomateracem o $H_g = 0,3$ m kierowano się obciążeniami z konstrukcji i przypuszczalną nośnością podłoża, aspektem ekonomicznym końcowego rozwiązania oraz fachową literaturą [114].

Osiadania mierzono przy pomocy dwóch niwelatorów, w czterech narożnych punktach obciążenia (ławy), co 15 minut, w nawiązaniu do kontrolnego punktu wysokościowego. Na kolejnych fotografiach (rys. 5.14 — 5.15) pokazano formowanie geomateraca, naciąganie i szpilkiowanie górnej geosiatki oraz szczegóły wykonawstwa i widok na ułożony stos obciążający.

Wyniki próbných obciążeń w postaci zależności obciążenie–osiadanie z obydwu badań przedstawiono na rys. 5.16.

Analizując uzyskane wykresy należy wziąć pod uwagę m.in. to, że:

- badania zostały przeprowadzone jedynie do poziomu naprężeń odpowiadających późniejszej eksploatacji obiektu, co było spowodowane ograniczoną liczbą płyt drogo-



Rys. 5.14. Formowanie materaca na miejscu próbnych obciążeń w Chorzowie: a) — widok ogólny na stanowisko próbnego obciążenia, widoczny stos utrzymujący stateczność ściany bocznej i wypełnienie geomateraca; b) — naciąganie górnej powierzchni geosiatki z zamknięciem na zakład; c) — szpilkowanie geosiatki po jej naciągnięciu; d) — widok na ustawiony stos obciążający (badanie bez wzmocnienia podłoża).

wych, oraz bezpieczeństwem układania stosu płyt,

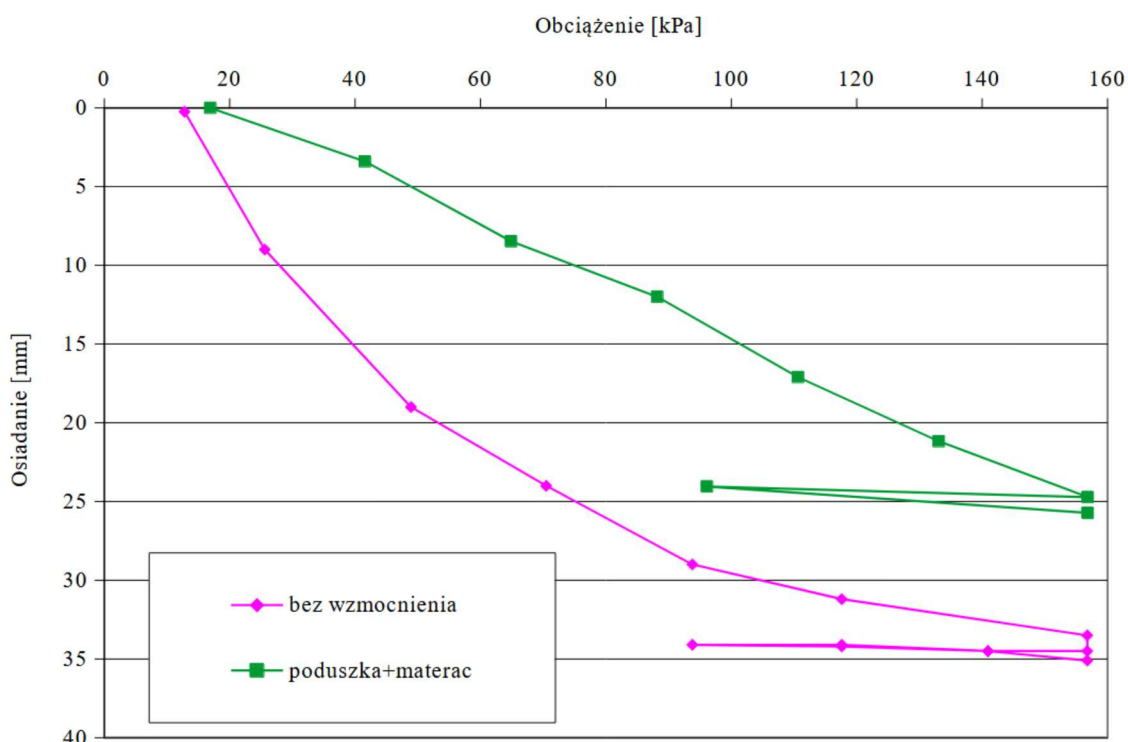
- do formowania geomateraca i geopoduszki użyto materiałów dostępnych dla inwestora, tj. równoziarnistego, płukanego żwiru a nie różnoziarnistego kruszywa łamanego, które byłoby tutaj ze wszech miar wskazane.

Biorąc pod uwagę powyższe warunki, można stwierdzić co następuje:

- uzyskane wyniki w sposób jednoznaczny potwierdzają skuteczność wzmocnienia słabego podłoża gruntowego poduszką z geomateracem umieszczonym w jej strefie spągowej (redukcja osiadań dla poziomu naprężeń $\sigma=157$ kPa wyniosła 27%),
- krzywe zależności obciążenie – osiadanie są podobne do krzywych uzyskiwanych z laboratoryjnego stanowiska modelowego w zakresie bezpiecznej pracy fundamentu.



Rys. 5.15. Próbné obciążenie w Chorzowie — pomiar osiadań stosu obciążającego.



Rys. 5.16. Zależność obciążenie – osiadanie dla podłoża niewzmocnionego i wzmocnionego poduszką zbrojoną geomateracem. Próbné obciążenia w Chorzowie.

Narastające obciążenie najprawdopodobniej zaowocuje jeszcze wyraźniejszym zredukowaniem osiadań fundamentu posadowionego na gruncie wzmocnionym w stosunku do niewzmocnionego,

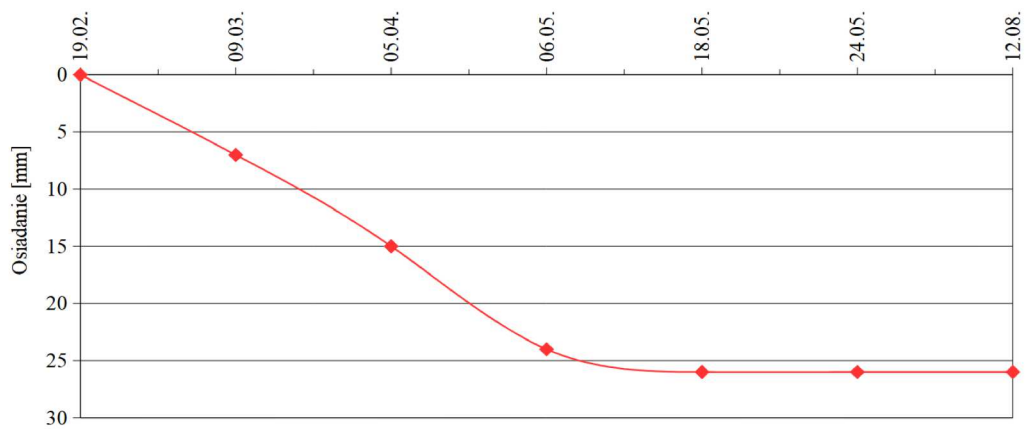
- stosunkowo niewielka redukcja osiadań w pierwszych zakresach obciążenia wynika ze stopniowego włączania się do pracy geosiatki tworzącej geomaterac – jej udział w początkowym etapie jest niezauważalny, pełny wpływ widoczny jest dopiero przy stanach bliskich nośności granicznej, wymagających przeprowadzenia próbnego obciążenia do zdecydowanie wyższych wartości obciążeń, niż były możliwe do wykonania,
- kształt krzywej uzyskanej z realizacji próbnego obciążenia na gruncie bez wzmocnienia świadczy, że pomimo uprzedniego powierzchniowego zagęszczenia, w strefie oddziaływania fundamentu dochodziło do dogęszczenia materiału,
- uzyskane wyniki mają charakter jakościowy i ilościowy.

Po przeprowadzonych badaniach, wykonawca zrealizował prace budowlane w oparciu o uzyskane na poletku próbnym wyniki. Fundamenty budynków (ruszty fundamentowe) zostały posadowione na geomateracach i poduszkach wykonanych zgodnie z opisanymi wcześniej proporcjami, z tych samych materiałów co użyte do badań. Autor mógł wykonać kilka pomiarów kontrolnych osiadań wybranego budynku w trakcie jego realizacji (rys. 5.17) praktycznie od momentu wykonania łąw fundamentowych i ścian przyziemia, aż do chwili doprowadzenia go do stanu deweloperskiego (wykończony z zewnątrz). Pomiary prowadzono metodą geodezyjną, nawiązując się do stałego punktu kontrolnego zastabilizowanego poza obszarem wpływu budowy.

Otrzymane w ten sposób, uśrednione wyniki pomiarów osiadań budynku w trakcie wznoszenia wyniosły $25,7\text{ mm}$, wobec $24,7\text{ mm}$ osiadań uzyskanych w trakcie próbnego obciążenia stosem płyt drogowych, co należy ocenić jako bardzo dużą zgodność.



Data pomiaru



Rys. 5.17. Próbne obciążenia w Chorzowie, monitoring osiadań wznoszonego budynku. Fotografie wykonane podczas różnych faz wznoszenia obiektu, w trakcie wizji lokalnych, oraz uzyskany wykres uśrednionych osiadań.

5.2.2. Budowa hali magazynowej w Piekarach Śląskich

Wykonawca hali magazynowej w Piekarach Śląskich zwrócił się do Katedry Geotechniki Politechniki Śląskiej o pomoc w zakresie rozwiązania posadowienia wyżej wymienionego obiektu. Powodem tego były warunki gruntowe w miejscu planowanej inwestycji, a konkretnie występowanie niekontrolowanego nasypu antropogenicznego o znacznej miąższości.

Teren jest typową formą antropogeniczną, powstałą pod koniec XX wieku przez zasypianie naturalnego obniżenia terenu warstwą nasypów. Obszar ten, ogólnie płaski (deniwelacja ok. 0,2 m w kierunku rzeki), był praktycznie pozbawiony jakiegokolwiek roślinności. Działka stanowiła fragment szerokiego na ok. 60 m pasa ograniczonego ulicą i rzeką, a rozciągającego się na kierunku wschód–zachód na długości kilkuset metrów (rysunek 5.18).

Według [111] projektowany obiekt to parterowa, jednobryłowa hala o wymiarach 42,3 x 44,8 m w prefabrykowanej konstrukcji stalowej.

W sporządzonym projekcie [111] przewidziano posadowienie słupów na monolitycznych stopach żelbetowych i zróżnicowanych wymiarach, na poziomie $D_{min} = 2,0$ m ppt.

W wykonanej dla potrzeb projektu budowlanego dokumentacji [135] wykorzystano rezultaty pięciu odwiertów o głębokości 5 do 6 m (rysunek 5.18).

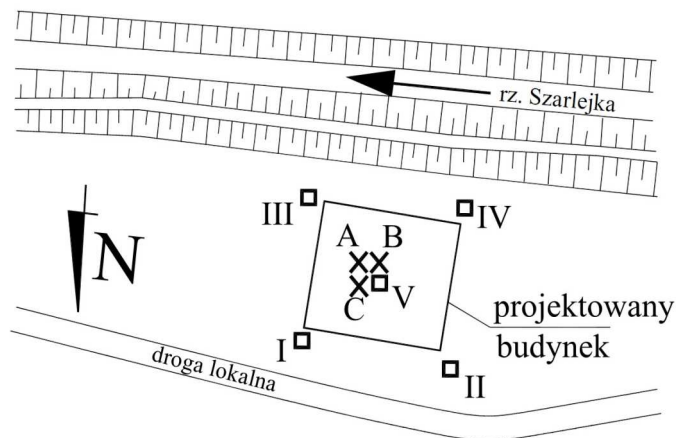
Podłoże rozpoznanego terenu budują utwory czwartorzędowe, na które składają się współczesne grunty nasypowe o miąższości 5,1 – 5,5 m, pod którymi stwierdzono występowanie zagęszczonych rzecznych piasków średnich. Nasypy budują: nieprzepalone łupki kopalniane, żużel, okruchy cegły, glina, piaski oraz pyły dymnicowe. Stan zagęszczenia nasypów określono jako luźny i średnio zagęszczony, z przewagą tego ostatniego. Luźniejsze są partie przypowierzchniowe, a także obszar rozpoznany otworem nr III, tj. część południowo — wschodnia działki. Cechą charakterystyczną jest budowa pakietu nasypowego z materiału o bardzo urozmaiconym uziarnieniu, od frakcji drobnoziarnistej do kamienistej, co zostało również potwierdzone wykopami podczas realizacji badań (rysunek 5.19).

W ramach wstępnych badań terenowych wykonano wykop o głębokości ponad 4 m, który potwierdził wnioski cytowanej powyżej dokumentacji. Zauważono przy tym dobre „upakowanie” materiału nasypowego (brak kawern, pustek) i przewarstwienia warstwą pyłów dymnicowych. Pomimo młodego wieku, nasyp nosił znamiona starannie formowanego warstwami. W podłożu do rozpoznanej wierceniami głębokości nie stwierdzono obecności wody gruntowej.

W podłożu wydzielono dwie warstwy geotechniczne: przypowierzchniową scharakteryzowaną uśrednionym stopniem zagęszczenia na poziomie $I_D = 30\% \div 40\%$, podścieloną pakietem rzecznych gruntów piaszczystych o uśrednionym stopniu zagęszczenia $I_D = 70\%$ i reprezentowanym przez piaski średnie.

Podsumowując wyniki przeprowadzonych badań, ich autorzy [135] stwierdzają, że z uwagi na zalegające w warstwie przypowierzchniowej w podłożu nasypy, a ściślej ich niejednorodność w zakresie uziarnienia, składu mineralnego, stanu fizycznego i miąższości, podłoże to w obecnym stanie nie nadaje się do bezpośredniego posadowienia projektowanego obiektu.

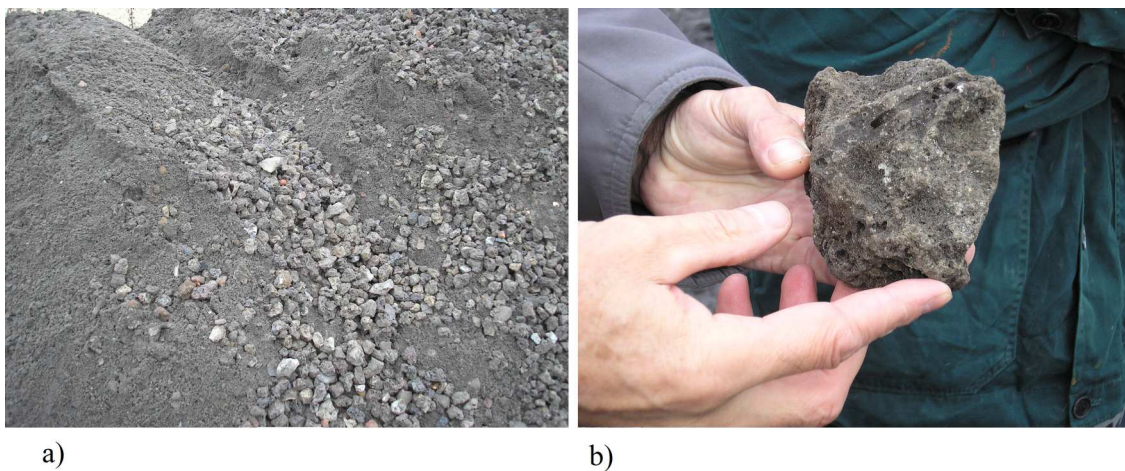
Przeprowadzenie próbnymi obciążeniami było konsekwencją przyjętej koncepcji bezpośred-



Rys. 5.18. Lokalizacja: I ÷ V — odwierty badawcze, A ÷ C — stanowiska do badań terenowych.



Rys. 5.19. Realizacja wykopu podczas badań terenowych w Piekarach. Widoczne warstwowa budowa podłoża z widoczną dużą zawartością frakcji kamienistej.



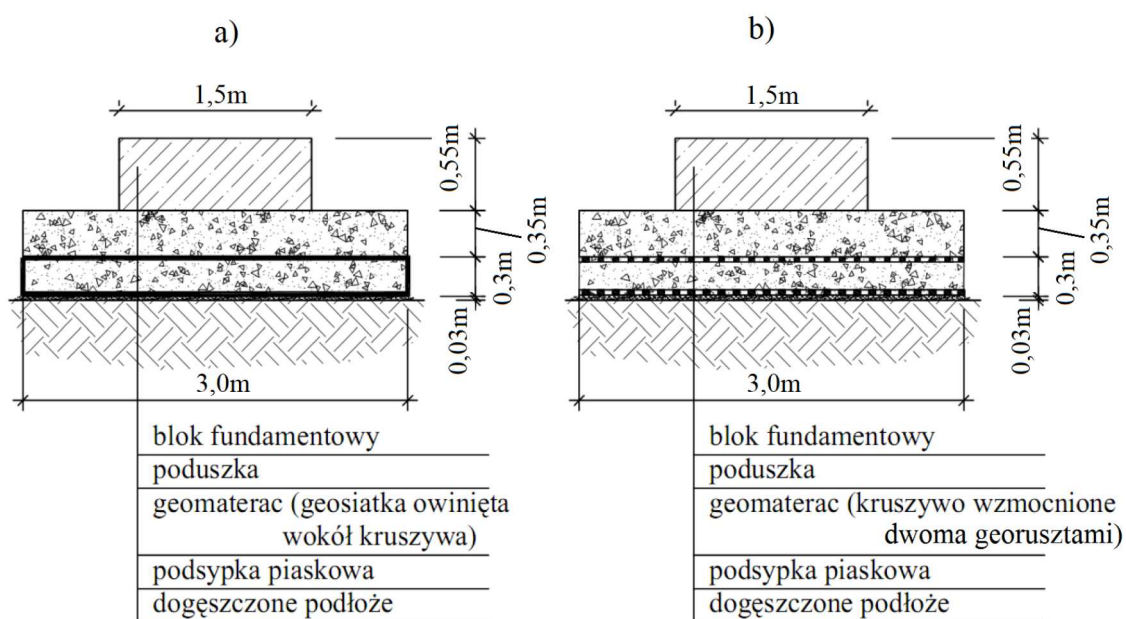
Rys. 5.20. Piekary - materiał użyty do budowy geopoduszki oraz jako wypełnienie geomateracy, żużel z huty Zygmunt: a) widok ogólny kruszywa; b) widok pojedynczego ziarna frakcji kamienistej - nadziarno w stosunku do deklarowanego przez dostawcę uziarnienia.

niego posadowienia projektowanej inwestycji na ulepszonym podłożu nasypowym. Zdecydowano się na przeprowadzenie trzech badań, z których jedno obejmowało próbną obciążenie podłoża „rodzimego”, a pozostałe dwa podłoża wzmocnionego poduszką i geomateracem (rysunek 5.21a na stronie 71) oraz poduszką i dwiema poziomo ułożonymi, w dolnej jej części, warstwami georusztu dwukierunkowego tworzącymi z warstwą wypełniającego kruszywa geomaterac (rysunek 5.21b). Postanowiono, że stanowisko do badań zostanie zlokalizowane w obrębie obiektu, w bezpośrednim sąsiedztwie jednego z przyszłych fundamentów.

Badania zasadnicze poprzedzono pracami przygotowawczymi obejmującymi:

- przygotowanie elementów obciążających, którymi były fundamenty stopowe, wykonane uprzednio na placu budowy,
- wytyczenie rzutu obiektu i osi jego fundamentów, z wytypowaniem miejsc do przeprowadzenia próbnych obciążeń,
- wykonanie wykopów o wymiarach ok. 6 x 10 m i głębokości ok. 1,6 m poniżej poziomu terenu (dla realizacji badania z formowaną geopoduszką i geomateracem), oraz ok. 0,95 m (dla badania podłoża bez wzmocnienia),
- wyrównanie i zagęszczenie dna wykopu lekką płytą wibracyjną,
- przy próbnym obciążeniu podłoża bez wzmocnienia, wysypanie w dnie wykopu 0,03 m warstwy wyrównawczej z piasku średniego i przejście do zasadniczej części badania,
- przygotowanie materiału do wykonania poduszki (było nim różnoziarniste kruszywo żuźlowe o uziarnieniu $0 \div 60$ mm z hałdy huty Zygmunt),
- przygotowanie materiałów geosyntetycznych (geosiatka pleciona Armatex G 80/80, której parametry mechaniczne przedstawiono w tab. 5.4 i georuszt dwukierunkowy Tensar SS40, którego parametry mechaniczne przedstawiono w tab. 5.5),
- ułożenie geosiatki w wykopie z połączeniem na zakład min. 0,5 m, wypełnienie materaca kruszywem i jego zagęszczenie (geosiatka została owinięta wokół kruszywa geomateraca, georuszt dwukierunkowy ułożono w dwóch, odseparowanych kruszywem warstwach, z zachowaniem wymaganych zakładów oraz naciągu geosiatki Armatex) — rys. 5.22,
- uformowanie warstwy poduszki zgodnie z założonym schematem a następnie jej zagęszczenie płytą wibracyjną — rys. 5.23,
- uformowanie 0,03 m warstwy wyrównawczej z piasku średniego,
- przygotowanie sprzętu do układania płyt (dźwig 25 t) oraz rejestracji wyników badań (niwelator + łąta).

Przebieg badań był następujący:



Rys. 5.21. Schemat wzmocnienia podłoża: a — poduszką i geoteracem (geosiatka owinięta wokół kruszywa), b — poduszką i geoteracem (dwa odseparowane georuszty dwukierunkowe).

Rozmiar oczek	[mm]
– wzdłuż	33
– w poprzek	33
Nominalna wytrzymałość na rozciąganie	[kN/m]
– wzdłuż	40
– w poprzek	40
Wydłużenie przy obciążeniu maksymalnym	[%]
– wzdłuż	11
– w poprzek	10
Siła przenoszona przy wydłużeniu 2%	[kN/m]
– wzdłuż	14
– w poprzek	14
Siła przenoszona przy wydłużeniu 5%	[kN/m]
– wzdłuż	28
– w poprzek	28

Tab. 5.5. Podstawowe parametry fizyczne i mechaniczne georusztu polipropylenowego Tensar SS40 (dane deklarowane przez producenta geosyntetyku [119]).



a)



b)

Rys. 5.22. Piekary Śląskie, formowanie geomateraca z geosiatki Armatex G80/80: a) zasyp wykopu z ułożoną geosiatką materiałem wypełniającym (żużel 0–60 mm z huty Zygmunt); b) wyrównywanie i zagęszczanie górnej powierzchni geomateraca przy użyciu płyty wibracyjnej.



a)



b)

Rys. 5.23. Piekary Śląskie, zamykanie geomateraca z geosiatki Armatex: a) ręczne naciągnięcie geosiatki, a następnie szpilkowanie połączenia na zakład kłamrami z drutu ϕ 6mm, dł. ok. 200 mm; b) formowanie geopoduszki nad geomateracem z kruszywa użytego również do wypełnienia geomateraca.

- w etapie pierwszym układano blok betonowy o wymiarach 1,5 x 2,0 m i wysokości 0,55 m, na którym ułożone były dwa drewniane krawędziaki z naniesionymi stałymi punktami pomiarowymi, dociśnięte blokiem fundamentowym 1,5 x 2,0 x 0,55 m; po ułożeniu tego bloku rozpoczynano pomiar osiadań,
- po umownej stabilizacji notowanych osiadań, w kolejnych etapach układane były bloki w pakietach po 1 lub 2 sztuki, przy zapewnionym przewiązaniu spoin pionowych. Widok stosu płyt obciążających przedstawiono na rysunku 5.24. Kolejny etap obciążeń realizowano po osiągnięciu umownej stabilizacji osiadań, tj. wtedy, gdy średni ich przyrost w ciągu 15 minut nie przekraczał 0,2 mm (za odczyt początkowy przyjęto moment ułożenia ostatniego bloku z pakietu).

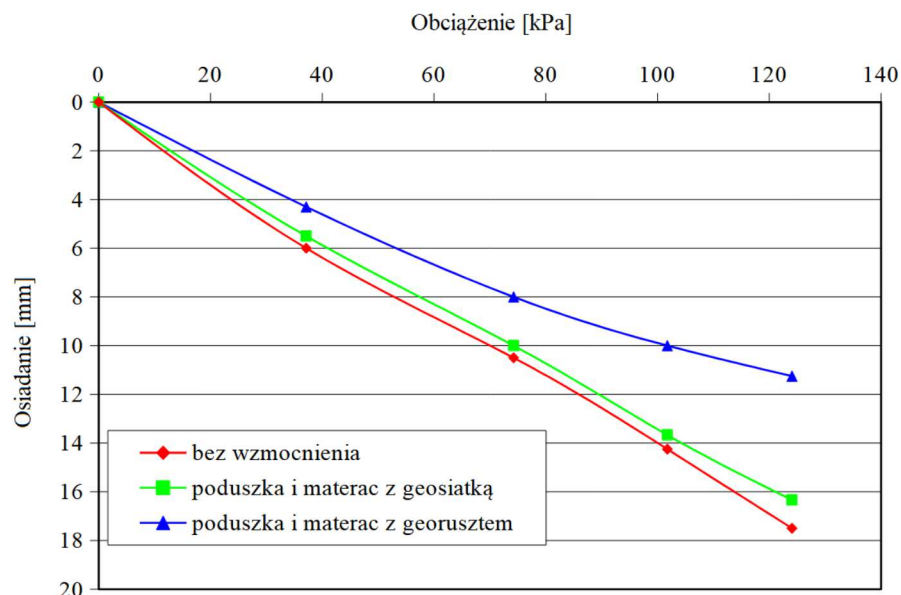


Rys. 5.24. Stos płyt obciążających w ostatnim etapie obciążenia, próbne obciążenia w Piekarach Śląskich.

Stanowiska do badań podłoża rodzimego i wzmocnionego usytuowano obok siebie. Sam geomaterac z geosiatki wykonano poprzez ułożenie na rozciągniętej warstwie geosiatki 0,3 m warstwy kruszywa żuźlowego i jego zagęszczeniu sprzętem mechanicznym. Siatkę następnie zawinięto, na zakład 0,5 m, starannie ją naciągając i szpilując klamrami wykonanymi z drutu stalowego. Poduszkę o wysokości 0,35 m ułożono z tego samego materiału w dwóch warstwach, każdą z nich zagęszczając, w identyczny sposób jak warstwę pierwszą. Należy przy tym dodać, że przy wyborze szerokości obciążenia ($B = 1,5 m$) oraz jego wielkości (łącznie 157 kPa), a także głębokości wykopu i geometrii poduszki ($H_p = 0,5 B$ wraz z materacem; $B_p = 2 B$) oraz geomateraca ($H_g = 0,3 m$) kierowano się danymi literaturowymi oraz ograniczeniami narzuconymi przez Projektanta obiektu (brak zgody na zmniejszenie wymiarów fundamentów). Niemożliwe było przeprowadzenie badań przy użyciu mniejszego modelu fundamentu, ze względu na przygotowane wcześniej prefabrykowane stopy fundamentowe, spośród których wybrano tę o najmniejszej szerokości. Ograniczona również była liczba dostępnych prefabrykatów stóp fundamentowych, co wymusiło ograniczenie wartości naprężeń do 157 kPa.

Osiadania mierzono przy pomocy niwelatora w czterech narożnych punktach obciążenia, co 15 minut, w nawiązaniu do kontrolnego punktu wysokościowego umiejscowionego poza strefą wpływu robót budowlanych.

Wyniki próbnych obciążeń w postaci zależności obciążenie — osiadanie przedstawiono na rysunku 5.25.



Rys. 5.25. Wyniki próbnych obciążeń podłoża niewzmocnionego i wzmocnionego. Próbné obciążenia w Piekarach Śląskich.

Zauważmy, że w przypadku podłoża niewzmocnionego, w zakresie zrealizowanego obciążenia objętego rejestracją wyników osiadań ($\sigma = 124 \text{ kPa}$), uzyskano uśrednione osiadanie $s = 17,5 \text{ mm}$ i obliczony na tej podstawie moduł odkształcenia (rozumiany jako nachylenie krzywej obciążenie–osiadanie) $E_0 = 7,09 \text{ MPa}$. Przy wzmocnieniu podłoża geomateracem zbrojonym geosiatką uzyskano odpowiednio $s = 16,3 \text{ mm}$ i moduł odkształcenia $E_0 = 7,59 \text{ MPa}$, natomiast przy wzmocnieniu georusztem o sztywnych węzłach odpowiednio $s = 11,25 \text{ mm}$ i $E_0 = 11,03 \text{ MPa}$. Oznacza to redukcję osiadań w stosunku do podłoża niewzmocnionego o $1,17 \text{ mm}$ i $6,25 \text{ mm}$ oraz wzrost modułu odkształcenia odpowiednio o 7% i 56% względem pomiarów dla podłoża niemodyfikowanego. Warto tutaj podkreślić, że użyta do niniejszego eksperymentu geosiatka tkana miała nominalną wytrzymałość na rozciąganie dwukrotnie wyższą od georusztu i porównywalną do niego sztywność określaną na wyizolowanych próbkach w laboratorium (patrz tab. 5.4 oraz tab. 5.5).

Mając na uwadze wszelkie ograniczenia związane z niejednorodnością przedmiotowego podłoża gruntowego, nieuniknionymi i losowymi różnicami w przeprowadzeniu jednostkowych doświadczeń, zauważalne są istotne różnice w reakcji podłoża zmodyfikowanego geosiatką oraz georusztem na te same wartości obciążeń. Zdaniem autora wynikają one z rodzaju użytego geosyntetyku, a ściślej z sposobu jego współpracy z kruszywem.

5.2.3. Podsumowanie badań polowych

Cennymi dla podjęcia się realizacji badań polowych były doświadczenia autora uzyskane podczas modelowych badań laboratoryjnych. Dotyczyły one zarówno przygotowania badań od strony technicznej, jak również metodycznej, były jednak odnoszone do materiałów, których charakterystyki wytrzymałościowe, a zwłaszcza geometryczne, nie korespondowały ze stosowanymi w warunkach rzeczywistych. Dotyczy to zarówno gruntów, jak i modeli geosyntetyków stosowanych do materacy wzmacniających, nie mówiąc już o samej technologii wykonywania geomateracy.

Z badań laboratoryjnych wyraźnie wynikało, że wzmocnienie podłoża poduszką, a tym bardziej poduszką zbrojoną, redukuje osiadanie fundamentu i zwiększa nośność podłoża. Istotnym dla uzyskanych wyników jest też sposób realizacji obciążenia. Dodajmy jednak, że wnioski z badań modelowych mają głównie charakter jakościowy ze względu na efekt skali i związane z nim ograniczenia podobieństwa modelowego [76].

Przedstawione w pkt. 5.2 wyniki badań polowych obejmują dwa przykłady. Ich przeprowadzenie wynikało z konieczności sprostania oczekiwaniom inwestorów, stąd też zakres badań był każdorazowo różny, dostosowany do możliwości technicznych przeprowadzenia eksperymentu. Niemniej jednak, łączna analiza otrzymanych wyników nasuwa szereg następujących spostrzeżeń:

1. wzmocnienie podłoża przez umieszczenie w nim, a najlepiej w spągowej warstwie poduszki wzmacniającej, czy to w postaci poziomo ułożonych warstw, czy też geomateraca uformowanego przez owinięcie kruszywa geosyntetykiem, wyraźnie ogranicza osiadania i zwiększa niewątpliwie jego nośność,
2. zauważalny jest pozytywny wpływ zastosowania poduszki i geomateraca na nośność i sztywność podłoża przy różnych parametrach mechanicznych podłoża słabego,
3. efektywność wzmocnienia z całą pewnością uzależniona jest od zastosowanego geosyntetyku, a ściślej charakteru jego współpracy z otaczającym gruntem (geosiatka, georuszt),
4. zauważalnie większy jest wpływ wzmocnienia geosyntetycznego przy zastosowaniu elementów dobrze współpracujących z materiałem wypełniającym (georuszty), w stosunku do efektów wzmocnienia uzyskiwanych na materiałach gorzej zazębiających się z kruszywem (geotkaniny i geosiatki), co zostało potwierdzone zarówno w modelowych badaniach laboratoryjnych, jak i polowych,
5. realizacja poletek próbnych w skali naturalnej dostarcza nie tylko wyników jakościowych, ale i ilościowych,
6. wyniki próbnych obciążeń ukazujące odpowiedź podłoża na zadane obciążenie mogą stanowić podstawę analiz numerycznych układu: słabe podłoże – poduszka wzmocniona geomateracem, przy wykorzystaniu różnych modeli konstytutywnych materiału.

6. Badania teoretyczne — analizy MES.

Treścią niniejszego rozdziału jest analiza numeryczna trzech przykładów, z których pierwszy i drugi dotyczy badań modelowych (opisanych w pkt. 5.1.2), a trzeci badań w warunkach terenowych w Piekarach Śląskich (pkt. 5.2.2). Podstawą analizy jest zarejestrowana uprzednio odpowiedź gruntu na zadane obciążenie uzyskana z badań laboratoryjnych i polowych.

W obu przypadkach przyjęto podobną metodykę analizy, w kolejnych etapach są realizowane następujące czynności:

- dobierany jest model geometryczny,
- tworzony jest model dyskretny układu,
- dobierane są modele konstytutywne w odniesieniu do poszczególnych elementów układu,
- wyznaczane są parametry modeli na podstawie badań laboratoryjnych,
- prowadzone są analizy numeryczne, częściowo wsteczne, celem określenia brakujących parametrów modeli pod kątem najlepszej zgodności przebiegu krzywej rzeczywistej i teoretycznej,
- przeprowadzana jest ocena wrażliwości modelu.

Powszechną praktyką jest, że obliczenia numeryczne dominują w działaniach zarówno inżynierskich, jak i naukowych. Najczęściej wykorzystywane do tego celu są programy oparte na Metodzie Elementów Skończonych (MES) lub Metodzie Różnic Skończonych (MRS), przy czym te pierwsze wydają się być bardziej popularne. Dzięki nim możliwe jest uzyskanie odpowiedzi na wiele nurtujących osobę zainteresowaną pytań, bez wykonywania żmudnych badań modelowych czy tym bardziej kosztownych badań w skali naturalnej. Pomimo swych zalet, rozwiązanie to również obarczone jest pewnymi wadami, do których należy zaliczyć:

- konieczność właściwej dyskretyzacji problemu;
- wybór odpowiedniego modelu konstytutywnego materiału;
- określenie poprawnych parametrów wybranego modelu konstytutywnego,
- właściwy opis zagadnień brzegowych i początkowych zadania.

Dzięki nieustannemu rozwojowi mikroprocesorów, od wielu lat możliwe jest prowadzenie nawet dość skomplikowanych obliczeń numerycznych przy użyciu domowych komputerów. Można przy tym zaobserwować stopniowe odchodzenie od analiz płaskich i osiowo symetrycznych w kierunku modeli trójwymiarowych. Dodatkowo programy oferują już zautomatyzowany proces dyskretyzacji układu, co znacząco ułatwia i przyspiesza pracę.

Również opisanie zagadnień początkowych i brzegowych na ogół nie stwarza większych problemów. Szczególnie istotnym elementem pozostaje wybór odpowiedniego modelu konstytutywnego materiału, oraz właściwy dobór jego parametrów. Mnogość zaimplementowanych w programach obliczeniowych modeli jest imponująca i zwiększa się z każdą, nowszą wersją oprogramowania. Dodatkowo, praktycznie każdy ośrodek naukowy zajmujący się zagadnieniami geotechnicznymi stara się stworzyć i wdrożyć własny, idealny, model konstytutywny gruntu (lub modyfikację już istniejącego), jak najlepiej oddający rzeczywiste zachowanie się tego trójfazowego medium. Stąd ciężar prowadzenia obliczeń numerycznych został przerzucony z zagadnień związanych z dyskretyzacją układu, na rzecz wyboru modelu konstytutywnego, oraz właściwego doboru jego parametrów. Problematyka ta jest na tyle szeroka, że sama w sobie stanowi element publikacji, czy wręcz podstawę dysertacji naukowych [9], [21], [48], [45], [76], [93].

6.1. Model układu grunt–fundament z badań laboratoryjnych.

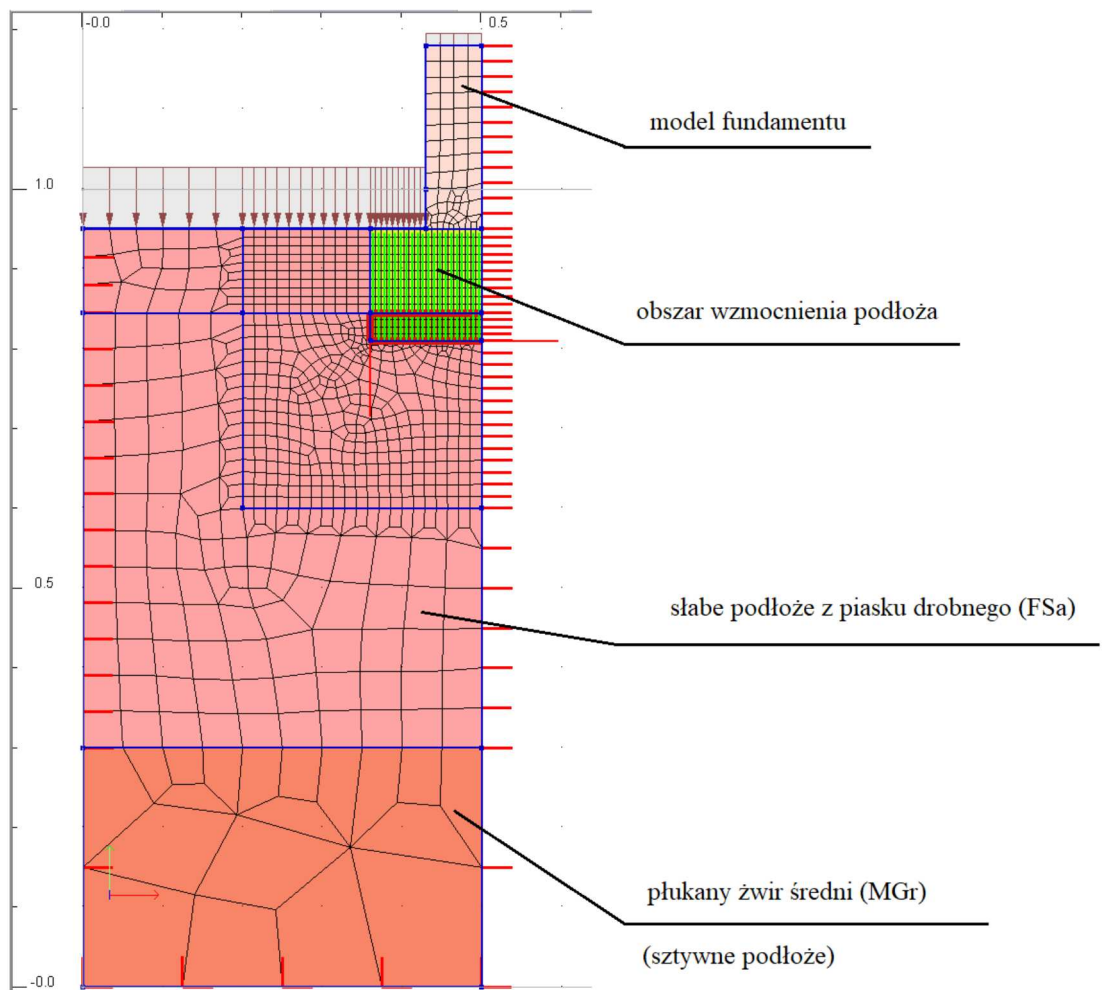
Analizowany numerycznie przykład badania laboratoryjnego w skrzyni modelowej, a opisany w pkt. 5.1.2, jest przypadkiem płaskiego stanu odkształcenia. Ponieważ model jest symetryczny, wykorzystano tę własność modelując jedynie połowę skrzyni. Obliczenia przeprowadzono w programie Z-Soil v. 11.15, na który licencję posiada Katedra Geotechniki i Dróg Politechniki Śląskiej w Gliwicach.

6.1.1. Model geometryczny.

Siatkę elementów skończonych przedstawiono na rys. 6.1. Ogólne wymiary modelu odpowiadały wymiarom połowy (do osi symetrii) stanowiska w laboratoryjnej skrzyni modelowej (tj. szerokość wynosiła 500 mm, wysokość zasypu żwiru 300 mm, słabego podłoża 650 mm, szerokość geopoduszki i geomateraca $\frac{B_p}{2} = 140$ mm, zaś szerokość fundamentu $\frac{B}{2} = 70$ mm. Fundament zagłębiony w słabym podłożu na głębokość 50 mm, został zamodelowany jako leżący na powierzchni gruntu, a przylegająca do niego warstwa gruntu zastąpiona obciążeniem powierzchniowym o wartości $\gamma \cdot h = 16 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,05 m = 0,8 kPa$. Wysokości geomateraca i geopoduszki również odpowiadały wysokościami tych elementów w badaniu modelowym.

Podjęto próbę wykonania bardziej zbliżonego do doświadczenia modelu numerycznego, gdzie powierzchniowa warstwa gruntu nie byłaby zastępowana wywieranym przez nią obciążeniem. Dodatkowo wykorzystywano w tym przypadku elementy kontaktowe modelujące połączenie grunt–fundament, które w takim układzie były nieodzowne. Niestety, próby te skończyły się fiaskiem. Bardzo szybko następowało rozerwanie siatki elementów skończonych, znaczne przemieszczenia węzłów gruntu zasypki (ze względu na brak kohezji) i w konsekwencji brak zbieżności rozwiązania, co praktycznie uniemożliwiało przeprowadzenie jakiegokolwiek analizy wyników w realnym zakresie.

W modelu również pominięto elementy kontaktowe pomiędzy podstawą fundamentu a gruntem. Jak wykazał Szajna [109], w prostych przypadkach współpracy obiektu z gruntem, gdy obciążenia są przekazywane pionowo i nie dochodzi do zjawisk odrywania



Rys. 6.1. Siatka dyskretna modelu skrzyni analizowanej w płaskim stanie odkształceń — widok ogólny.

i poślizgu, relacja przemieszczeń podukładów może przyjąć warunek zgodności.

Ostatecznie przyjęte do analizy siatki elementów skończonych w obszarze fundamentu i elementów wzmocnienia przedstawiono na rys. 6.2.

6.1.2. Modele konstytutywne materiałów.

Do budowy fundamentu, czyli elementu wielokrotnie sztywniejszego od podłoża gruntowego, wykorzystano model ciała liniowo sprężystego.

Podłoże gruntowe modelowane było materiałem sprężysto–idealnie plastycznym z powierzchnią ograniczającą Coulomba–Mohra. Wybór ten był podyktowany obserwacjami zachowania się fundamentu w laboratorium, podczas badania w skrzyni modelowej. W trakcie obciążenia, zauważono, że przyrost odkształceń podłoża można podzielić na dwa etapy:

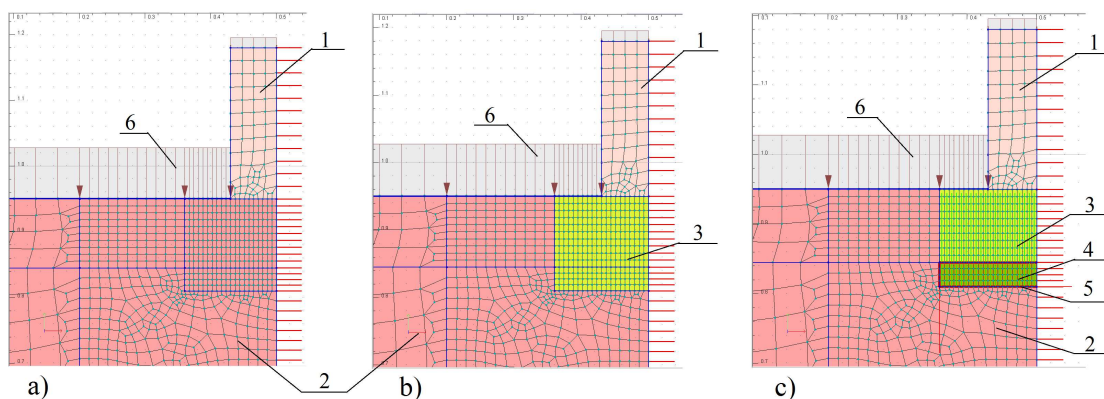
- niemal liniowego przyrostu osiadań,
- załamania się trendu i gwałtownej utraty stateczności przez fundament.

Wszystkie grunty zastosowane w badaniach laboratoryjnych i terenowych były niespoiste, gruboookruchowe, powyżej zwierciadła wody gruntowej lub wręcz w stanie powietrzno suchym (badania laboratoryjne). Naturalnym więc wydaje się wniosek, że wystarczającym modelem konstytutywnym materiału będzie dla takiego gruntu model ciała sprężysto–idealnie plastycznego z powierzchnią ograniczającą Coulomba–Mohra. Dodatkowo jest to model stosunkowo prosty, z niewielką liczbą parametrów, które można wyznaczyć w prostych badaniach laboratoryjnych, lub częściowo analizą wsteczną.

Geosyntetyki zdefiniowane zostały liniowo sprężystym modelem membrany izotropowej, zaimplementowanym w programie Z-Soil.

6.1.3. Parametry modeli na podstawie badań laboratoryjnych.

Jako wyjściowe parametry do analizy MES przyjęto dane uzyskane z badań laboratoryjnych, które ujęto w tab. 6.1.



Rys. 6.2. Siatka dyskretna modeli MES — szczegóły: a) fundament bez wzmocnienia (model 1); b) fundament posadowiony na poduszce (model 2); c) fundament posadowiony na poduszce wzmocnionej geomateracem powstałym z owinięcia kruszywa geotkaniną (model 3). Elementy: 1 — fundament (drewno); 2 — słabe podłoże (FSA); 3 — poduszka wzmocniająca z piasku grubego (CGr); 4 — wypełnienie geomateraca – żwir bazaltowy (FGGr); 5 — geotkanina zamodelowana jako membrana; 6 — obciążenie naziomu modelujące zagłębienie fundamentu w piasku o wartości $0,8 \text{ kPa}$.

Material	Modeluje	ϕ [°]	c [kPa]	ρ_{ds} [$\frac{g}{cm^3}$]
drewno	fundament	—	—	0,49
żwir (MGr)	szttywne podłoże	40 (*)	0	1,85 (*)
piasek drobny (FSA)	słabe podłoże	31	0	1,57
piasek gruby (CSa)	poduszkę	33	0	1,78
kruszywo bazaltowe	geomaterac	43	54(**)	1,92

Tab. 6.1. Podstawowe parametry materiałów wykorzystanych do badań uzyskane z badań laboratoryjnych. (*) — wartość przyjęta za Wilunem [129] oraz PN-81/B-03020 [81]; (**) — spójność pozorna, uzyskana laboratoryjnie.

6.1.4. Parametry modeli na podstawie literatury.

Dane, których nie wyznaczono w badaniach laboratoryjnych, a zaczerpnięto z dostępnej literatury przedmiotu, przedstawiono w tab. 6.2. Parametry fundamentu przyjęto empirycznie, jako elementu o wielokrotnie wyższej od pozostałych materiałów sztywności, parametry odkształceniowe (moduł sprężystości (E), współczynnik Poissona (ν) materiałów sypkich (gruntów) przyjęto za Wilunem [129]), a materiałów geosyntetycznych (geotkaniny) za dokumentacją firmy Kordarna [33].

6.1.5. Wyniki analizy MES modeli z pierwszej serii badań (modele 1 ÷ 3)

Fundament na podłożu bez wzmocnienia (model 1).

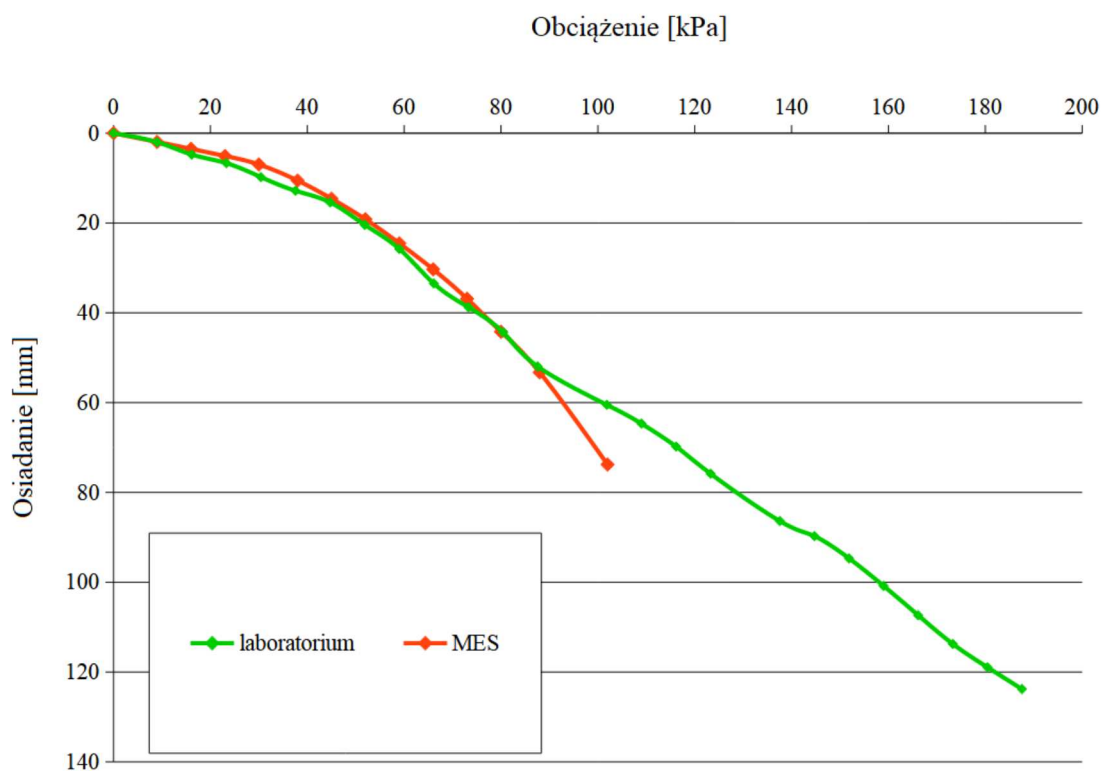
Po wykonaniu kilkudziesięciu iteracji polegających na stopniowym modyfikowaniu parametrów wytrzymałościowo — odkształceniowych modelu gruntu słabego (FSA), uzyska-

Model konstytutywny	Modeluje	E [MPa]	ν [-]	ψ [°]
liniowo sprężysty	fundament	4000 (*)	—	—
Coulomba-Mohra	szttywne podłoże	175	0,2	10 (**)
Coulomba-Mohra	słabe podłoże	10	0,3	0
Coulomba-Mohra	poduszkę	30	0,3	0
Coulomba-Mohra	geomaterac (wy- pełnienie)	60	0,3	13 (**)
membrana	geotkaninę	692 [kN/mb]	0,2	—

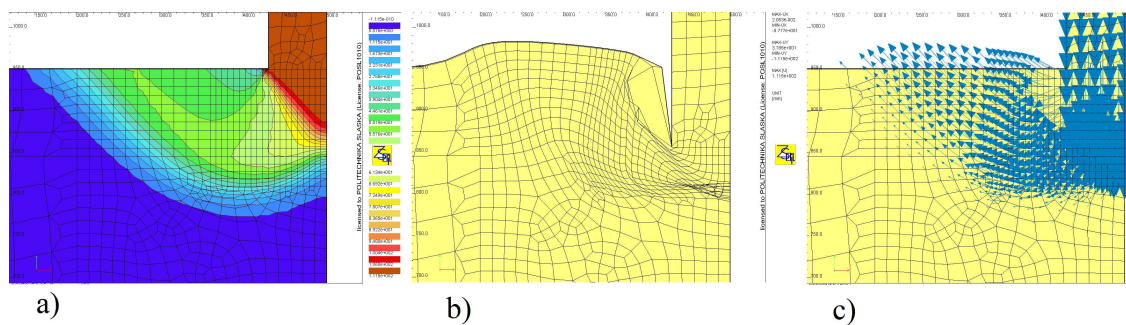
Tab. 6.2. Podstawowe parametry gruntów wykorzystanych do badań uzyskane z literatury. (*) — dla drewna iglastego klasy C27 wg. PN-EN 388 (2019) [84]; (**) — parametr dobrany na podstawie dokumentacji programu Z-Soil [134] wg zalecenia: $\psi = \phi - 30^\circ$ dla gruntów charakteryzujących się kątem tarcia wewnętrznego $\phi \geq 30^\circ$.

no przedstawioną na rys. 6.3 zależność obciążenie–osiadanie najlepiej odzwierciedlającą zachowanie się modelu w skrzyni. Ze względu na uzyskanie w laboratoryjnym doświadczeniu stanu równowagi chwiejnej, rozumianej jako pogrążanie fundamentu w materiał podłoża z równoczesnym wyporem gruntu na obie jego strony, w sposób arbitralny ograniczono zakres analizy do naprężeń $\sigma = 88 \text{ kPa}$ (poprawność tego założenia została potwierdzona wynikami modelu 4, uzyskanymi na przebudowanym stanowisku, gdzie maksymalne obciążenie przeniesione przez fundament wyniosło $\sigma = 92 \text{ kPa}$). Zmodyfikowany współczynnik determinacji dla tak przedstawionych wyników wynosi $R^2 = 0,990$ (rys. 6.3). Doprowadzenie do takiej zgodności z pomiarami wymagało modyfikacji niektórych parametrów modelu, których ostatecznie uzyskane wartości przedstawiono w tab. 6.3.

Warto tu podkreślić, że model MES nie uzyskał zbieżności rozwiązania w kolejnym kroku obciążenia (dla $\sigma = 109 \text{ kPa}$), a analiza mapy przemieszczeń oraz przemieszczeń punktów węzłowych siatki elementów skończonych (po wprowadzeniu jako czas referencyjny stanu z poprzedniego kroku obliczeniowego) wykazuje ewidentnie wyparcie gruntu spod fundamentu, czyli utratę stateczności, co jest dobrze widoczne na rys. 6.4.



Rys. 6.3. Model 1: zależność obciążenie–osiadanie dla podłoża bez wzmocnienia uzyskana laboratoryjnie (kolor zielony), oraz drogą analizy wstecznej w programie Z-Soil (kolor czerwony). Zmodyfikowany współczynnik determinacji $R^2 = 0,990$ (dla obciążeń ograniczonych do $\sigma = 88 \text{ kPa}$).



Rys. 6.4. Model 1, wyniki analizy MES w ostatnim kroku obciążenia, przedstawione w wartościach porównanych do poprzedniego kroku obciążenia: a) — mapa przemieszczeń całkowitych; b) — deformacja siatki elementów skończonych; c) — wektory przemieszczeń węzłów siatki.

Model 1	E [MPa]	ν [-]	ψ [°]	ϕ [°]	c [kPa]
fundament	4000	—	—	—	—
szttywne podłoże	175	0,2	10	40	0
słabe podłoże	0,85	0,3	0	19	5

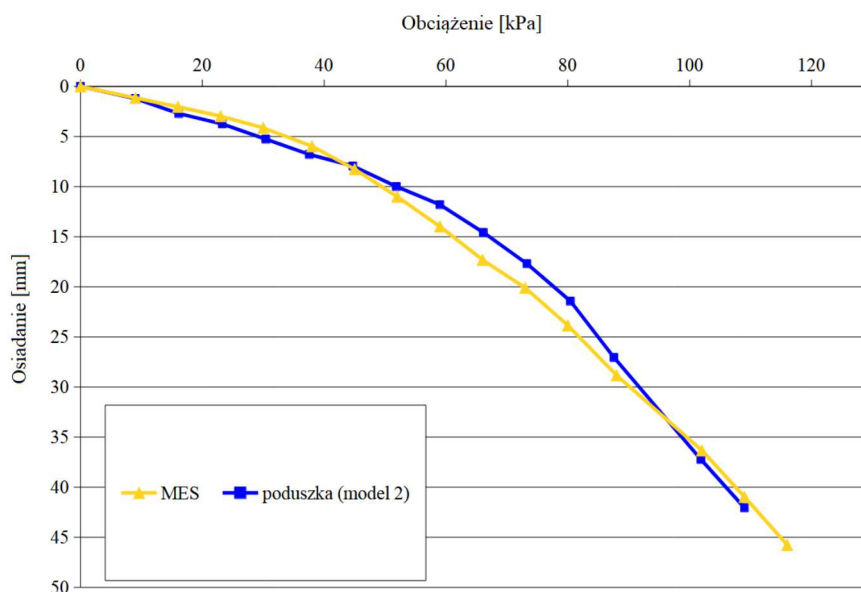
Tab. 6.3. Parametry materiałowe modelu 1 uzyskane w wyniku analizy MES.

Fundament na podłożu wzmocnionym geopoduszką i poduszką z geomateracem (model 2 i 3).

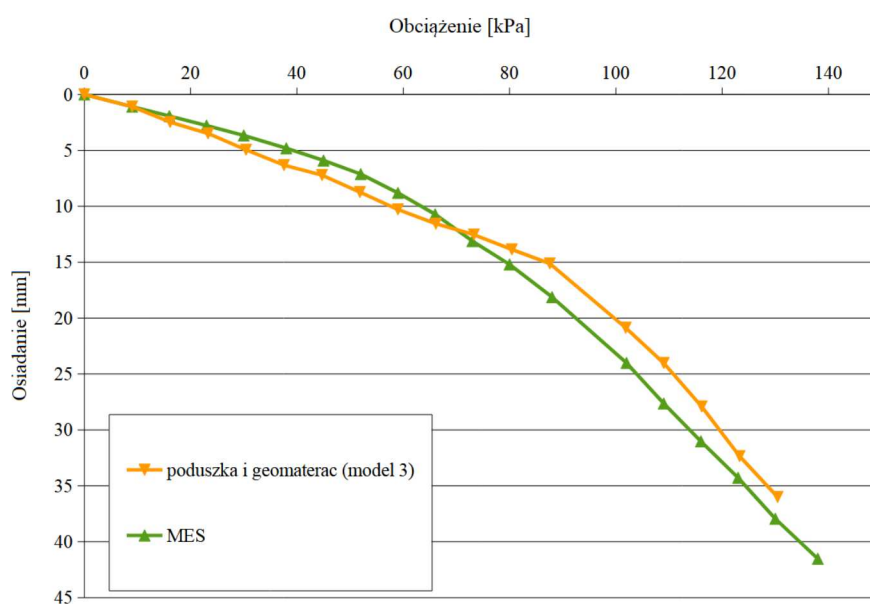
W kolejnych etapach, przy zastosowaniu parametrów wyznaczonych dla modelu 1, przeprowadzono proces wyznaczenia parametrów materiałowych materiału poduszki a następnie geomateraca w ten sposób, by uzyskać najlepszą zgodność z krzywą obciążenie–osiadanie z modelowych badań laboratoryjnych. Uzyskane w ten sposób wartości przedstawiono w tab. 6.4. Przeprowadzona analiza heurystyczna pozwoliła na osiągnięcie zmodyfikowanego współczynnika determinacji o wysokiej wartości: $R^2 = 0,986$ dla modelu 2 (rys. 6.5), przy pominięciu wyników MES dla obciążeń przekraczających graniczną wartość uzyskaną w badaniach laboratoryjnych, tj. do naprężeń $\sigma = 116 \text{ kPa}$. Niższą wartość współczynnika determinacji osiągnięto dla modelu 3: $R^2 = 0,892$ (rys. 6.6), którą uznano jednak za dopuszczalną. Należy podkreślić, że badania laboratoryjne, do których odwołane są wyniki analizy MES, zostały zarejestrowane na stanowisku przed modyfikacją, ze wszystkimi potencjalnie płynącymi stąd konsekwencjami.

Model 2 i 3	E [MPa]	ν [–]	ψ [°]	ϕ [°]	c [kPa]
fundament	4000	—	—	—	—
sztywne podłoże	175	0,2	0	10	0
słabe podłoże	0,85	0,3	0	19	5
poduszka	10	0,27	3	33	5
wypełnienie materaca	10	0,27	5	35	12
geotkanina	100 kN/m	0,2	—	—	—

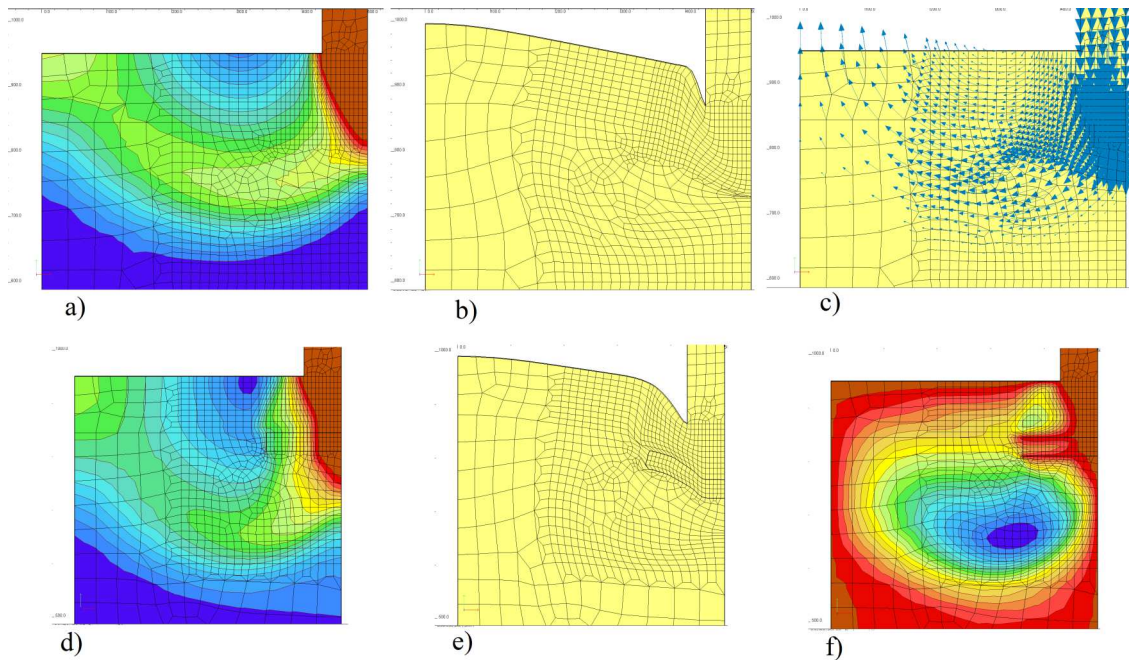
Tab. 6.4. Parametry materiałowe modeli 2 i 3 uzyskane w wyniku analizy MES.



Rys. 6.5. Model 2, wyniki analizy MES: zależność obciążenie–osiadanie dla podłoża wzmocnionego poduszką uzyskana laboratoryjnie (kolor granatowy), oraz drogą analizy wstecznej w programie Z-Soil (kolor żółty). Zmodyfikowany współczynnik determinacji $R^2 = 0,986$ (dla obciążeń ograniczonych do $\sigma = 116 \text{ kPa}$).



Rys. 6.6. Model 3, wyniki analizy MES: zależność obciążenie–osiadanie dla podłoża wzmocnionego poduszką i geomateracem uzyskana laboratoryjnie (kolor pomarańczowy), oraz drogą analizy wstecznej w programie Z-Soil (kolor zielony). Zmodyfikowany współczynnik determinacji $R^2 = 0,892$ (dla obciążeń ograniczonych do $\sigma = 130 \text{ kPa}$).



Rys. 6.7. Wyniki analizy MES w ostatnim kroku obciążenia, przedstawione w wartościach porównanych do poprzedniego kroku obciążenia: a) — mapa przemieszczeń całkowitych (model 2); b) — deformacja siatki elementów skończonych (model 2); c) — wektory przemieszczeń węzłów siatki (model 2); d) — mapa przemieszczeń całkowitych (model 3); e) — zdeformowana siatka elementów skończonych (model 3); e) — mapa przemieszczeń poziomych (model 3).

Na rysunku 6.7, e) przedstawiono mapę przemieszczeń poziomych obliczonych dla ostatniego kroku obciążenia. Wyraźnie widoczny jest wpływ ograniczenia możliwości przemieszczeń materiału przez geosyntetyk. Analizując otrzymane mapy można zauważyć, że dla modelu ze wzmocnieniem geosyntetycznym włączana jest do współpracy zdecydowanie większa objętość podłoża gruntowego, wyparcie gruntu jest realizowane nie tylko na większej szerokości, ale i przebiega przez większą głębokość.

6.1.6. Wyniki analizy MES modeli z drugiej serii badań (model 5, 7 ÷ 9).

Stosując te same modele numeryczne i schemat postępowania, co omówiono we wcześniejszym podrozdziale 6.1.5, wykonano analizę czterech pozostałych modeli laboratoryjnych. Zachowano przy tym ich oznaczenia zgodne z numerami nadanymi w sekcji badań w skrzyni modelowej (rozdz. 5.1 na str. 46). W modelu 5 dobrano więc parametry słabego podłoża, w kolejnym (model 7) materiału poduszki, następnym (model 8) geomateraca z geotkaniną oraz w ostatnim (model 9) geomateraca z georusztem. Dla zachowania czytelności, otrzymane na drodze analizy wstecznej parametry poszczególnych elementów modeli przedstawiono zbiorczo w tab. 6.7. Obliczone wartości zmodyfikowanych współczynników determinacji (R^2), po ograniczeniu do obciążeń o wartości granicznej nośności poszczególnych modeli (σ_{max}) przedstawiono zbiorczo w tabeli 6.5.

Otrzymane w wyniku analizy MES zależności obciążenie–osiadanie, wraz z odpowiadającymi im krzywymi z badań laboratoryjnych w skrzyni modelowej przedstawiono na

Model	R^2	σ_{max} [kPa]
model 5	0,997	128
model 7	0,991	147
model 8	0,941	187
model 9	0,986	239

Tab. 6.5. Zmodyfikowany współczynnik determinacji (R^2) uzyskany dla analizowanych modeli, wraz z wartością maksymalnego obciążenia (σ_{max}) do którego została ograniczona analiza wyników.

kolejnych rysunkach: (model 5) — rys. 6.8; (model 7) — rys. 6.9; (model 8) — rys. 6.10 i (model 9) — rys. 6.11.

element	E [MPa]	ν [—]	ψ [°] (*)	ϕ [°]	c [kPa]
fundament	4000	0,2	—	—	—
podłoże sztywne	175	0,2	10	40	0
słabe podłoże	10	0,3	4	34	0
poduszka	15	0,3	5	35	0
wypełnienie materaca	15	0,3	10	40	0
geotkanina	692 kN/m	0,2	—	—	—
georuszt	400 kN/m	0,2	—	—	—

Tab. 6.6. Parametry materiałowe modeli 5, 7, 8 i 9 uzyskane z badań laboratoryjnych oraz literatury użyte jako początkowe w analizach numerycznych. (*) — parametr dobrany na podstawie dokumentacji programu Z-Soil [134] wg zalecenia: $\psi = \phi - 30^\circ$ dla gruntów charakteryzujących się kątem tarcia wewnętrznego $\phi \geq 30^\circ$.

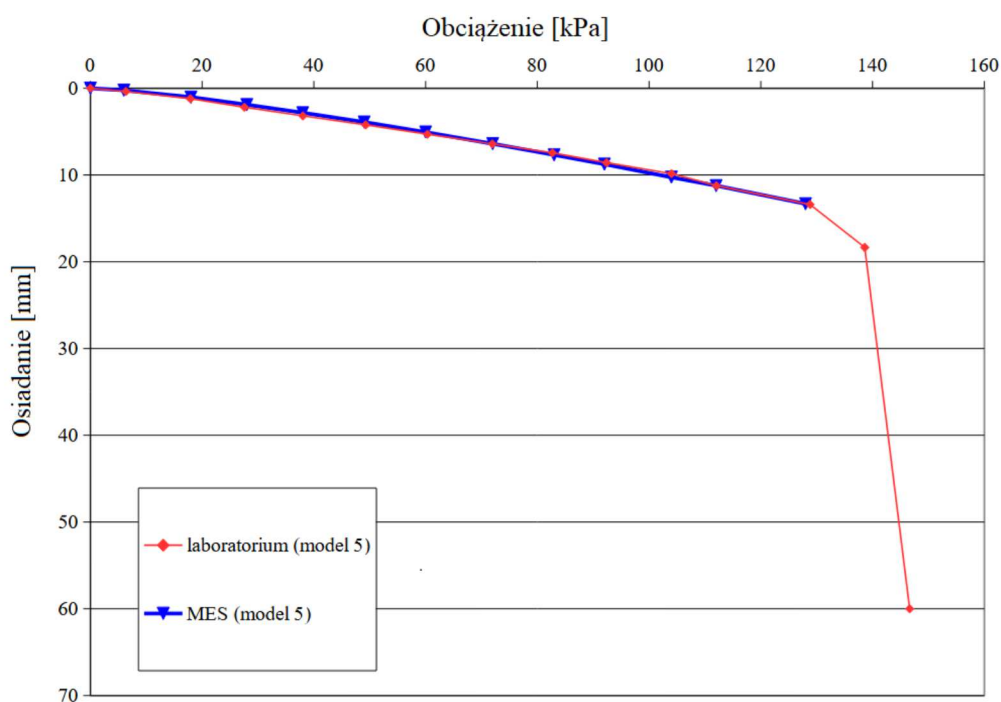
Uzyskanie zadowalającej zgodności krzywych obciążenie–osiadanie dla modeli ze wzmocnieniem geosyntetycznym wymagało dodatkowych zabiegów obliczeniowych. Konieczne było wydzielenie w obszarze sąsiadującym z geosyntetykiem stref o większych parametrach wytrzymałościowo–odkształceniowych, niż wyznaczone wcześniej dla tych materiałów (w tab. 6.6 pozycje oznaczone (*)), co jest zgodne z publikacjami osób zajmującymi się problematyką skrępowania gruntu w strefie współpracy z georusztem (Konietzky *et al.* [59], Rakowski *et al.* [94], Tutumluer *et al.* [121] i Wang *et al.* [127]).

Dodatkowo, w modelu z geotkaniną, konieczne było zamodelowanie strefy kontaktu wokół materaca. Strefa wzmocnionej poduszki oraz podłoża gruntowego przylegała bezpośrednio do płaszczyzny geosyntetyku i miała miąższość 21 mm. Bez tych modyfikacji, niemożliwe było uzyskanie zadowalającej korelacji z wynikami laboratoryjnymi, nawet przy wprowadzaniu parametrów geomateraca na bardzo wysokim i nie mającym fizycznie uzasadnienia poziomie. Ocena przemieszczeń siatki elementów skończonych dla modelu 8 przedstawionej na rys. 6.12 e) i f) w chwili zniszczenia potwierdza obserwacje z badań laboratoryjnych, tj. zniszczenie układu w wyniku przemieszczenia gruntu nad geomateracem (włącznie z ścięciem materiału poduszki). Dla tak zmodyfikowanego modelu udało się uzyskać zadowalającą, choć zdecydowanie najniższą, wartość zmodyfikowanego współczynnika

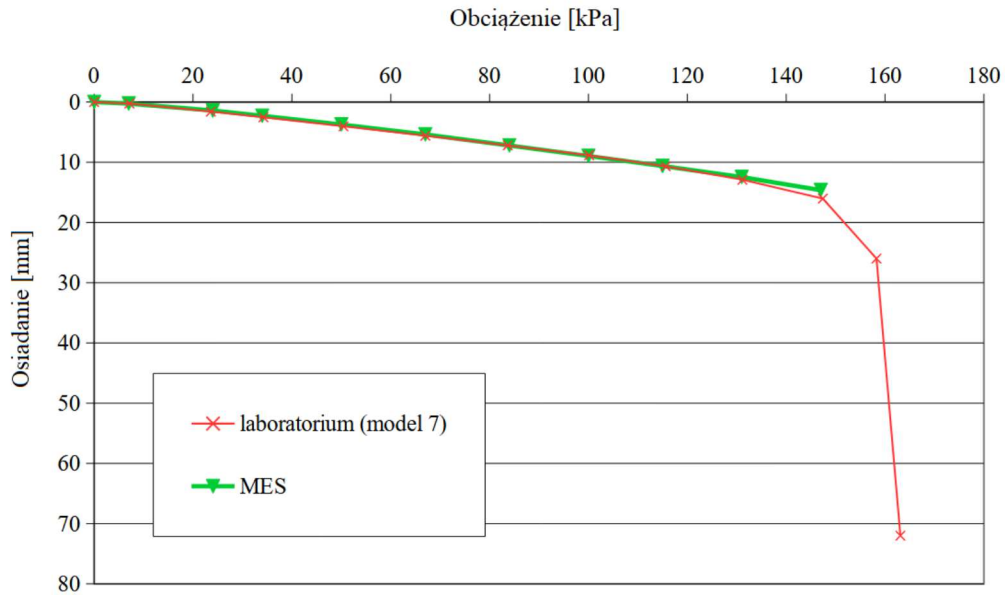
determinacji $R^2 = 0,941$.

element	E [MPa]	ν [-]	ψ [°]	ϕ [°]	c [kPa]
fundament	4000	0,2	—	—	—
podłoże sztywne	175	0,2	10	40	0
słabe podłoże	5,2	0,26	1,5	31,5	0
słabe podłoże wzm. (*)	10	0,26	4	34	3
poduszka	5,5	0,26	3	33	0
poduszka wzm. (*)	10	0,26	6	36	3
wypełnienie materaca	10	0,26	13	43	12
geotkanina	150 kN/m	0,2	—	—	—
georuszt	500 kN/m	0,2	—	—	—
kontakt	$\frac{K_n}{K_t} = 0,01$	$K_n = 1$	$\mu = 0,6$	—	—

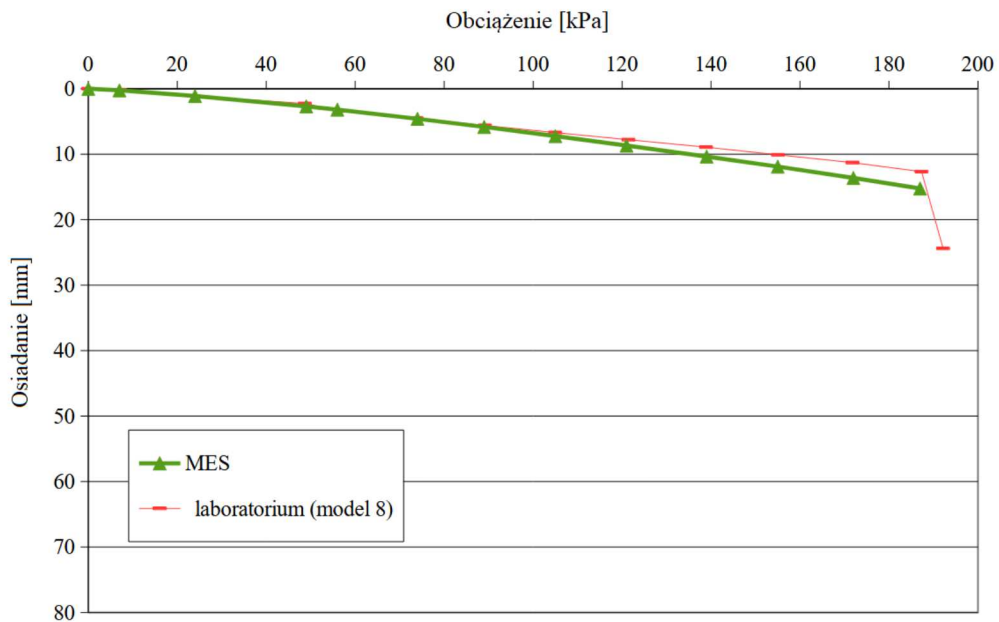
Tab. 6.7. Parametry materiałowe modeli 5, 7, 8 i 9 uzyskane metodą analizy półwstecznej.
 (*) — parametry dla modelu 8 i 9 (wzmocnienie z geomateracem — opis w tekście).



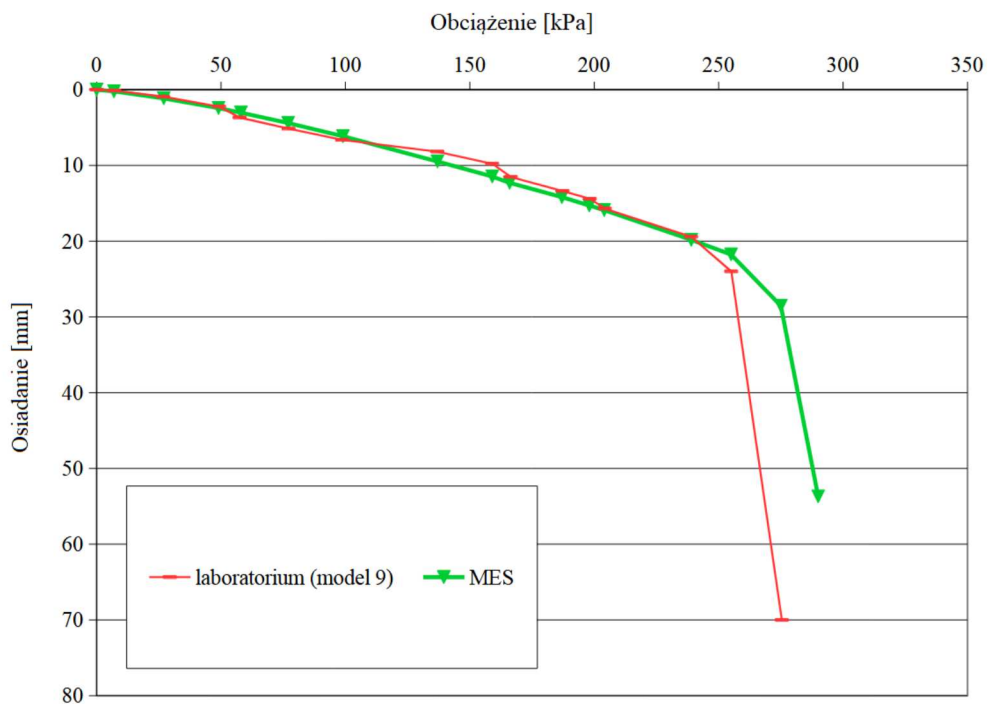
Rys. 6.8. Wyniki analizy MES w formie wykresu zależności obciążenie — osiadanie dla fundamentu na podłożu bez wzmocnienia (model 5) odniesione do wykresu z badań laboratoryjnych. Zmodyfikowany współczynnik determinacji $R^2 = 0,997$.



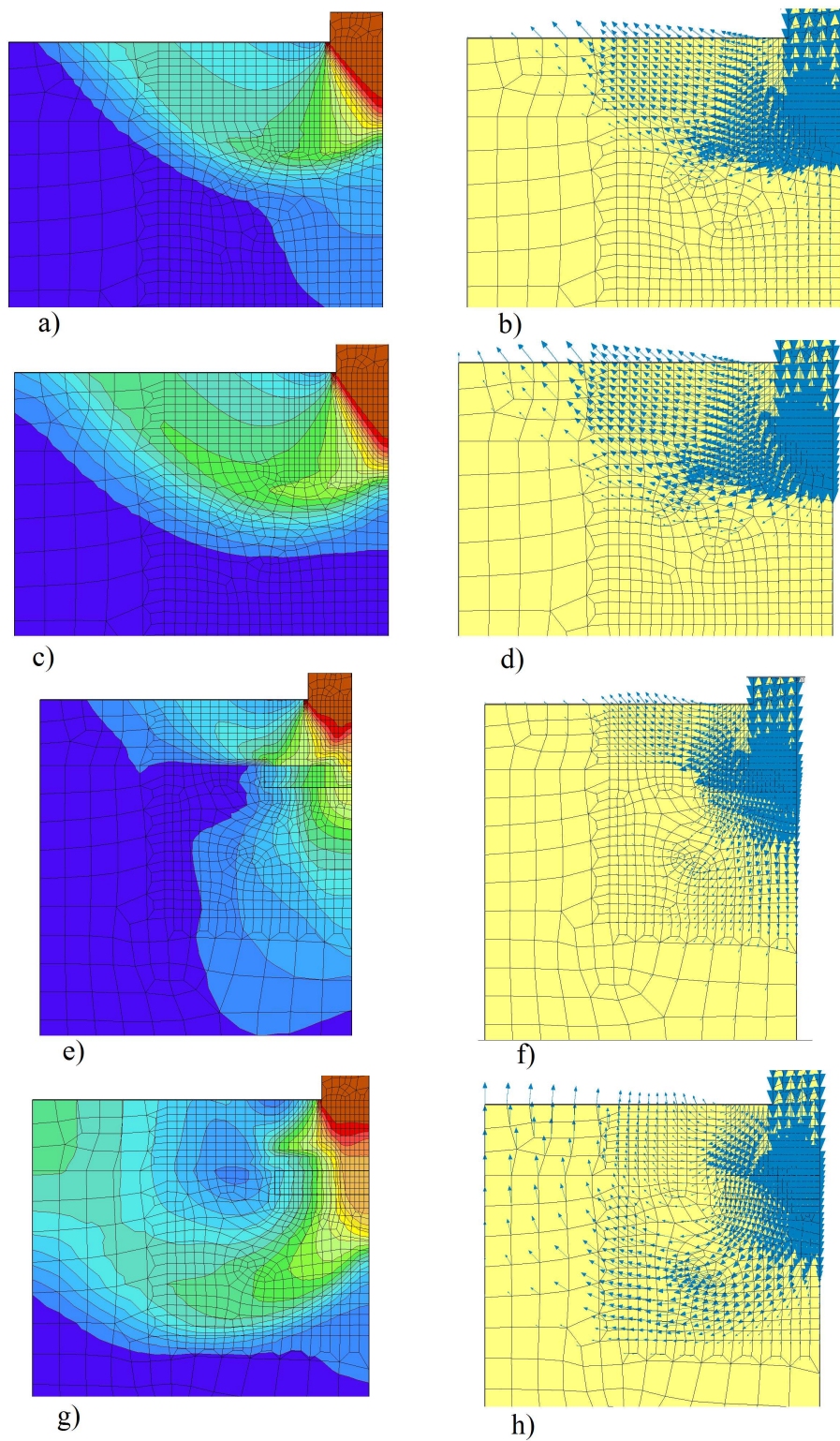
Rys. 6.9. Wyniki analizy MES w formie wykresu zależności obciążenie — osiadanie dla fundamentu na podłożu wzmocnionym poduszką z piasku średniego (MSa) (model 7) odniesione do wykresu z badań laboratoryjnych. Zmodyfikowany współczynnik determinacji $R^2 = 0,991$.



Rys. 6.10. Wyniki analizy MES w formie wykresu zależności obciążenie — osiadanie dla fundamentu posadowionego na poduszce i geomateracu powstałym przez owinięcie kruszywa geotkaniną (model 8) odniesione do wykresu z badań laboratoryjnych. Zmodyfikowany współczynnik determinacji $R^2 = 0,941$.

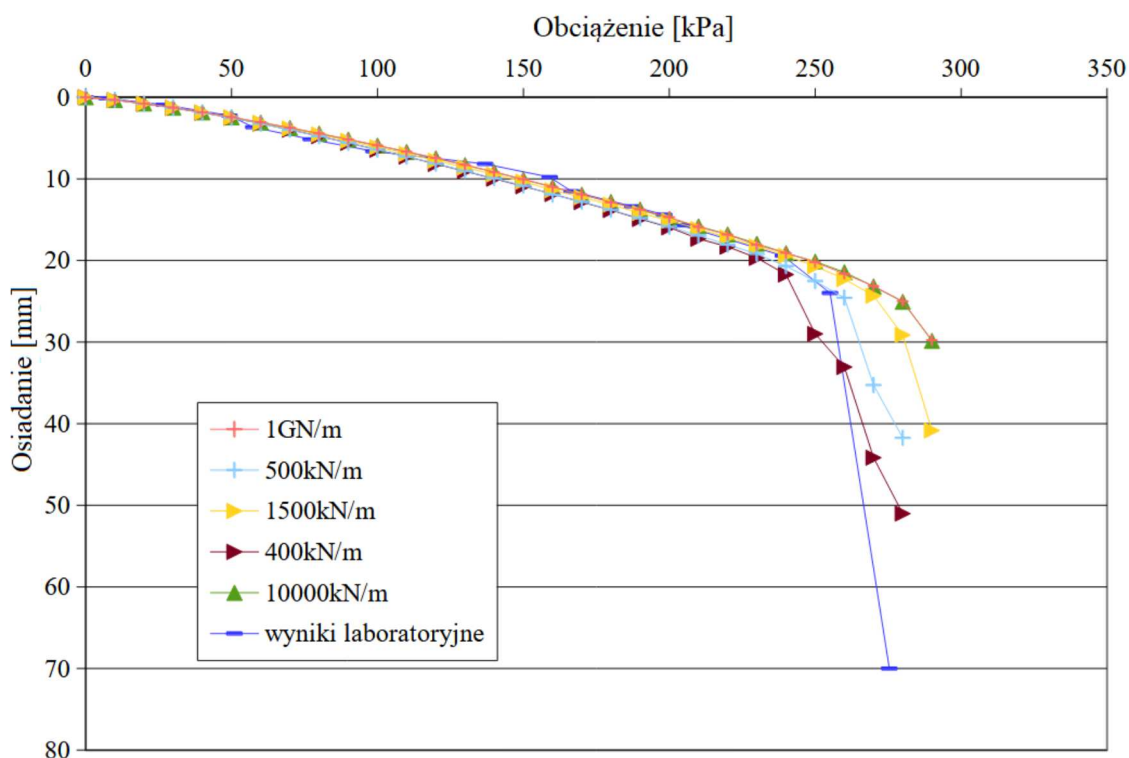


Rys. 6.11. Wyniki analizy MES w formie wykresu zależności obciążenie — osiadanie dla fundamentu posadowionego na poduszce i geomateracu z georusztem (model 9) odniesione do wykresu z badań laboratoryjnych. Zmodyfikowany współczynnik determinacji $R^2 = 0,986$.



Rys. 6.12. Wyniki analizy MES w ostatnim kroku obciążenia, przedstawione w wartościach porównanych do poprzedniego kroku obciążenia, mapa przemieszczeń całkowitych, oraz siatka elementów skończonych z wektorami przemieszczeń węzłów: a), b) — bez wzmocnienia (model 5); c), d) — wzmocnienie geopoduszką (model 7); e),f) — wzmocnienie poduszką i materacem z geotkaniny (model 8); g), h) — wzmocnienie poduszką i materacem z siatką sztywną (model 9).

W trakcie obliczeń prowadzono na bieżąco ocenę wrażliwości każdego modelu na zmianę jego parametrów. Ze względu na chęć zachowania przejrzystości rozprawy, oraz fakt, że jest to element wiodący w niniejszym zagadnieniu, a pełne jego omówienie zajęłoby dużo miejsca wnosząc przy tym stosunkowo niewiele wartościowych danych do ostatecznych wniosków, na rys. 6.13 przedstawiono jeden z wielu wykresów pomocniczych, których prezentowanie w pracy pominięto. Przedstawiony wykres służył autorowi zarówno do heurystycznej oceny jakości dopasowania krzywych, jak i oceny wrażliwości modelu 9 ze względu na zmianę sztywności membrany.



Rys. 6.13. Model 9, wyniki analizy MES w formie wykresu zależności obciążenie — osiadanie. Przedstawione wyniki obejmowały dobór na drodze analizy wstecznej poprawnej wartości sztywności [kN/m] geomembrany użytej do zamodelowania georusztu.

6.1.7. Ocena uzyskanych wyników.

Wykonane obliczenia numeryczne obejmujące analizę badań laboratoryjnych w skrzyni wykazały, że w trakcie realizacji badań doszło do pewnych uchybień. Jak przedstawiono na rys. 6.7 oraz na rys. 6.12, obszar przemieszczeń węzłów siatki w przypadku modelu ze wzmocnieniem podłoża objął również strefę brzegową analizowanego zagadnienia. Świadczy to o dobraniu zbyt dużej szerokości fundamentu (implikującej szerokość poduszki i materaca) w stosunku do wymiarów dostępnej skrzyni modelowej, i wynikających stąd zaburzeń uzyskanych wyników. Uwzględniając dodatkowo skokowe generowanie obciążenia ręcznie sterowanym siłownikiem hydraulicznym (model 2 i 3), podczas realizacji badań zostały nieumyślnie popełnione błędy mające bez wątpienia wpływ na uzyskane zależności. Dlatego ocenę prezentowanych wyników należy w opinii autora prowadzić pod kątem jakościowym, mając na uwadze ich ograniczenia w analizie ilościowej.

6.2. Analiza MES posadowienia budynku w Piekarach Śląskich.

Zrealizowane i omówione w pkt. 5.2.2 na stronie 68 próbne obciążenia podłoża gruntowego były podstawą do przeprowadzenia analizy wstecznej przy pomocy pakietu Z-Soil. Ponieważ obciążenie było generowane na prostokątnej stopę fundamentową o wymiarach $1,5 \times 2,0 \text{ m}$, zdecydowano się na zamodelowanie zagadnienia przestrzennego (3D). Wykorzystano przy tym właściwość, że obiekt posiadał dwie osie symetrii, posadowiony był na jednorodnym podłożu, oraz obciążony symetrycznie. Wystarczającym więc było wykonanie modelu jego ćwierci i założenie odpowiednich warunków brzegowych. Pozwoliło to na istotne ograniczenie czasu obliczeń, przy zachowaniu tej samej jakości wyników.

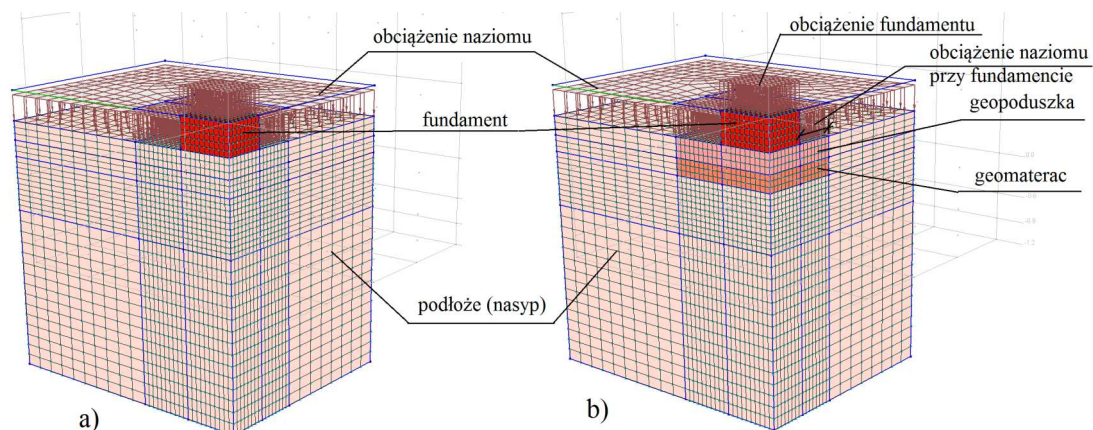
6.2.1. Model geometryczny.

Analizowany model fundamentu miał wymiary $\frac{B}{2} = 0,75 \text{ m}$ na $\frac{L}{2} = 1,0 \text{ m}$. Miąższość warstwy nasypu niekontrolowanego była zgodna z dokumentacją geologiczną [135] pomniejszoną o poziom zrealizowanego wykopu i wynosiła $H = 4,65 \text{ m}$, wymiary w rzucie $4,0 \times 5,0 \text{ m}$. Wzmocnienie podłoża (model B i C) obejmowało wykonanie warstwy poduszki z żużla hutniczego o uziarnieniu $0 - 60 \text{ mm}$, miąższości $0,35 \text{ m}$ i wymiarach w planie $\frac{B_p}{2} = 1,5 \text{ m}$ na $\frac{L_p}{2} = 2,0 \text{ m}$, podścielonej geomateracem o tych samych wymiarach w rzucie, a miąższości $H_g = 0,30 \text{ m}$.

6.2.2. Model dyskretny.

Zdefiniowany wg tych reguł model dyskretny, ujmujący zagęszczenie siatki elementów skończonych w rejonach koncentracji naprężeń przedstawiono na rys. 6.14. Zdefiniowano warunki brzegowe zagadnienia więzami jak dla skrzyni modelowej (odebrana możliwość przesuwu dla węzłów siatki na ścianach bocznych w kierunku normalnym do płaszczyzny ściany, oraz we wszystkich kierunkach na płaszczyźnie podstawy).

Obciążenia zostały założone w następujący sposób: obciążenie naziomu o wartości $\sigma = 16,5 \text{ kPa}$ zastępujące ciężar własny gruntu przyległego, bezpośrednio na poduszce (w rejonie wykonanego wykopu) zastosowano obciążenie o wartości $\sigma = 1 \text{ kPa}$ celem uniknięcia braku zbieżności rozwiązania dla gruntów niespoistych. Obciążenie fundamentu zdefiniowano wg właściwej funkcji obciążenia w sposób zgodny z poszczególnymi etapami dociążania. Na rys. 6.14 obciążenia wszystkich elementów mają wartość jednostkową, dopiero właściwa wartość była uzyskiwana mnożnikiem w odpowiedniej funkcji obciążenia.



Rys. 6.14. Piekary Śląskie. Aksonometryczny widok siatki elementów skończonych: a) model bez wzmocnienia podłoża (A); b) model ze wzmocnieniem poduszką i geomateracem (B i C). Wartości obciążeń jednostkowe, właściwe poziomy naprężen były osiągnięte stopniami, wg założonych funkcji obciążenia zgodnych z realizacją *in situ*.

6.2.3. Modele konstytutywne.

Do budowy modelu żelbetowego fundamentu wykorzystano model ciała liniowo sprężystego.

Podłoże zamodelowano materiałem sprężysto–idealnie plastycznym z powierzchnią ograniczającą Coulomba–Mohra. Jest to uzasadnione występowaniem jedynie materiałów niespoistych w podłożu gruntowym w zakresie rozpoznany badaniami geologicznymi [135], w tym również przypowierzchniowych nasypów niekontrolowanych w których zaprojektowano posadowienie.

Do modelowania geosyntetyków wykorzystano materiał liniowo sprężystej membrany izotropowej.

6.2.4. Parametry materiałów.

Podstawową trudnością związaną z wartościami parametrów materiałowych w analizowanym przypadku była wielkość ziaren kruszywa. Zarówno materiał nasypowy, który obejmował praktycznie całą strefę aktywną posadowienia, jak i materiały wypełniające użyte do budowy poduszki i materaca, cechowały się znaczną zawartością frakcji kamienistej, lokalnie wręcz była ona dominująca. Nawet tak trywialne zadanie, jak wykonanie analizy sitowej, w standardowo wyposażonym laboratorium mechaniki gruntów nie mogło być przeprowadzone, a oznaczenia kąta tarcia wewnętrznego takiego materiału było całkowicie poza zakresem możliwości autora. Znane są próby częściowego ominięcia tego problemu, np. w formie odsiania określonego nadziarna i przeprowadzenia oznaczeń w aparatach laboratoryjnych na tak spreparowanym materiale, ale jak udowodnił Kawalec [52], prowadzi to do istotnego niedoszacowania tak wyznaczonych parametrów. Stąd też zaczerpnięto z jego pracy [51] dane o średnich wartościach parametrów dla łupków kopalnianych z terenu Górnego Śląska, które wyznaczył w aparatach wielkowymiarowych. Przyjęto je jako wyjściowe do dalszej analizy wstecznej, przy czym parametry dla łupka

niezageszczonemu przyjęto dla materiału nasypu niekontrolowanego.

Parametry materiałów geosyntetycznych przyjęto za ich producentami, tj. firmą Kordarna (geosiatka Armatex G80/80 [33]) oraz Tensar (georuszt Tensar SS40 [119]).

Syntetyczne zestawienie użytych do modelowania parametrów poszczególnych elementów przedstawiono w tab.6.8.

Model	E [MPa]	ν [-]	ψ [°]	ϕ [°]	c [kPa]
fundament	29000	0,2	—	—	—
nasyp (łupek nieprze- palony)	3,5	0,3	15(*)	45	0
poduszka	15	0,27	15(*)	45	0
wypełnienie materaca	15	0,27	15(*)	45	0
geosiatka	692 kN/m	0,2	—	—	—
georuszt	400 kN/m	0,2	—	—	—

Tab. 6.8. Parametry materiałowe przyjęte jako wyjściowe do analizy MES na podstawie danych literaturowych. (*) — parametr dobrany na podstawie dokumentacji programu Z-Soil [134] wg zalecenia: $\psi = \phi - 30^\circ$ dla gruntów charakteryzujących się kątem tarcia wewnętrznego $\phi \geq 30^\circ$. Parametry materiałów geosyntetycznych przyjęto za deklaracjami producentów, tj. firmą Kordarna (geosiatka Armatex G80/80 [33]) oraz Tensar (georuszt Tensar SS40 [119]).

6.2.5. Analizy numeryczne.

Przeprowadzono szereg analiz opartych o trzy modele dyskretnie (A, B i C), kolejno przypisując litery alfabetu fundamentowi posadowionemu bez wzmocnienia (A), na poduszce i geomateracu z geosiatką tkaną (B) oraz poduszce z materacem z georusztu o sztywnych węzłach (C). W pierwszym modelu weryfikowano parametry warstwy nasypu niekontrolowanego, w kolejnych parametry materiału wzmocnienia. Uproszczeniem powyższego zadania był fakt, że został użyty ten sam materiał do wypełnienia geomateraca jak i poduszki.

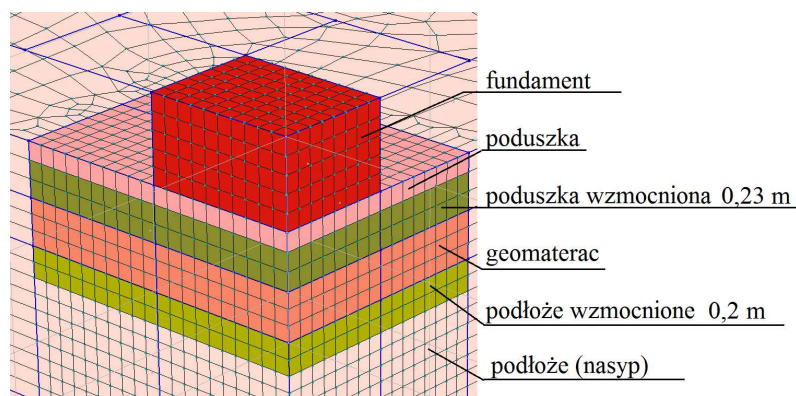
Analizy numeryczne były prowadzone do identycznego poziomu naprężeń jak w doświadczeniu na poletku próbnym, oraz w identycznych przyrostach wartości obciążeń.

Jak we wcześniejszych analizach, w płaskim stanie odkształcenia, tak i tutaj prowadzono heurystyczną ocenę uzyskiwanych zależności obciążenie–osiadanie równocześnie dokonując oceny wrażliwości modelu na zmiany parametrów. Podczas wszystkich iteracji nie stwierdzono niestabilności rozwiązania, tj. nadmiernej odpowiedzi modelu na zmianę parametrów wejściowych.

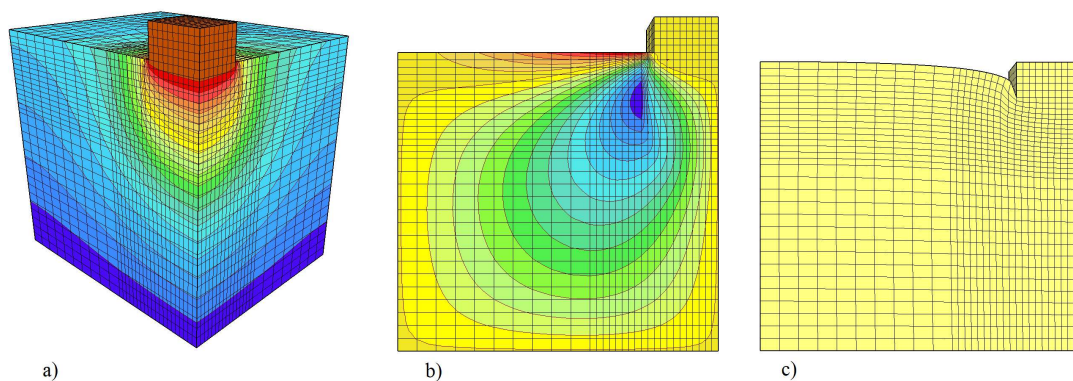
Celem uzyskania zadowalającej zbieżności krzywej z analizy MES z krzywą uzyskaną podczas próbnym obciążeniu, konieczne było dodatkowe zmodyfikowanie parametrów podłoża nasypowego oraz poduszki. Wprowadzono więc obszar wzmocnienia o miąższości 0,2 m w podłożu gruntowym, oraz 0,23 m w modelu poduszki. Zakres modyfikacji przedstawiono na rys. 6.15, a parametry zmodyfikowanych materiałów umieszczono w tab. 6.9

z oznaczeniem (*). Miąższość warstw zmodyfikowanych, podlegających zjawisku skrępowania, była zgodna z wynikami analiz Konietzkiego [59] i Tutumluera [121], którzy określili ją w badaniach DEM dla georusztów na ok. 200 mm.

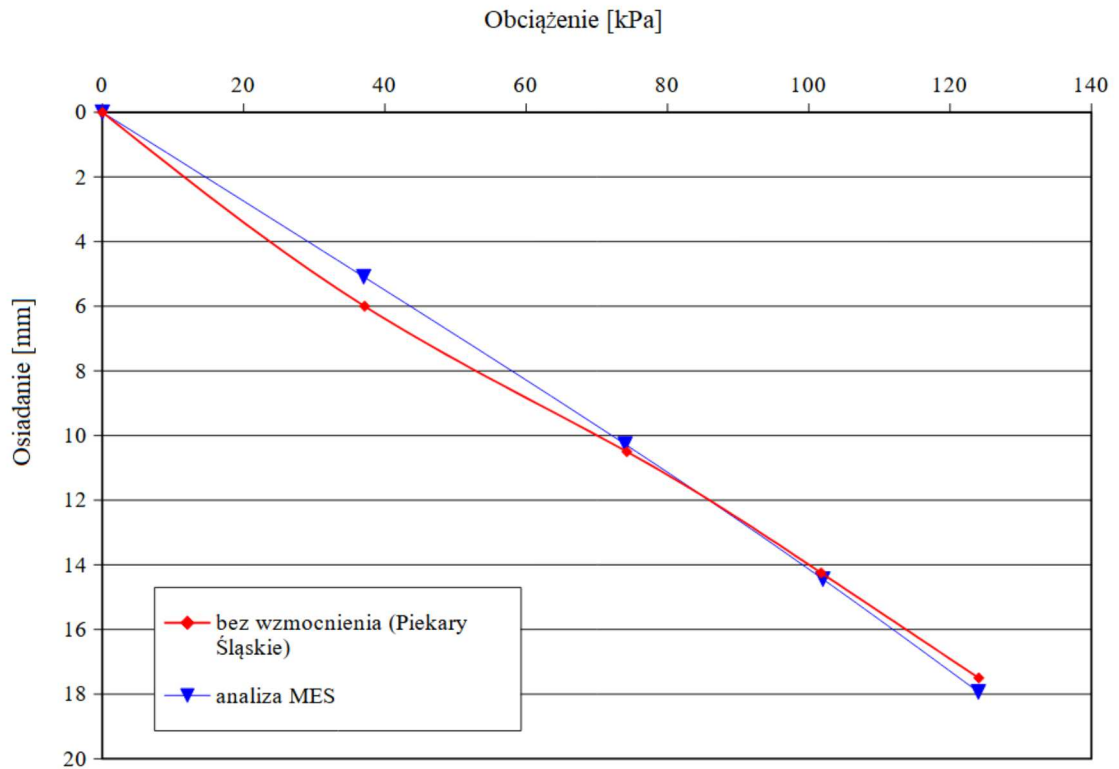
Obliczone zależności obciążenie–osiadanie przedstawiono kolejno: rys. 6.17 dla modelu A, rys. 6.19 dla modelu B i rys. 6.20 dla modelu C. Uzyskano przy tym stosunkowo wysokie wartości zmodyfikowanego współczynnika determinacji R^2 : 0,995 dla modelu A, 0,995 dla modelu B i 0,974 dla modelu C.



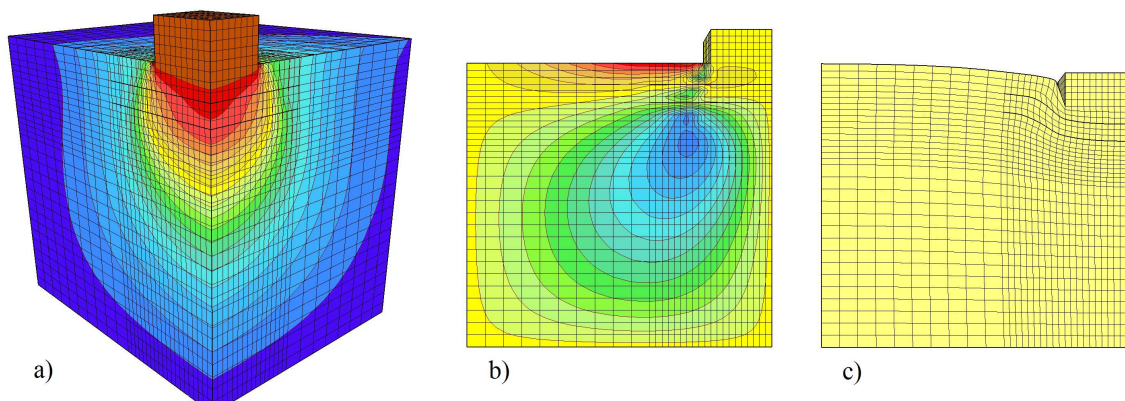
Rys. 6.15. Piekary Śląskie, model C, siatka elementów skończonych — aksonometria. Widok konieczny do wprowadzenia stref modyfikacji parametrów materiału celem uzyskania zgodności z wynikami próbnymi obciążeń.



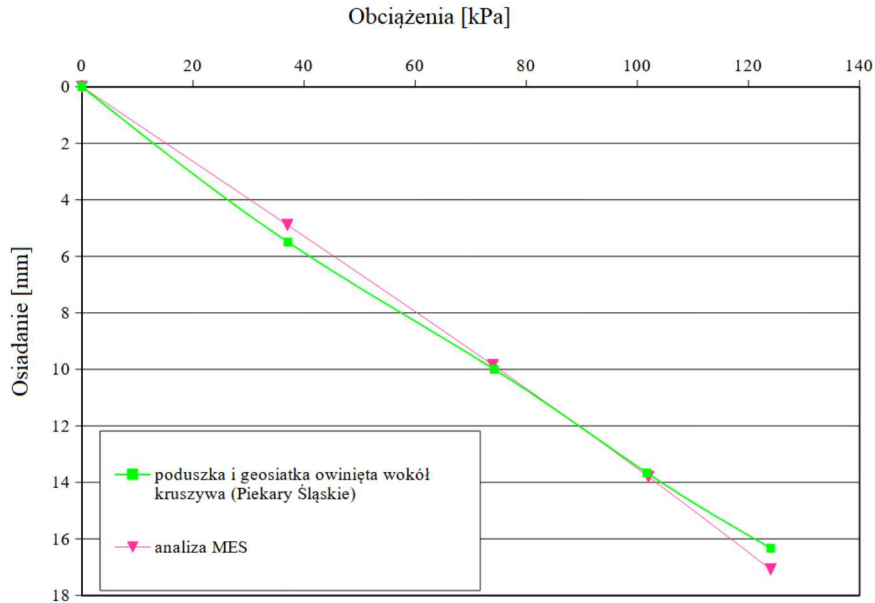
Rys. 6.16. Piekary Śląskie, model A w momencie zakończenia obliczeń: a) — widok aksonometryczny mapy uśrednionych przemieszczeń; b) — mapa przemieszczeń poziomych w płaszczyźnie XY; c) — zdeformowana siatka elementów skończonych.



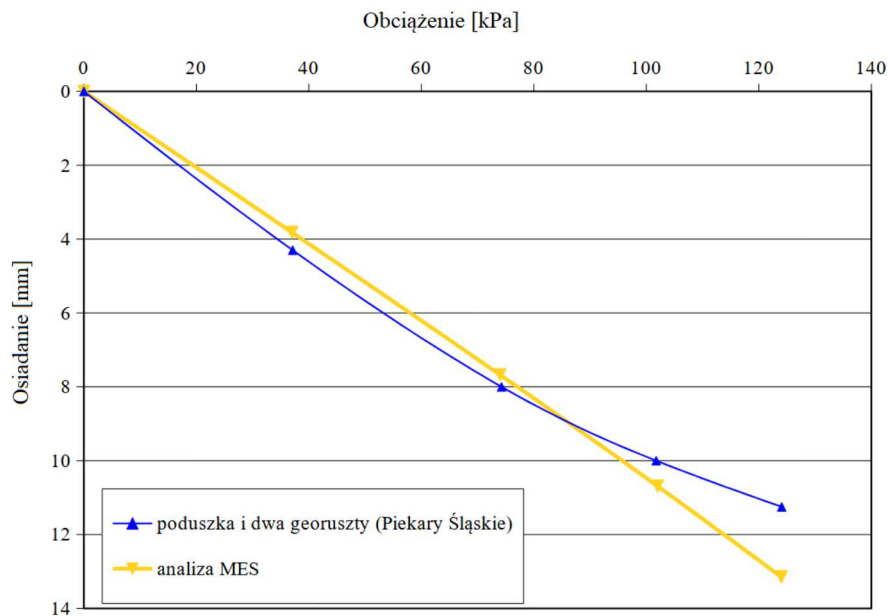
Rys. 6.17. Piekary Śląskie, model A. Zależność obciążenie–osiadanie uzyskana z próbnych obciążeń (kolor czerwony) oraz w wyniku analizy wstecznej MES 3D (kolor niebieski) dla modelu fundamentu posadwionego na podłożu bez wzmocnienia. Zmodyfikowany współczynnik determinacji $R^2 = 0,995$.



Rys. 6.18. Piekary Śląskie, model B w momencie zakończenia obliczeń: a) — widok aksonometryczny mapy uśrednionych przemieszczeń; b) — mapa przemieszczeń poziomych w płaszczyźnie XY; c) — zdeformowana siatka elementów skończonych. Widoczny wpływ materiałów geosyntetycznych w porównaniu do rys. 6.16. Analogiczne wyniki dla modelu C różnią się jedynie wartościami, pod względem jakościowym są tożsame.



Rys. 6.19. Piekary Śląskie, model B. Zależność obciążenie–osiadanie uzyskana z próbnych obciążeń (kolor zielony) oraz w wyniku analizy wstecznej MES 3D (kolor czerwony) dla modelu fundamentu posadowionego na podłożu wzmocnionym układem poduszki i geomateraca powstałym z owinięcia kruszywa geosiatką Armatex G80/80. Zmodyfikowany współczynnik determinacji $R^2 = 0,995$.



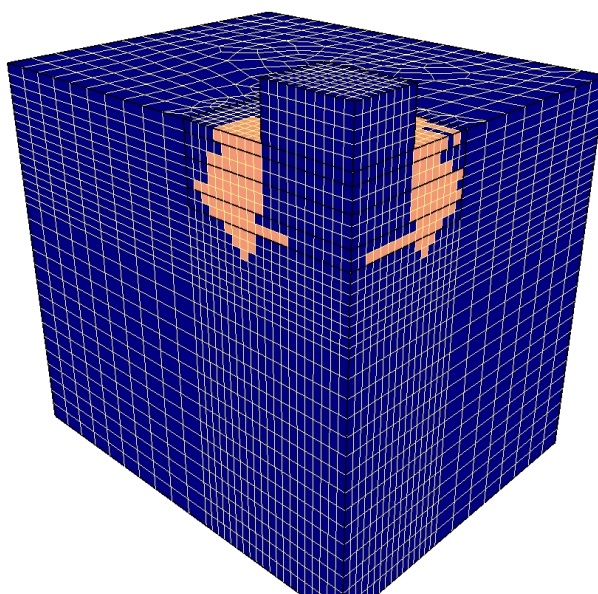
Rys. 6.20. Piekary Śląskie, model C. Zależność obciążenie–osiadanie uzyskana z próbnych obciążeń (kolor niebieski) oraz w wyniku analizy wstecznej MES 3D (kolor żółty) dla modelu fundamentu posadowionego na podłożu wzmocnionym układem poduszki i geomateraca powstałym z ułożenia dwóch odseparowanych warstw georusztu Tensar SS40. Zmodyfikowany współczynnik determinacji $R^2 = 0,974$.

Model	E [MPa]	ν [-]	ψ [°]	ϕ [°]	c [kPa]
fundament	29000	0,2	—	—	—
nasyp (łupek nieprzepalony)	7,5	0,3	13	43	0
nasyp wzm. (*)	15	0,3	13	43	0
poduszka	7,5	0,3	13	43	0
poduszka wzm. (*)	15	0,27	13	43	0
wypełnienie materaca	10	0,3	15	45	0
wypełnienie materaca (*)	30	0,3	15	45	5
geosiatka	250 kN/m	0,2	—	—	—
georuszt	2500 kN/m	0,2	—	—	—

Tab. 6.9. Parametry materiałowe uzyskane jako wynik analiz wstecznych MES zagadnienia trójwymiarowego (Piekary Śląskie). (*) — dane dla modelu z georusztem (C).

6.2.6. Ocena wyników.

Przeprowadzone analizy MES charakteryzują się wysokimi wartościami zgodności zmodyfikowanego współczynnika determinacji R^2 , co należy ocenić pozytywnie. Niemniej, wynikająca z parametrów podłoża wysoka nośność podłoża (nasypu) bez wątplenia nie została w istotnym stopniu wykorzystana. Niemożliwe więc było zweryfikowanie rozwiązania numerycznego w zakresie naprężeń bliskich granicznym, co miałyby większą wartość poznawczą, gdyż wymusiłoby doprecyzowanie wszystkich kluczowych parametrów materiałowych. Dla tak małych naprężeń, odpowiedź modelu jest nadal w przestrzeni odkształceń sprężystych, a strefy uplastycznienia dopiero się rozwijają (rys. 6.21).



Rys. 6.21. Piekary Śląskie, model C. Widok zakresu stref uplastycznienia materiału (kolor brzo-skwiniowy) w momencie zakończenia analizy, tj. dla naprężeń $\sigma = 124$ kPa.

6.3. Podsumowanie wyników analiz numerycznych.

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń MES można wysnuć następujące wnioski:

- możliwe jest uzyskanie wyników zbieżnych z wynikami pomiarów rzeczywistych, zarówno dla zagadnień modelowanych w laboratorium, jak i próbnych obciążeń w skali naturalnej;
- dla otrzymania zadowalających odwzorowań w modelach MES wystarczającym jest użycie prostych modeli dyskretnych,
- przy modelowaniu gruntów gruboziarnistych, satysfakcjonujące zbieżności można uzyskać przy udziale modeli konstytutywnych sprężysto idealnie plastycznych materiału, przy zachowaniu dbałości w wyznaczeniu parametrów modelu,
- największą trudność stanowiło odwzorowanie współpracy geosyntetyku z materiałem sypkim,
- laboratoryjny model wzmocnienia poduszką i materacem z geotkaniny wymagał zastosowania elementów kontaktowych, celem stworzenia warstwy poślizgowej,
- dla geosyntetyków o istotnej sztywności i dobrej współpracy z gruntem (siatki, ruszty) konieczne było modyfikowanie nie tylko parametrów samego geosyntetyku i wypełnienia materaca, ale również i materiału przyległego,
- wystarczająca była modyfikacja obszaru skrępowania kruszywa w zakresie zbieżnym z danymi literaturowymi.

7. Wnioski

Przeprowadzone i opisane w pracy doświadczenia oraz analizy numeryczne dowiodły słuszności tez przedstawionych w rozdziale 2. Wykonane doświadczenia zarówno laboratoryjne, jak próbne obciążenia *in situ*, wykazały pozytywny wpływ zastosowania zbrojenia geosyntetycznego w spągowej strefie poduszki wzmacniającej. Uzyskane w ten sposób zależności obciążenie–osiadanie wskazują na istotne zwiększenie nośności fundamentu, przy jednoczesnym ograniczeniu jego osiadań. Jest oczywistym, że skromna liczba wykonanych oznaczeń uniemożliwia wyciąganie wniosków ilościowych z przeprowadzonych badań, niemniej w opinii autora możliwe jest sformułowanie następujących wniosków o charakterze jakościowym:

1. Wszystkie doświadczenia laboratoryjne oraz polowe wykazały, że zastosowanie geomateraca zwiększa nośność fundamentu i ogranicza jego osiadania.
2. Wszystkie doświadczenia laboratoryjne i polowe wykazały, że większy efekt wzmocnienia uzyskuje się dla geosyntetyków dobrze współpracujących z otaczającym je kruszywem (siatki i ruszty).
3. Udowodniono, że możliwe jest poprawne modelowanie wzmocnienia podłoża gruboziarnistego układem poduszki i geomateraca przy użyciu prostych modeli konstytutywnych gruntu i analizy MES.
4. Wskazane jest uwzględnianie w analizach numerycznych zagadnień posadowienia fundamentu na poduszce i geomateracu rodzaju geosyntetyku oraz kruszywa i płynącej stąd ich współpracy.
5. Przy modelowaniu MES wzmocnienia podłoża geomateracami, prawidłowe oddanie charakteru współpracy materiałów geosyntetycznych dobrze współpracujących z gruntem (georuszty) wymaga zwiększenia ich sztywności (w przypadku wykorzystywania modelu membrany), w stosunku do wartości uzyskiwanych na próbkach wyizolowanych, podawanych przez dostawców geosyntetyków.
6. Uzyskanie zadowalających zbieżności rozwiązań MES modeli fundamentu na podłożu wzmocnionym z materiałami dobrze współpracującymi z gruntem (geosiatki, georuszty) wymaga zwiększenia sztywności współpracującego z nimi gruntu, celem zamodelowania efektu skrępowania kruszywa, który staje się dominującym sposobem współpracy tego typu geosyntetyku z otoczeniem.
7. Mając świadomość, że uzyskiwane w wyniku analizy odwrotnej wyniki nie muszą być jednoznaczne (o czym pisał Szajna [109]), przedstawione w pracy wartości parametrów są jednymi z wielu możliwych zestawów, dających porównywalnej jakości zbieżność rozwiązań z obserwacjami modelowymi i polowymi.

Propozycja dalszych badań.

Dalsza praca nad omówionym zagadnieniem powinna skupić się na wykonaniu właściwych rozszerzonych badań, celem uzyskania wyników ilościowych. W tym celu należałoby

rozszerzyć modelowe badania laboratoryjne o kolejne serie, ocenić wrażliwość modeli na zmianę parametrów przez powtórzenie niektórych doświadczeń przy zmienionych parametrach, dodatkowo wartościowe byłoby przeprowadzenie wielkoskalowych badań polowych z obciążeniem niszczącym układ fundament posadowiony na geopoduszce z materacem.

W analizach numerycznych interesującym byłoby zastosowanie oprogramowania umożliwiającego połączenie analizy modelu globalnego z lokalnym. Można to osiągnąć stosując n.p. oprogramowanie łączące metody DEM/FEM, gdzie zagadnienie interakcji kruszywo–geosyntetyk modelowane w mikroskali, miałyby wpływ na model fundamentu w skali makro.

W opinii autora również wartym podjęcia dalszych badań byłoby rozszerzenie zakresu analizy o zjawiska reologiczne zachodzące w układzie geosyntetyk–grunt. Celem byłaby weryfikacja możliwości wystąpienia potencjalnie prawdopodobnej sytuacji, gdy wraz z upływem czasu fundament posadowiony na geomateracu, dozna dodatkowych osiadań związanych z przejściem ze stanu skrzepowania kruszywa ku pracy jako membrana. Tego typu sytuacja może wystąpić w wyniku pełzania geosyntetyku poddanemu ciągłemu wyciążeniu. Konieczne do tego byłoby sprawdzenie odkształceń, jakiego doznaje geosyntetyk w materacu w dłuższym okresie, oraz ich wpływu na zjawisko skrzepowania kruszywa.

Literatura

- [1] Strona internetowa: <http://www.reinforcedearth.com>. 9
- [2] Strona internetowa: <http://www.carthagemills.com>. 9, 23
- [3] Strona internetowa: <http://www.geosyntetyki.com>. 12
- [4] Strona internetowa: <http://www.tencate.com>. 12
- [5] Strona internetowa: <http://www.vinci-quality.com>. 15
- [6] *Geotextiles in Road Construction/Maintenance and Erosion Control, Wisconsin Transportation Bulletin No. 16*. University of Wisconsin-Madison. 9
- [7] Aydoğmuş T. *Beitrag zum Interaktionsverhalten von Geokunststoff und Lockergestein*. Fakultät für Geowissenschaften, Geotechnik und Bergbau der Technischen Universität Bergakademie Freiberg — *praca doktorska*, 2006. 25, 36
- [8] Banjac R., Mayor P.A i Hufenus R. Plate loading tests on a geosynthetic reinforced shallow emankment: field measurements and numerical modelling. Materiały konferencji EuroGeo 3, strony 669–674, 2004. 36
- [9] Baran P. *Numeryczny model gruntu zbrojonego do wyznaczania przemieszczeń nasypów z odpadów powęglowych i poenergetycznych*. Praca doktorska, Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Środowiska, 2006. 77
- [10] Bartoszek Z. Wzmocnienie słabego podłoża układem poduszka–geomaterac. wyniki badań w skali naturalnej. *Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej. Seria Budownictwo z. 111*, strony 83–90, 2007. 7
- [11] Basudhar P. K., Saha S., Deb L. Circular footings resting on geotextile-reinforced sand bed. *Geotextiles and Geomembranes 25 (6)*, strony 377–384, 2007. 28
- [12] Basudhar P.K., Dixit P.M., Gharpure A., Deb K. Finite element analysis of geotextile-reinforced sand-bed subjected to strip loading. *Geotextiles and Geomembranes*, 26:91–99, 2008. 36
- [13] Batog A., Hawrysz M. Konstrukcje zbrojone geosiatkami w geotechnice. *Geoinżynieria GDMT*, 4/2014[49]:28–32, 2014. 35
- [14] BBA Technical Approvals for Construction. Agreement certificate product sheet huesker stabilenka geotextiles. 13/4979, 2013. 22, 27
- [15] Biały M. *Przestrzenna analiza współdziałania fundamentu chłodni kominowej z nieliniowo odkształcalnym podłożem przy uwzględnieniu sztywności nadbudowy*. *Rozprawa doktorska*. Praca doktorska, Politechnika Śląska, 2008. 44
- [16] Binquet J., Lee K. L. Bearing capacity analysis on reinforced earth slabs. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 101 (GT12)*, strony 1257–1276, 1975. 33, 34

- [17] Binquet J., Lee K. L. Bearing capacity tests on reinforced earth slabs. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE 101 (GT12), strony 1241–1255, 1975. 27, 28, 31, 32
- [18] Broniewski T., Kapko J., Płaczek W., Thomalla J. *Metody badań i ocena własności tworzyw sztucznych*. Wydawnictwa Naukowo–Techniczne, 2000. 15, 16, 19, 21
- [19] Bryl S. *et al.* *Tablice inżynierskie. T.2. Konstrukcje mostowe, fundamenty*. PWN, 1957. 33
- [20] Brząkała W., Nguyen H. S. O poduszkach, poszewkach i materacach. *IX Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania*, materiały konferencyjne, XII KKMGiF, Szczecin–Międzyzdroje, 2000, cz. 1a, strony 65–77, 2000. 46
- [21] Bzówka J. *Obliczeniowy model pala wykonanego techniką wysokociśnieniowej iniekcji strumieniowej (jet-grouting)*. Praca doktorska, Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, 2001. 36, 37, 43, 44, 77
- [22] Chang D.T. *et al.* The creep behavior of geotextiles under confined and unconfined conditions. *Earth Reinforcement, Vol. 1*, Ochiai, Yasufuku&Omine (eds), strony 19–24, Rotterdam, 1996. A.A. BALKEMA/ROTTERDAM. 19, 22, 23, 24
- [23] Chen Q., Abu–Farsakh M., Sharma R. Experimental and analytical studies of reinforced crushed limestone. *Geotextiles and Geomembranes*, 27:357–367, 2009. 29
- [24] Craig W. H. The seven ages of centrifuge modelling. *Proceedings of an International Workshop, Constitutive and centrifuge modelling: two extremes*, strony 165–176. Swets & Zeitlinger, Lisse, 2002. 39
- [25] Cudny M., Binder K. Kryteria wytrzymałości gruntu na ścinanie w zagadnieniach geotechniki. *Inżynieria Morska i Geotechnika (6)*, 2005. 43
- [26] Das B. M., Shin E. C., Omar M. T. The bearing capacity of surface strip foundations on geogrid reinforced sand and clay — a comparative study. *Geotechnical and Geological Engineering 12 (1)*, strony 1–14, 1994. 28
- [27] Dash S. K., Rajagopal K. i Krishnaswamy N. R. Performance of different geosynthetic reinforcement materials in sand foundations. *Geosynthetics International*, 11, strony 35–42, 2004. 28
- [28] Dembicki E., Alenowicz J. Influence of geotextile on bearing capacity of two - layer subsoil. *Reinforced soil and geotextiles*, materiały konferencyjne, Indyjski Instytut Technologii, Bombaj, Indie, 8–9 grudnia, 1988, strony A.61–A.66, Boston, 1989. IGS and ISSMFE, A.A. BALKEMA/ROTTERDAM. 7
- [29] Drucker D.C., Greenberg H. J. i Prager W. Extended limit design theorems of continuous media. *Quarterly Appl Math*, 9, strony 381–389, 1952. 34
- [30] Duszyńska A. *Zbrojenie geosyntetyczne podstawy nasypu*. Politechnika Gdańska. Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, 2016. 35

- [31] Dyer M., Jamiolkowski M., Lancellotta R. Experimental soil engineering and models for geomechanics. *II International Symposium Numerical Models in Geomechanics, "NuMOG 2"*, strony 873–906, Ghent, 1986. 41
- [32] El Sawwaf M. A. Behavior of strip footing on geogrid–reinforced sand over a soft clay slope. *Geotextiles and Geomembranes*, strony 50–60, 2007. 36
- [33] Elikopol. Materiały informacyjne. *CD-ROM*, 2003. 16, 47, 49, 63, 80, 94
- [34] Fukuoka M. Earth reinforcement - west and east. *Theory and Practice of Earth Reinforcement*, materiały konferencyjne, Fukuoka Kyushu, Japonia, 5–7 września, 1988, strony 33–47, Rotterdam, 1988. A.A. BALKEMA/ROTTERDAM. 7, 9
- [35] Furtak K., Salak A. Stabilizacje osuwisk komunikacyjnych metodami konstrukcyjnymi. *Geoinżynieria*, strony 12–22, 03/2005. 7
- [36] Futaki M., Suzuki H., Yamato S. Super large triaxial compression tests on reinforced sand with high strength geogrid. *4-th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, materiały konferencyjne, Haga, Holandia, 28 maja – 1 czerwca, 1990, strony 759–764, Rotterdam, 1990. A.A. BALKE-MA/ROTTERDAM. 23
- [37] German Geotechnical Society. *Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements - EBGEO. Translation of the 2nd German Edition*. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 2011. 34, 35
- [38] Ghazavi M. i Lavasan A.A. Interference effect of shallow foundations constructed on sand reinforced with geosynthetics. *Geotextiles and Geomembranes 26*, strony 404–415, 2008. 28
- [39] Griltex Polska Sp. z o.o. Materiały informacyjne i podręcznik techniczny: *DuPont Typar Geosynthetics*. *CD-ROM*, 2007. 16, 18
- [40] Gryczmański M. O kalibrowaniu modeli konstytutywnych gruntów. *Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, s. Budownictwo, z. 80*, strony 37–52, 1995. 43
- [41] Gryczmański M. *Wprowadzenie do opisu sprężysto–plastycznych modeli gruntów*. Polska Akademia Nauk, Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej, Warszawa, 1995. 40, 42
- [42] Gryczmański M. Numerical modeling of soil behavior — parameters limitation. *Workshop "Environmental geotechnics — design parameters for computing applications*, strony 1–17. Warsaw, 1997. 43
- [43] Gryczmański M., Sękowski J. Problemy i metody posadowienia na podłożach słabych. *Problemy Rzeczoznawstwa Budowlanego - Warsztat Pracy*, materiały konferencyjne, VI Konferencja Naukowo-Techniczna, Cedzyna 5–7 kwietnia 2000 r., strony 35–50, Kielce, 2000. 7

- [44] Gryczmański M., Sękowski J. Doświadczenia w budowie dróg na słabych podłożach gruntowych na przykładzie drogowej trasy Średnicowej. *XLVI Techniczne Dni Drogowe, SITKOM, GDDKiA*, strony 67–77, 2003. 7
- [45] Gwóźdź–Lasoń M. *Modele obliczeniowe podłoża gruntowego w aspekcie różnych metod i technologii wzmocnienia*. Praca doktorska, Politechnika Krakowska, Instytut Geotechniki, 2007. 77
- [46] Hegde A., Sitharam T.G. Performance of shallow footing on geocell reinforced sand beds using 1-g model test. *Geosynthetics Asia 2012. 5th Asian Regional Conference on Geosynthetics, Bangkok, Thailand*, strony 757–762, 2012. 30, 34
- [47] Hegde A.M., Sitharam T.G. Three-dimensional numerical analysis of geocell-reinforced soft clay beds by considering the actual geometry of geocell pockets. *Canadian Geotechnical Journal*, 1–12, 2015. 36
- [48] Hin-Cheong C. *A unified Finite Element Solution to Static and Dynamic problems of Geomechanics*. Praca doktorska, University of Wales, 1988. 77
- [49] Huang C. C., Tatsuoka F. Bearing capacity of reinforced horizontal sandy ground. *Geotextiles and Geomembranes 12*, strony 51–82, 1990. 30
- [50] Kawa M. *Stany graniczne ośrodków gruntowych i skalnych z mikrostrukturą warstwową*. Instytut Geotechniki i Hydrotechniki Politechniki Wrocławskiej — praca doktorska, 2007. 36
- [51] Kawalec B. Zagęszczalność nasypów z odpadów kopalnianych. strony 37–49, 1972. 93
- [52] Kawalec B. Metody empiryczne ustalania wartości kątów tarcia wewnętrznego materiałów gruboziarnistych. strony 33–42, 1976. 93
- [53] Kawalec J. *Ocena wytrzymałości odpadów górniczych na podstawie próbných obciążeń skarpy nasypu*. Katedra Geotechniki Politechniki Śląskiej w Gliwicach — praca doktorska, 2007. 36, 44
- [54] Kawalec J. Stabilizacja podłoża z wykorzystaniem georusztów. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 4, strony 523–531, 2010. 7, 24, 25, 26, 29
- [55] Khay M., Gigan J. P., Ledelliau M. Reinforcement with continuous thread: Technical developments and design methods. *4-th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, materiały konferencyjne, Haga, Holandia, 28 maja – 1 czerwca, 1990, strony 21–26, Rotterdam, 1990. A.A. BALKE-MA/ROTTERDAM. 13
- [56] Kierski B. *Mechanika gruntów z fundamentowaniem*. PWSzZ, 1966. 33
- [57] Koiter W. T. Stress–strain relations, uniqueness and variational theorems for elastoplastic materials with a singular yield surface. *Q. Appl. Math.*, 11, strony 350–354, 1953. 43

- [58] Kollis W. *Fundamentowanie*. PWN, 1958. 33
- [59] Konietzky H., Kamp L., Groeger T., Jenner C. Use of DEM to model the interlocking effect of geogrids under static and cyclic loading. *2nd International PFC Symposium, Kyoto, Japan, 2004*. 29, 36, 86, 95
- [60] Kowalska M. Calibration of modified cam clay model with use of loading path method and genetic algorithms. *XVIII European Young Geotech. Eng. Conference, Ancona (Italy)*. 44
- [61] Krążelewski J., Izbicki R. J. Wybrane właściwości reologiczne geosyntetyków. *Zimowa Szkoła Mechaniki Górotworu, XXVII Zimowa Szkoła Mechaniki*, strony 105–112, 2004. 19
- [62] Kumar A., Saran S. Bearing capacity of rectangular footing on reinforced soil. *Geotechnical and Geological Engineering*, 21:201–224, 2003. 33
- [63] Kwiecień S. *Analiza teoretyczna i doświadczalna wzmocnienia podłoża metodą wymiany dynamicznej*. Katedra Geotechniki Politechniki Śląskiej w Gliwicach — *praca doktorska*, 2008. 36, 37, 44
- [64] Kłosek K., Ajdukiewicz J. Analiza teoretyczna współpracy nasypu kolejowego i słabo nośnego podłoża wzmocnionego geosyntetykami w świetle badań terenowych. *XI Konferencja Naukowo-Techniczna*, materiały konferencyjne, Wrocław - Żmigród, 21-23 listopada 2001, strony 11–21, Wrocław, 2001. 7
- [65] Lees A. Bearing capacity of a geogrid-stabilised granular layer on clay. *Ground Engineering*, strony 28–33, November 2019. 7
- [66] Lupieżowiec M. FEM model for analysing the interaction of a geomatrix with a subsoil. *7th EuroGeo Conference. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 1260 012033*, 2022. 36
- [67] Lupo J. F., Morrison K. F. Geosynthetic design and construction approaches in the mining industry. *Geotextiles and Geomembranes*, 25, strony 96–108, 2007. 7
- [68] Mandal J.N., Kumar S., Sambasivarao P. Centrifuge modelling and finite element analysis of fiber reinforced fly ash slope. *Materiały konferencji EuroGeo 3*, strony 165–168, 2004. 36
- [69] Michałowski R. L. Limit loads on reinforced foundation soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, strony 381–390, April 2004. 33, 34
- [70] Miki H., Hayashi Y. *et al.* Plane strain tensile strength and creep of spun-bonded non-wovens. *4-th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Vol. 2*, materiały konferencyjne, Haga, Holandia, 28 maja – 1 czerwca, 1990, strony 667–672, Rotterdam, 1990. A.A. BALKEMA/ROTTERDAM. 19, 20

- [71] Mochizuki Y., Fukushima S., Kagawa K. Shaking table test on reinforced sand. *Theory and Practice of Earth Reinforcement*, materiały konferencyjne, Fukuoka Kyushu, Japonia, 5–7 września, 1988, strony 135–140, Rotterdam, 1988. A.A. BALKE-MA/ROTTERDAM. 7
- [72] Motak E. *Fundamenty bezpośrednio. Wytyczne projektowania*. Wydawnictwo Politechniki Rzeszowskiej, 1984. 31
- [73] Muharaj D.K. Nonlinear finite element analysis of strip footing on reinforced clay. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 8, Bundle C, 2003. 37
- [74] Müller L., Wilk A. *Teoria podobieństwa w badaniach modeli fizycznych i matematycznych*. Wydawnictwa Politechniki Śląskiej w Gliwicach — *Monografia*, 1997. 39
- [75] Nordycka Grupa Geosyntetyczna. *Nordic guidelines for reinforced soils and fills*. Wersja internetowa: <http://www.sgf.net>, 2004. 17, 19
- [76] Pieczyrak J. *Ustalanie parametrów wybranych modeli gruntu na podstawie próbnych obciążeń*. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, z. 91, 2001. 27, 36, 37, 38, 39, 40, 44, 45, 75, 77
- [77] Pisarczyk S. *Geoinżynieria. Metody modyfikacji podłoża gruntowego*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, 2005. 31
- [78] PN-EN 13738:2006. Geotekstyli i wyroby pokrewne. wyznaczanie oporu na wyciąganie z gruntu. 23
- [79] PN-EN ISO 12957-1:2019. Geosyntetyki. wyznaczanie właściwości ciernych. część 1: Ścinanie bezpośrednio (oryg.). 24, 27
- [80] PN-EN ISO 12957-2:2007. Geosyntetyki. wyznaczanie właściwości ciernych. część 2: Płaszczyzna pochyła (oryg.). 24, 27
- [81] PN-81/B-03020. Posadowienie bezpośrednio budowli. obliczenia statyczne i projektowanie. Polska Norma, 1981. 34, 80
- [82] PN-83/B-03010. Ściany oporowe. obliczenia statyczne i projektowanie. Polska Norma, 1983. 34
- [83] PN-88/B-04481. Grunty budowlane. badanie próbek gruntu. Polska Norma, 1988. 46, 47
- [84] PN-EN 338:2016. Drewno konstrukcyjne. klasy wytrzymałości. Polska Norma, 2016. 81
- [85] PN-EN ISO 10318. Geosyntetyki — część 1. *Terminy i definicje*, english version, 2015. 7, 10
- [86] PN-EN ISO 14688-2. Badania geotechniczne. oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Polska Norma, 2010. 46

- [87] PN-ISO 10319. Geotekstylia. badanie wytrzymałości na rozciąganie metodą szerokich próbek. Polska Norma, 2015. 14, 15
- [88] Podolski B., Podolski M., Bartosik T. Przeciążenie zaprojektowanej z nadmiernym uproszczeniem niecki basenowej i sposób jej wzmocnienia. Materiały XXIV Konferencji Naukowo–Technicznej Awarie Budowlane, strony 785–792, 2009. 36
- [89] Pokrovsky G. I., Fedorov I. S. Studies of soil pressures and soil deformations by means of a centrifuge. Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, june 22 to 26, 1936. Graduate School of Engineering, Harvard University, Cambridge, 1936. 39
- [90] Polska Norma PN-EN 1997-1. *Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne*. Polski Komitet Normalizacyjny, 2008. 34, 36
- [91] Porbaha A., Goodings D.J. Centrifuge modeling of geotextile-reinforced steep clay slopes. *Canadian Geotechnical Journal* 33(5), strony 696–704, 1996. 39
- [92] Przedsiębiorstwo Produkcyjno – Handlowo – Usługowe GEOBUD. Dokumentacja geotechniczna, chorzów ul. Żołnierzy września, osiedle mieszkaniowe. *Katowice*, 2004. 61
- [93] Rachdi S., Jahangir E., Tijani M., Serratrice J.-F. Critical state constitutive models and shear loading of overconsolidated clays with deviatoric hardening. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 41(4):247–262, 2019. 77
- [94] Rakowski Z., Kawalec J., Kwiecień S. The applicability of recent mechanically stabilized granular layer concept in me pavement design. *Proceedings of the 2nd GeoMEast International Congress and Exhibition of Sustainable Civil Infrastructures, Egypt 2018 — The Official International Congress of the Soil–Structure Interaction Group in Egypt (SSIGE). Springer Nature Switzerland AG 2019*, strony 170–180, 2019. 29, 86
- [95] Rola–Wawrzecki K. Projektowanie nasypów komunikacyjnych zbrojonych geosyntetykami zgodnie z eurokodem 7. *Acta Scientiarum Polonorum. Architectura*, 12 (3):73–84, 2013. 35
- [96] Saathoff F. Geosynthetics in geotechnical and hydraulic engineering. *Geotechnical Engineering Handbook*, 2003. 13
- [97] Sakti J, Das B. M. Model tests for strip foundation on clay reinforced with geotextile layers. *Transportation Research Record No. 1153*, National Academy of Sciences, Washington, DC, strony 40–45, 1987. 28
- [98] Sargunan A. Stability of loaded footings in reinforced soil. *Reinforced soil and geotextiles*, materiały konferencyjne, Indyjski Instytut Technologii, Bombaj, Indie, 8–9 grudnia, 1988, strona C.27, Boston, 1989. IGS and ISSMFE, A.A. BALKE-MA/ROTTERDAM. 9

- [99] Sawicki A. *Statyka konstrukcji z gruntu zbrojonego*. Instytut Budownictwa Wodnego PAN, 1995. 36
- [100] Sawicki A. *Rheology and reinforced soil*. Wydawnictwo IEW PAN, 1999. 19
- [101] Sawwaf El M.A. Behavior of strip footing on geogrid-reinforced sand over a soft clay slope. *Geotextiles and Geomembranes*, 25:50–60, 2007. 36
- [102] Schofield A. *Disturbed soil properties and geotechnical design*. Thomas Telford Publishing, Thomas Telford Ltd, 2005. 39
- [103] Sharma R., Chen Q., Abu-Farsakh M. i Yoon S. Analytical modeling of geogrid reinforced foundation. *Geotextiles and Geomembranes*, 27, strony 63–72, 2009. 31, 32, 33, 34
- [104] Shin E. C., Das B. M., Puri V. K., Yen S. C., Cook E. E. Bearing capacity of strip foundation on geogrid-reinforced clay. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM 16 (4), strony 534–541, 1993. 28
- [105] Siemińska–Lewandowska A. Projektowanie ścian głębokich wykopów – teoria i praktyka. *Geoinżynieria. Drogi mosty i tunele*, 2:16–22, 2006. 44
- [106] Sommers A.N., Viswanadham B.V.S. Centrifuge model tests on the behavior of strip footing on geotextile-reinforced slopes. *Geotextiles and Geomembranes. Vol. 27, no. 6*, strony 497–505, 2009. 39
- [107] Stahl M., Konietzky H., Te Kamp L., Jas H. Discrete element simulation of geogrid-stabilised soil. *Acta Geotechnica 9(6)*, strony 1073–1084, 2014. 29, 36
- [108] Sternik K. Zastosowanie kotew gruntowych do stabilizacji niestatecznych skarp głębokich wykopów. Materiały XXIV Konferencji Naukowo–Technicznej Awarie Budowlane, strony 313–320, 2009. 36
- [109] Szajna W.St. *Współdziałanie konstrukcji budowlanych z podłożem. Interpretacja badań gruntu i analizy numeryczne zagadnień geotechniki*. Polska Akademia Nauk. Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej, 2017. 37, 77, 100
- [110] Szałański M., Zieliński T. Krystalizacja i nukleacja polimerów. *Tworzywa Sztuczne i Chemia*, 4/2004. 15
- [111] Sztorc W. Hala magazynowa profili aluminiowych z częścią biurową. projekt budowlany. Raport instytutowy, Kraków, 2004. 68
- [112] Sękowski J. Badania modelowe nośności podłoża budowli wzmocnionego geosiatką. *Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej*, Konferencje, 55, strony 171–176, Wrocław, 1989. 28, 35
- [113] Sękowski J. Badania laboratoryjne nad efektywnością wzmacniania słabego podłoża gruntowego geosiatkami. *IX Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania*, materiały konferencyjne, Kraków, 11–13 października, 1990, strony 363–368, Kraków, 1990. 28

- [114] Sękowski J. *Podstawy wymiarowania poduszek wzmacniających*. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, z. 94, 2002. 33, 36, 37, 42, 48, 63
- [115] Sękowski J., Bartoszek Z. Słabe podłoże wzmocnione poduszką zbrojoną geomateracem. analiza numeryczna modelu. *II Problemowa Konferencja Geotechniki, Białowieża*, strony 265–272, 17–18 czerwca 2004. 7, 35, 48
- [116] Takemura J., Okamura M., Suesmasa N., Kimura T. Bearing capacity and deformations of sand reinforced with geogrids. *Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice*, Fukuoka, Japan, strony 695–700, 1992. 28
- [117] Tensar International Limited. *Guidelines for the Design of Reinforced Soil Walls, Bridge Abutments, Slopes and Embankments*. Issue 2, 2003. 17, 20, 21
- [118] Tensar International Limited. *The Properties and Performance of Tensar Uniaxial Geogrids*. Issue 6, 2005. 19
- [119] Tensar International Limited. Tensar SS Geogrids Product Specifications. *TN/SSspec*, 2019. 71, 94
- [120] Tran V.D.H., Meguid M.A., Chouinard L.E. Soil-geogrid interaction analysis using a coupled Finite-Discrete Element Method. *Canadian Geotechnical Conference, Geo-Montreal 2013*, 2013. 36
- [121] Tutumluer E., Huang H., Bian X. Research on the behaviour of geogrids in stabilisation applications. *ResearchGate*, 2009. 29, 36, 86, 95
- [122] Überhuber Ch. W. *Numerical computation*. Springer Verlag, Berlin, 1997. 40
- [123] Venkatappa Rao G., Dutta R. K. Characterization of tensile strength behaviour of coir products. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, www.ejge.com, 2005. 18
- [124] Vidal H. La terre armee. *Annales de l'Institut Technique de Batiment et des Travaux Publics*, Nos. 223–229, strony 888–938, Paris, 1966. 9, 27
- [125] Viggiani C. The tower of pisa is back to the future. *Proceedings of an International Workshop, Constitutive and centrifuge modelling: two extremes*, strony 3–34. Swets & Zeitlinger, Lisse, 2002. 39
- [126] Wang Z., Jacobs F., Ziegler M. Experimental and DEM investigation of geogrid-soil interaction under pullout loads. *Geotextiles and Geomembranes (44)*, strony 230–246, 2016. 36
- [127] Wang Z., Ma B., Yang G., Ziegler M. Investigation progress of geogrid-soil interaction using DEM. *7th EuroGeo Conference. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 1260 012042*, 2022. 29, 36, 86

- [128] Wayne M. H., Han J., Akins K. The design of geosynthetic reinforced foundations. *Proceedings of ASCE's 1998 Annual Convention & Exposition*, ASCE Geotechnical Special Publication 76, strony 1–18, 1998. 31, 32, 33
- [129] Wiłun Z. *"Zarys geotechniki"*. WKŁ, Warszawa, 2001. 33, 80
- [130] Yetimoglu T., Wu J.T.H., Saglamer A. Bearing capacity of rectangular footings on geogrid-reinforced sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(12):2083–2099, 1994. 36
- [131] Yoo C., Kim S.-B. Numerical modeling of geosynthetic-encased stone column-reinforced ground. *Geosynthetics International*, (3 (16)), 2009. 36, 37
- [132] Zabielska–Adamska K., Zalewski M. Poduszka piaskowa wzmocniona geosyntetykiem. *Acta Scientiarum Polonorum. Architectura*, 15 (3):81–91, 2016. 7, 35
- [133] Zienkiewicz O.C., Taylor R.L. *The Finite Element Method*, wolumen 2. Soil and structural mechanics, strona 63. Butterworth–Heinemann, 2000. 43
- [134] Zimmermann Th., Truty A., Urbański A., Podleś K. *Z_Soil.PC 2023 manual*. Lausanne, Switzerland, 2023. 36, 81, 86, 94
- [135] ZRIG "GEO-REM". "Dokumentacja badań geotechnicznych". *Tychy*, 2004. 68, 92, 93