



**Instytut Budownictwa Wodnego
Polskiej Akademii Nauk
Zakład Geomechaniki**

Marcin Smyczyński

**Reakcje nawodnionych gruntów
niespoistych o niepełnym nasyceniu
w warunkach bez odpływu wody
z porów**

Rozprawa doktorska

Promotor: dr hab. inż. Waldemar Świdziński, prof. IBW PAN

Gdańsk, 2019 r.

Podziękowania

Pragnę w tym miejscu podziękować wszystkim tym, bez których praca ta nigdy by nie powstała.

Szczególne podziękowania składam Panu dr. hab. inż. Waldemarowi Świdzińskiemu, prof. IBW PAN, za opiekę naukową, inspirację do pracy oraz cenne wskazówki udzielane podczas przygotowywania niniejszej rozprawy.

Chciałbym również podziękować Koleżankom i Kolegom z zespołu naukowego Zakładu Geomechaniki IBW PAN, za godziny konstruktywnych dyskusji i wnikliwe uwagi, dzięki którym moja praca stała się pełniejsza.

Osobne podziękowania kieruje ku Rodzicom, za wyrozumiałość i wsparcie oraz za to, że zawsze we mnie wierzyli.

Spis treści

Ważniejsze oznaczenia	6
1. Wstęp	9
1.1. Motywacja podjęcia problematyki	9
1.2. Cel, teza i zakres pracy	15
1.3. Zdefiniowanie pojęcia niepełnego nasycenia	17
1.4. Przegląd aktualnego stanu wiedzy	19
2. Parametry opisujące ośrodek nie w pełni nasycony	35
2.1. Ciśnienie ssania	35
2.2. Stopień nasycenia	38
2.3. Ścisłość szkieletu gruntowego	39
2.4. Ścisłość płynu w porach gruntu	44
2.5. Parametr Skemptona B	45
2.6. Prędkość rozchodzenia się fali podłużnej	51
3. Badania laboratoryjne	54
3.1. Aparatura badawcza	54
3.2. Metodyka prowadzonych badań	57
3.3. Grunty modelowe użyte w badaniach	60

3.4. Reakcja gruntu nie w pełni nasyconego przy standardowym trójosiowym ściskaniu	65
3.5. Cykliczne ścinanie gruntów nie w pełni nasyconych.....	73
3.6. Określenie funkcji ściśliwości szkieletu gruntowego	77
3.7. Wpływ stanu naprężenia na parametr Skemptona B.....	87
3.8. Eksperymentalne wyznaczanie wartości stopnia nasycenia w teście trójosiowego ściskania	89
3.9. Zależność prędkości fali podłużnej od stanu nasycenia	91
3.10. Badania na próbkach NNS	95
4. Model teoretyczny	99
4.1. Postać ogólna	99
4.2. Ścinanie w aparacie trójosiowego ściskania	101
4.3. Modyfikacje wprowadzone do modelu	103
4.4. Modelowane ścieżki naprężenia w przestrzeni (p', q)	104
4.5. Analiza parametryczna	112
4.6. Przykład obliczeniowy dla warstwy gruntu	120
4.7. Problem niestabilności.....	122
5. Analiza wyników badań i modelowanie.....	125
5.1. Porównanie wyników modelu z eksperymentem	125
5.2. Weryfikacja modelu na próbkach NNS.....	129

5.3. Porównanie predykcji modelu z badaniami innych autorów.....	131
5.4. Reakcja na wymuszenie cykliczne	133
6. Podsumowanie i wnioski	137
Bibliografia	140
Streszczenie	146
Abstract	147
Zał. A - Wersja elektroniczna – płyta CD	148

Ważniejsze oznaczenia

Małe litery greckie:

ε_v	odkształcenie objętościowe	[-]
ε_v^f	odkształcenie objętościowe płynu w porach (przestrzeni porowej)	[-]
ε_v^s	odkształcenie objętościowe szkieletu gruntowego	[-]
ε_v^q	odkształcenie objętościowe wywołane czystym ścinaniem	[-]
$\varepsilon_v^{p'}$	odkształcenie objętościowe wywołane izotropowym ściskaniem	[-]
ζ	błąd predykcji modelu	[%]
η	parametr stanu naprężenia	[-]
κ_a	ściśliwość powietrza zawartego w porach	[kPa ⁻¹]
κ_f	ściśliwość płynu w porach	[kPa ⁻¹]
$\kappa_s^{p'}$	ściśliwość izotropowa szkieletu gruntowego	[kPa ⁻¹]
κ_s^q	ściśliwość dewiatorowa szkieletu gruntowego w przestrzeni (p', q)	[kPa ⁻¹]
κ_s^η	ściśliwość dewiatorowa szkieletu gruntowego w przestrzeni (p', η)	[-]
κ_w	ściśliwość wody w porach	[kPa ⁻¹]
ν	współczynnik Poissona	[-]
ν_p	prędkość rozchodzenia się fali podłużnej	[m/s]
ν_s	prędkość rozchodzenia się fali poprzecznej	[m/s]
ρ	gęstość ośrodka	[kg/m ³]
ρ_d	gęstość objętościowa szkieletu gruntowego	[g/cm ³]
ρ_s	gęstość właściwa szkieletu gruntowego	[g/cm ³]
σ	naprężenie całkowite	[kPa]
σ'	naprężenie efektywne	[kPa]
ϕ	kąt tarcia wewnętrznego	[°]

Wielkie litery greckie:

Ψ parametr stanu [-]

Małe litery łacińskie:

d średnica ziaren [mm]

e wskaźnik porowatości [-]

n porowatość [-]

p średnie naprężenie całkowite [kPa]

p' średnie naprężenie efektywne [kPa]

q dewiator naprężenia [kPa]

q_m amplituda dewiatora [kPa]

u ciśnienie wody w porach gruntu [kPa]

u_b ciśnienie wyrównawcze [kPa]

w_n wilgotność naturalna [%]

Wielkie litery łacińskie:

A_p współczynnik funkcji ścisłości izotropowej

A_p^{un} współczynnik funkcji ścisłości izotropowej dla odciążenia

A_η współczynnik funkcji ścisłości dewiatorowej

B parametr Skemptona B [-]

B_{20} parametr Skemptona B dla określonego p' (np. dla $p' = 20$ kPa) [-]

B_p współczynnik funkcji ścisłości izotropowej

B_p^{un} współczynnik funkcji ścisłości izotropowej dla odciążenia

B_η współczynnik funkcji ścisłości dewiatorowej

C_η współczynnik funkcji ścisłości dewiatorowej

E moduł Yanga [kPa]

E_{oed} moduł edometryczny [kPa]

G moduł Kirchoffa [kPa]

I_D	stopień zagęszczenia	[-]
K	moduł objętościowy	[kPa]
K_0	współczynnik spoczynkowego parcia bocznego	[-]
S_r	stopień nasycenia	[-]
V_a	objętość powietrza w porach	[m ³]
V_p	objętość porów	[m ³]
V_s	objętość szkieletu	[m ³]
V_w	objętość wody w porach	[m ³]

1. Wstęp

1.1. Motywacja podjęcia problematyki

Grunt jest ośrodkiem trójfazowym składającym się ze szkieletu gruntowego, w którego porach może znajdować się zarówno powietrze, jak i woda. W gruntach niespoistych ziarna tworzące szkielet gruntowy nie są zespolone ze sobą, a jedynie wiązane poprzez kontakty wymuszone istniejącym stanem naprężenia. Ponadto, naturalne podłoże w przeciwieństwie do innych materiałów wykorzystywanych w budownictwie nie jest elementem stworzonym przez człowieka według konkretnego projektu i w pożądanej technologii. Powyższe powoduje znaczny stopień skomplikowania opisu ośrodka w mechanice gruntów.

Przez lata, powszechnie w geotechnice, do modelowania zachowania się gruntu podchodzono w sposób uproszczony przyjmując typowe parametry wytrzymałościowe lub moduły odkształceniowe zależne od możliwie małej liczby czynników. Takie podejście wynikało z niskiego spopularyzowania zaawansowanych modeli i braku powszechnego dostępu do mocy obliczeniowej potrzebnej do rozwiązań metodami numerycznymi. Współcześnie coraz powszechniej stosuje się modele pracy ośrodka adekwatne do panujących warunków gruntowych. Dostrzega się wagę zmienności modułów odkształceniowych wraz z stanem naprężenia, czy wielkością odkształceń. Badania polowe i laboratoryjne stały się nieodzowną częścią procesu projektowego nietypowych i odpowiedzialnych konstrukcji.

W geotechnice bardzo rzadko jednak analizuje się i modeluje podłoże jako ośrodek rzeczywiście trójfazowy, przyjmując zazwyczaj, iż jest w pełni nawodniony lub suchy. W naturze, w uproszczeniu przyjmuje się, że granicą pomiędzy tymi dwiema fazami jest zwierciadło wody gruntowej. W rzeczywistości rzadko kiedy taka ostra granica występuje, a istnieje dodatkowo strefa przejściowa charakteryzująca się niepełnym nasyceniem, ze zmniejszającą się objętością wody w porach i zwiększającą się objętością powietrza. Badania wskazują, że już niewielka ilość powietrza w ośrodku nawodnionym może prowadzić do dużych zmian w zachowaniu się gruntu (Verruijt, 1969).

Nawodnione grunty niespoiste (czyste piaski i żwiry, jak też piaski z pewną zawartością frakcji drobnej) poddane obciążeniu ścinającemu mogą podlegać zjawisku upłynnienia. Upłynnienie to może wystąpić zarówno w wyniku obciążenia monotonicznego (upłynnienie statyczne), jak też cyklicznego (upłynnienie wywołane obciążeniem cyklicznym, podatność cykliczna) (Świdziński, 2006). Aby nastąpiło zjawisko upłynnienia, muszą być dodatkowo spełnione pewne warunki. Jednym z nich jest stan początkowy gruntu definiowany przez dwa parametry: początkowy wskaźnik porowatości będący miarą początkowego zagęszczenia oraz średnie ciśnienie efektywne, przy którym dany wskaźnik występuje. Definicja ta wynika między innymi z faktu, że grunt niespoisty bez dodatkowych naprężeń zewnętrznych nie jest w stanie samoistnie utrzymać swojej szkieletowej struktury i tworzy zbiór oddzielnych ziaren o niestabilnej strukturze jako całości, z praktycznie zerową wytrzymałością na ścinanie. Dopiero więzy w postaci naprężeń zewnętrznych pozwalają na utrzymanie struktury wykazującej pewne cechy ciała stałego, jak gęstość, sprężystość czy plastyczność. Definiowanie stanu początkowego gruntu niespoistego musi więc uwzględniać poziom naprężeń zewnętrznych utrzymujących zbiór ziaren w równowadze oraz upakowanie tych ziaren wywołane tym naprężeniem (Świdziński, 2006). Te dwa parametry w postaci wskaźnika porowatości i średniego naprężenia efektywnego tworzą przestrzeń możliwych stanów początkowych gruntu niespoistego, tzw. stanu kontraktywnego i dylatywnego.

Aby grunt niespoisty uległ upłynnieniu, musi znajdować się w stanie kontraktywnym, czyli dążyć do zagęszczania się przy ścinaniu. W przypadku gruntu suchego lub nawodnionego w warunkach z pełnym odpływem ciśnienie płynu porowego nie generuje się bądź natychmiast rozprasza, umożliwiając zmiany objętościowe. Gdy z kolei poddamy ścinaniu nawodniony grunt o początkowym stanie kontraktywnym z porami całkowicie wypełnionymi wodą, w warunkach bez odpływu ośrodek taki nie będzie mógł się zagęścić z uwagi na więzy wywołane obecnością wody, co z kolei będzie powodować wzrost ciśnienia porowego u , a gdy zrówna się ono z średnim naprężeniem całkowitym p , nastąpi utrata kontaktu między ziarnami i w konsekwencji upłynnienie gruntu. Średnie naprężenie efektywne p' spada wówczas do zera.

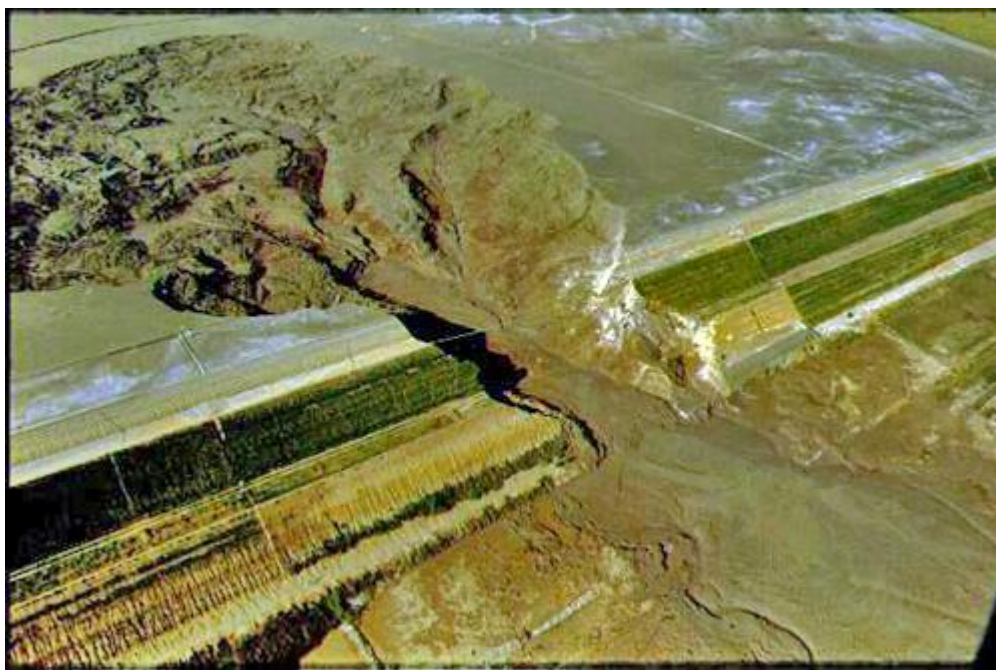
Jednym z mechanizmów upłynnienia jest wspomniane upłynnienie statyczne, gdzie mamy do czynienia z wymuszeniem monotonicznym (zaznaczyć należy, iż nie musi to być wymuszenie zewnętrzne, gdyż obserwowane były przypadki upłynnienia pod wpływem ciężaru własnego nadkładu). W naturze najczęściej jest to zmiana stanu naprężenia wywołana obciążeniem zewnętrznym lub ciężarem własnym, choć w warunkach laboratoryjnych zazwyczaj obciążenie zadaje się poprzez kontrolowaną zmianę deformacji.

Drugim mechanizmem prowadzącym do upłynnienia są oddziaływania cykliczne (cyklicznie zmienny w czasie stan odkształcenia lub naprężenia). Taki przypadek występuje np. w czasie trzęsień ziemi, pracy obciążających fundamenty maszyn lub w warunkach morskiego falowania sztormowego.

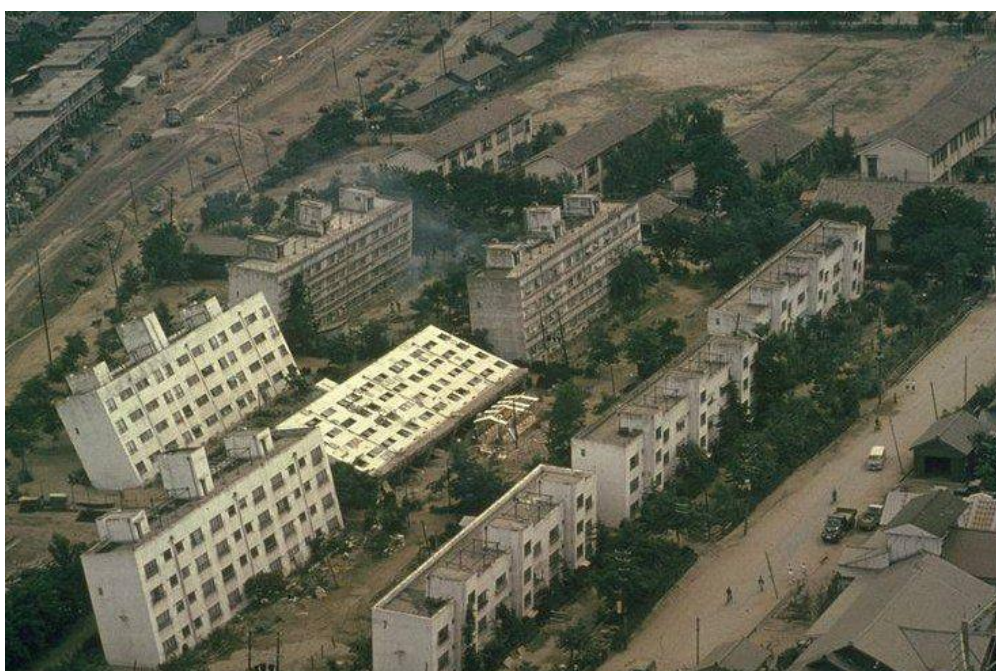
Zarówno statyczne, jak i cykliczne upłynnienie się gruntu w większości przypadków ma katastrofalne konsekwencje z uwagi na fakt, że upłynniony grunt ma bardzo niską lub wręcz zerową wytrzymałość na ścinanie wykazując cechy cieczy lepkiej, a nie ciała stałego. Jako przykład może posłużyć katastrofa zapory utrzymującej osady powydobywcze złota, wywołana statycznym upłynnieniem gruntu, która zniszczyła miejscowość Merriespruit w Republice Południowej Afryki w 1994 roku (Fourie, et al., 2001) (rys. 1.1), jak również katastrofa północnego wału zapory Wachusett w 1907 r. (Olson, et al., 2000).

Przykłady katastrof wywołanych obciążeniem cyklicznym to przede wszystkim te związane z trzęsieniami ziemi, jak gwałtowne zagłębienie się bloków mieszkalnych w upłynnionym gruncie w Niigata w Japonii w 1964 roku (rys. 1.2) (Seed & Idriss, 1967), czy zniszczenie nabrzeża portowego w Kobe w 1995 roku (Wakumatsu & Numata, 2004).

Ciekawy przypadek stanowi katastrofa falochronu kesonowego w porcie w Barcelonie (Hiszpania). Nastąpiło tam upłynnienie podłoża spowodowane koincydencją obciążeń monotonicznych (generacja ciśnień porowych od ciężaru własnego) i cyklicznych, gdyż ostateczny impuls do upłynnienia dało silne falowanie sztormowe (rys. 1.3) (Puzrin, et al., 2010).



Rys. 1.1. Katastrofa zapory w Merriespruit (fot. za www.tailings.info).



Rys. 1.2. Bloki mieszkalne w upłynnionym podłożu – Niigata 1964 r. (fot. za University of Washington, 2000).



Rys. 1.3. Zniszczony falochron kesonowy w porcie Barcelona (fot. za (Puzrin, et al., 2010)).

W związku z katastrofalnymi skutkami powodowanymi przez upłynnienie się podłoża gruntowego, szczególnie w rejonach silnie zurbanizowanych i uprzemysłowionych, istotnym staje się zdefiniowanie warunków, przy których można spodziewać się wystąpienia tego zjawiska, jak też zidentyfikowania środków zapobiegających temu procesowi.

Jednym z podstawowych warunków koniecznych do wystąpienia upłynnienia jest obecność wody w porach gruntowych. Bez wody grunt niespoisty co najwyżej będzie podlegać deformacji (zagęszczaniu lub dylatacji w zależności od jego stanu początkowego). Jeszcze do niedawna analizowano upłynnienie gruntów zakładając ich pełne nasycenie. Jednak prowadzone w ostatnich latach badania laboratoryjne dowodzą, iż ośrodki w niepełnym stanie nasycenia również mogą podlegać temu zjawisku. Zagadnienie związku między stanem nasycenia wodą a podatnością gruntu na upłynnienie do dziś pozostawia pole do badań i analiz. Uwzględnienie w opisie teoretycznym powietrza znajdującego się w porach również dostarcza mnóstwa problemów, z którymi niniejsza praca ma ambicję się zmierzyć.

Problematyka związana z niepełnym nasyceniem szczególnej wagi nabiera w przypadku płytko położonego zwierciadła wody gruntowej lub wód zawieszonych występujących w podłożu. Ma również bardzo istotne znaczenie dla bezpieczeństwa wielu odpowiedzialnych typów konstrukcji, jak na przykład: posadowienie falochronów i konstrukcji ochrony brzegów, czy prace refulacyjne, gdzie wszędzie można spotkać się z problemem niepełnego nasycenia podłoża. Dotyczy również zagadnień hydrotechniki śródlądowej, jak np. zapory ziemne, wały przeciwpowodziowe itp., gdzie występują wahania poziomu wód gruntowych. Innym ciekawym i szczególnym jej przykładem są zapory składowisk odpadów poflotacyjnych formowane metodą namywu. Szczególnie, że ich funkcja predestynuje je do zajmowania obszarów położonych w bliskości kopalń, a więc na terenach narażonych na wstrząsy sejsmiczne pochodzenia górniczego, co z kolei implikuje niebezpieczeństwo upłynnienia się wywołanego obciążaniem falą parasejsmiczną powstałą wskutek takiego wstrząsu.

Niezależnie, analizowane zagadnienia mogą mieć ponadto szerokie zastosowanie w zabezpieczeniu podłoża przed wystąpieniem zjawiska upłynnienia, np. sztuczne napowietrzanie gruntu na terenach silnie zurbanizowanych, gdzie występują trzęsienia ziemi. W tym przypadku zasadnym jest pytanie, przy jakim poziomie nasycenia porów wodą możemy spodziewać się jeszcze generacji ciśnienia porowego i w konsekwencji upłynnienia się gruntu nie w pełni nasyconego, a poniżej jakiego poziomu do takiego upłynnienia nie dojdzie. Kolejne nasuwające się pytanie praktyczne brzmi, czy w podłożu złożonym z gruntów niespoistych granicę, poniżej której może wystąpić zjawisko upłynnienia stanowi zwierciadło wody gruntowej wyinterpretowane na podstawie obserwacji piezometrycznych, czy też znajdująca się zazwyczaj niżej tzw. linia pełnego nasycenia porów wodą? Są to pytania, na które autor chciał znaleźć odpowiedzi prowadząc badania w ramach prezentowanej pracy.

Kolejnym aspektem pracy związanym z opisem reakcji gruntu nie w pełni nasyconego poddanego obciążeniu zewnętrznemu (monotonicznemu i cyklicznemu), jest możliwość teoretycznego odwzorowania procesu statycznego upłynnienia się gruntu, tak aby dawało się zastosować w zagadnieniach praktycznych. Aby spełnić te wymagania proponowany model powinien dobrze opisywać zmiany zachodzące w ośrodku, zarówno jakościowo, jak i ilościowo. Istotne jest przy tym również, aby

parametry ośrodka gruntowego wykorzystywane w modelowaniu mogły być wyznaczone w sposób jednoznaczny, efektywny i wygodny z inżynierskiego punktu widzenia. Temu właśnie celowi służyć ma skorelowanie charakterystyki nasycenia gruntu z badaniami sejsmicznymi *in situ*, takimi jak pomiar prędkości rozchodzenia się fali podłużnej, a cech ściśliwości z wynikami badań trójosiowych.

W świetle powyższego efekt niniejszej pracy stanowił będzie zarówno wkład w rozwój mechaniki gruntów, jak również użyteczne narzędzie inżynierskie.

1.2. Cel, teza i zakres pracy

Podstawowym celem pracy jest zbadanie reakcji i opisanie procesów zachodzących w nawodnionych gruntach niespoistych o niepełnym nasyceniu, poddanych różnym rodzajom obciążenia zewnętrznego w warunkach bez odpływu wody z porów, ze szczególnym uwzględnieniem rozpoznania procesu generacji ciśnienia porowego.

Cel ten został zrealizowany przez następujące działania:

- przeprowadzanie serii eksperymentów w aparacie trójosiowego ściskania na próbkach nawodnionego gruntu niespoistego o różnym stopniu wypełnienia porów wodą, obciążonych monotonicznie w warunkach bez drenażu;
- przeprowadzanie serii eksperymentów w aparacie trójosiowego ściskania na próbkach nawodnionego gruntu niespoistego o różnym stopniu wypełnienia porów wodą obciążonych cyklicznie w warunkach bez drenażu;
- laboratoryjne zbadanie zależności prędkości rozchodzenia się w gruncie fali podłużnej od stopnia nasycenia;
- identyfikację podstawowych czynników mających wpływ na reakcję gruntów nie w pełni nasyconych;
- adaptację modelu teoretycznego opisującego proces generacji ciśnień porowych w nie w pełni nasyconych gruntach niespoistych w warunkach bez drenażu, w zależności od stopnia wypełnienia porów wodą;
- kalibrację modelu poprzez wyznaczenie podstawowych parametrów oraz funkcji modelowych;
- weryfikację modelu dla innych rodzajów gruntu niespoistego;

- weryfikację modelu teoretycznego w oparciu o wyniki badań przeprowadzonych na próbkach o nienaruszonej strukturze, nie w pełni nasyconego gruntu pobranych z rzeczywistej konstrukcji zapory ziemnej.

Główna teza pracy stanowi, że **nie w pełni nasycone grunty niespoiste mogą podlegać zjawisku upłynnienia, a stopień ich nasycenia determinuje intensywność generacji ciśnienia porowego przy ścinaniu** w warunkach bez odpływu.

Ponadto poddane weryfikacji zostaną następujące tezy cząstkowe, z których pierwsza mówi, iż efektywny stan naprężenia ma istotny wpływ na wartość parametru Skemptonu B , natomiast druga, że do określenia podatności na upłynnienie gruntów niespoistych w strefie nienasyconej w warunkach *in situ* można wykorzystać korelację stopnia nasycenia gruntu oraz prędkości przejścia fali podłużnej.

Prezentowana rozprawa składa się z sześciu rozdziałów. W pierwszym z nich przedstawiona została przyczyna podjęcia tematyki, jak też cel i tezy pracy. Zawiera on również zdefiniowanie pojęcia niepełnego nasycenia oraz przegląd aktualnego stanu wiedzy dotyczącego omawianej problematyki, jak też wprowadzenie do podstawowych pojęć. Kolejny rozdział poświęcony został prezentacji podstawowych zagadnień związanych z niepełnym nasyceniem ośrodka, do których autor odnosi się w dalszych etapach rozważań. Rozdział trzeci poświęcony został badaniom laboratoryjnym, zarówno monotonicznemu, jak i cyklicznemu ścinaniu ośrodków nie w pełni nasyconych w aparatach trójosiowego ściskania, wyznaczeniu funkcji ściśliwości aksjatorowej i dewiatorowej gruntów oraz badaniom zależności prędkości rozchodzenia się fali podłużnej od stopnia nasycenia ośrodka. Ponadto opisane zostały w nim badania na próbkach o nienaruszonej strukturze (NNS) pobranych z rzeczywistej konstrukcji. Model teoretyczny, jego podstawy matematyczne oraz wpływ poszczególnych czynników na uzyskiwane predykcje przedstawione zostały w rozdziale czwartym. Osobny rozdział (piąty) zawiera porównania predykcji modelu teoretycznego z wynikami badań przeprowadzonych przez autora zarówno na próbkach rekonstruowanych w laboratorium, jak i próbkach NNS. Model został zweryfikowany również oparciu o wyniki badań laboratoryjnych innych autorów,

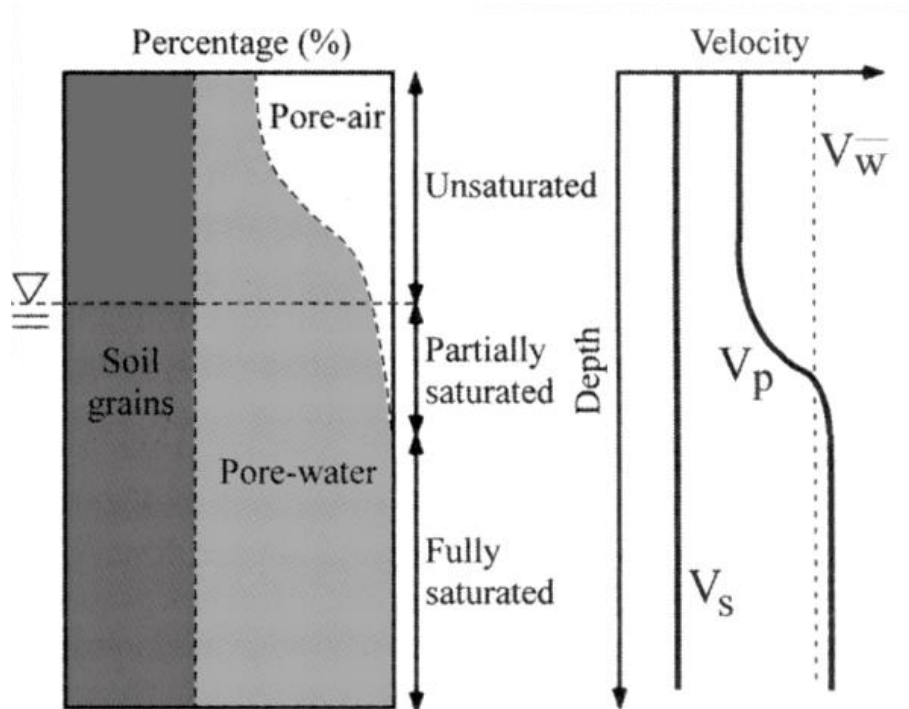
które porównano z odpowiadającymi im predykcjami teoretycznymi. Omówione i przeanalizowane zostały tam też wyniki badań cyklicznego ścinania ośrodków nie w pełni nasyconych. Ostatni, szósty rozdział zawiera podsumowanie, oraz prezentację wniosków płynących z przeprowadzonych prac.

1.3. Zdefiniowanie pojęcia niepełnego nasycenia

W literaturze można znaleźć różne angielskie określenia odnoszące się do stanu nasycenia gruntu, w którego porach znajduje się zarówno woda, jak i powietrze: nie w pełni nasycony, częściowo nasycony, nienasycony [*partially saturated* (Yoshimi, et al., 1989), (Yang, et al., 2004), (Okamura & Soga, 2006), (Kamata, et al., 2009), (Della, et al., 2011), (Arab, et al., 2016); *near-saturated* (Ishihara, et al., 2004); *desaturated*, (Raghunandan & Juneja, 2011), (He, et al., 2014); *imperfectly saturated* (Ishihara, et al., 2001); *unsaturated* (Unno, et al., 2008), (Bian & Shahrour, 2009), (Okur & Umut, 2013), (Tsukamoto, et al., 2014), (Wang, et al., 2016); *gassy soil* (Leroueil, et al., 2015); *incomplete saturated*; *not fully saturated* etc.], które często stosowane są zamiennie lub przeciwstawnie do opisu różnych stanów nasycenia. Na potrzeby niniejszej pracy strefę nasycenia, która będzie przedmiotem badań, określono jako nie w pełni nasyconą.

Fundamentalne jest również określenie, jakich przypadków dotyczy i jak rozumieć należy używane w pracy sformułowanie „grunty nie w pełni nasycone”. Pamiętając, że rozprawa opisuje jedynie reakcję gruntów niespoistych lub mało spoistych, określenie to stosowane jest do ośrodków, w porach których znajduje się zarówno woda, jak i niewielka ilość powietrza oraz w ograniczonym zakresie mogą występować zjawiska charakterystyczne dla gruntów całkowicie nasyconych, takie jak generacja ciśnienia wody na skutek obciążenia w warunkach bez odpływu, czy w skrajnych przypadkach upłynnienie. W praktyce taki stan zachodzi najczęściej dla ośrodków o stopniu nasycenia $S_r > 0.7$, lecz dokładna granica jest zależna od charakterystyki danego gruntu i uwarunkowana np. składem granulometrycznym lub innymi czynnikami fizycznymi. Z przeprowadzonych badań wynika jednakże, że dotyczyć będzie to wyłącznie tych ośrodków, które w stanie niepełnego nasycenia będą charakteryzować się wartościami parametru Skemptona B większymi od 0.

Na rys. 1.4 pokazano schematycznie obszar nasycenia uznawanego za częściowe (ang. *partially saturated*) oraz przykładowy rozkład prędkości rozchodzenia się fal podłużnych w ośrodku, który w przypadku gruntów jest ściśle związany z ich nasyceniem (Nakazawa, et al., 2004).



Rys. 1.4. Schematyczny rozkład nasycenia oraz prędkości fal podłużnych w ośrodku gruntowym za (Nakazawa, et al., 2004).

W książce (Szymkiewicz, 2013), w której autor opisuje zagadnienie przepływu wód gruntowych w ośrodkach nienasyconych, podano różne formy reżimów, w jakich może występować woda w ośrodku gruntowym. Poczynając od najslabiej nasyconego są to: woda błonkowa (ang. *adsorbed regime*), woda kapilarna występująca na stykach ziaren (ang. *capillary pendular regime*), woda kapilarna tworząca ciągłe ścieżki przepływu (ang. *capillary funicular regime*), woda otaczająca zamknięte pęcherze powietrza (ang. *occluded air bubble regime*), kończąc na pełnym nasyceniu porów wodą (ang. *fully saturated regime*). Rozważania niniejszej rozprawy dotyczyć będą przedostatniej z wymienionych. Takie rozumienie strefy niepełnego nasycenia utożsamiane z brakiem ciągłej fazy gazowej w porach (połączonych ze sobą obszarów występowania gazu), a jedynie izolowanych pęcherzyków powietrza otoczonych wodą, w której to strefie nie występuje lub prawie nie występuje ciśnienie ssania, postulowane jest w pracy (Kamata, et al., 2009).

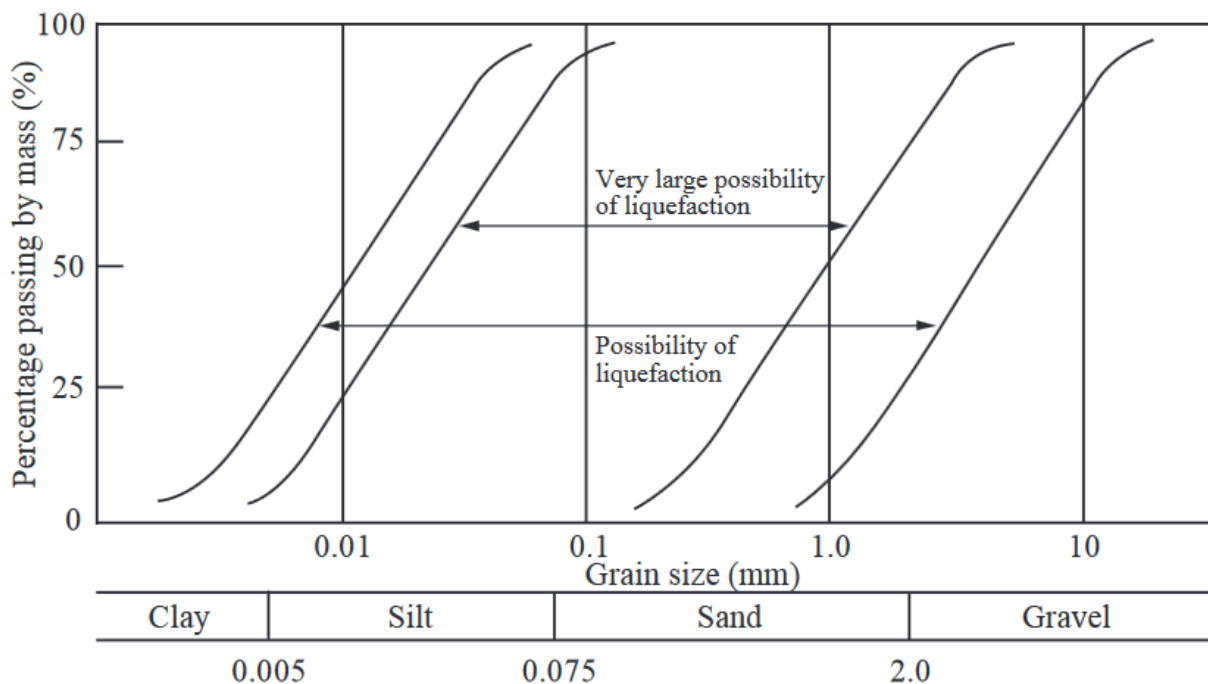
1.4. Przegląd aktualnego stanu wiedzy

1.4.1. Zjawisko upłynnienia się gruntu

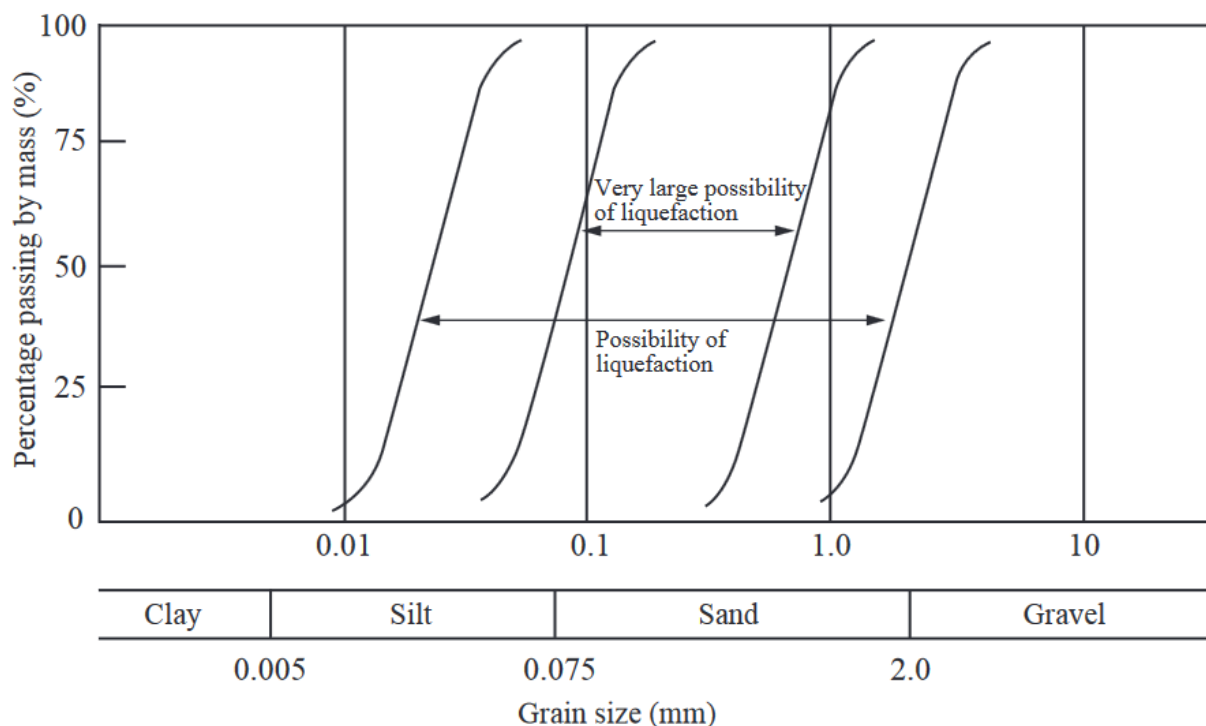
Grunt upływnia się w wyniku wzrostu ciśnienia wody w porach wywołanego warunkami bez drenażu oraz dodatkowymi czynnikami zewnętrznymi. Dochodzi wówczas do zaniku kontaktów między ziarnami szkieletu (średnie naprężenie efektywne spada do zera (1.1)).

$$p' = p - u = 0. \quad (1.1)$$

Jak wspomniano we Wstępie, aby zjawisko upłynnienia mogło nastąpić, grunt w stanie suchym musi mieć tendencje do zagęszczania się przy ścinaniu, czyli znajdować się w stanie kontraktywnym (parametr stanu $\Psi > 0$). Powszechnie uznaje się, iż potencjał do upłynnienia wykazują jedynie grunty o określonym uziarnieniu: piaszczyste lub piaszczyste z domieszkami frakcji drobnych. W dużym przybliżeniu rodzaje gruntów, które mogą ulegać upłynnieniu zostały zdefiniowane przez (Tsuchida, 1970) w postaci wyznaczenia strefy pomiędzy granicznymi krzywymi uziarnienia. Wytyczne do projektowania portów w Japonii (OCDI, 2009) dzielą ponadto wspomniane krzywe na odpowiadające gruntom silnie różnoziarnistym (rys. 1.5) i gruntom równoziarnistym (rys. 1.6).



Rys. 1.5. Krzywe Tsuchidy dla gruntów silnie różnoziarnistych (za (OCDI, 2009)).



Rys. 1.6. Krzywe Tsuchidy dla gruntów równoziarnistych (za (OCDI, 2009)).

Ośrodek gruntowy, którego krzywa uziarnienia znajduje się pomiędzy wewnętrznymi krzywymi uznawany jest za silnie podatny na upłynnienie, natomiast jeśli jego krzywa uziarnienia znajduje się pomiędzy zewnętrznymi krzywymi Tsuchidy, zakłada się, że upłynnienie takiego gruntu może nastąpić, ale niekoniecznie. Ośrodki gruntowe, których krzywe uziarnienia znajdują się po lewej stronie od zewnętrznej krzywej Tsuchidy (najczęściej spoiste) uznawane są za zbyt drobnoziarniste i o zbyt małym współczynniku filtracji, aby zaszło upłynnienie, natomiast grunty gruboziarniste (prawa strona wykresów) nie mogą podlegać upłynnieniu ze względu na ekstremalnie szybką dyssypację potencjalnie wygenerowanej nadwyżki ciśnienia porowego.

Współczesna definicja upłynnienia oparta jest o propozycję przedstawioną przez (Castro & Poulos, 1977). Aby wystąpiło zjawisko upłynnienia się gruntu potrzebne jest wystąpienie wymuszenia. Może być to cykliczne ścinanie ośrodka, jak choćby takie, które występuje w czasie trzęsień ziemi. Wówczas w gruncie, który w stanie suchym zagęszczałby się ze względu na nieściśliwą wodę wypełniającą pory, następuje generacja nadwyżki ciśnienia porowego i w konsekwencji dochodzi do upłynnienia.

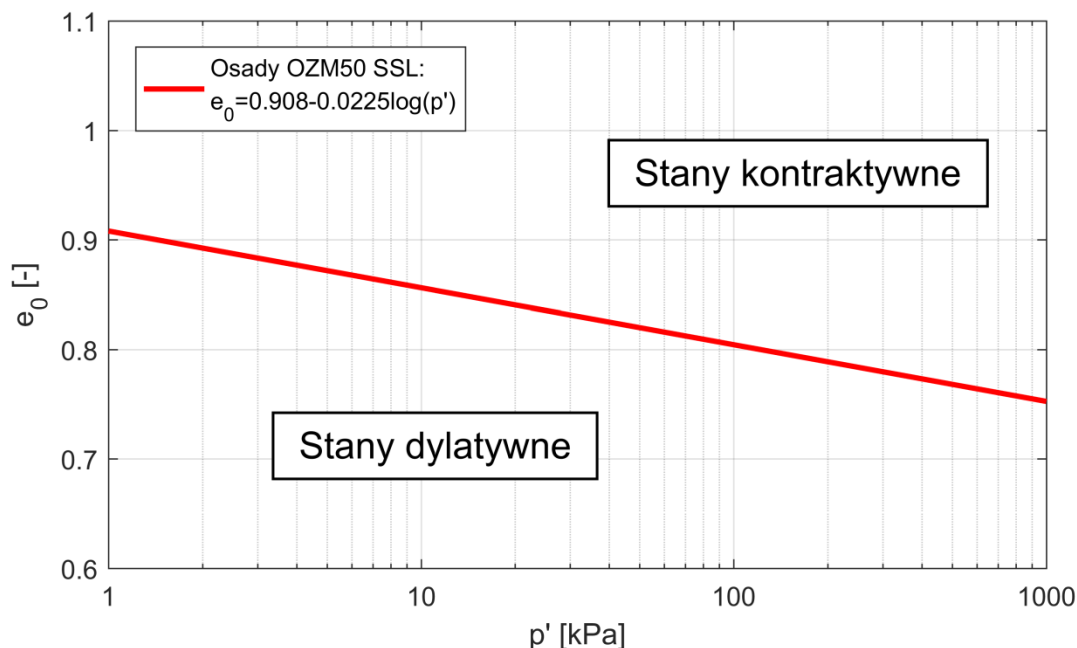
Innym rodzajem wymuszenia, które może spowodować upłynnienie się gruntu, jest obciążenie monotoniczne (statyczne). Mimo różnego typu wymuszenia, efekt w postaci dążenia do zagęszczenia zablokowanego przez więzy wywołane obecnością wody jest podobny. Następuje spadek średniego naprężenia efektywnego i upłynnienie.

O ile zjawisko upłynnienia występuje w gruntach w stanie kontraktywnym, to zagęszczone ośrodki w stanie dylatywnym poddane obciążeniom cyklicznym mogą podlegać zjawisku podatności cyklicznej (ang. *cyclic mobility*) (Świdziński, 2006). Charakteryzuje się ono występowaniem bardzo dużych odkształceń przy zachowaniu rezydualnej wytrzymałości na ścinanie i przy ciśnieniu porowym mniejszym od średniego naprężenia całkowitego.

W zrozumieniu pojęcia kontraktywności i dylatywności gruntu niezwykle pomocna jest teoria stanu ustalonego deformacji.

1.4.2. Stan początkowy gruntu niespoistego

Stan początkowy gruntu niespoistego jest ściśle zdefiniowany w ramach teorii stanu ustalonego deformacji, zaproponowanej przez Poulosa (Poulos, 1981). Zgodnie z nią w czasie ścinania grunt niespoisty dąży do osiągnięcia określonej objętości, po czym zmiany objętościowe zanikają, a ośrodek doznaje jedynie odkształceń postaciowych. Końcowe wartości odkształcenia objętościowego wywołanego naprężeniem ścinającym, przy danym początkowym średnim ciśnieniu efektywnym, lokują się w przestrzeni tych dwóch parametrów na jednej wspólnej linii będącej aktraktoorem wszelkich ścieżek obciążenia. Linia ta została nazwana linią stanu ustalonego deformacji (SSL – z jęz. ang. *steady state line*). W przestrzeni $(\log(p'), e)$, gdzie e jest wskaźnikiem porowatości, linia stanu ustalonego stanowi granicę rozdzielającą dwa rodzaje zachowania się gruntu w zależności od jego stanu początkowego, tj. tzw. zachowanie kontraktywne, w którym suchy grunt niespoisty w wyniku ścinania zmniejsza swoją objętość oraz zachowanie dylatywne, gdy występuje zjawisko odwrotne. Przykładowa linia stanu ustalonego, wyznaczona dla osadów poflotacyjnych, przedstawiona jest na rys. 1.7 (Świdziński, et al., 2017).



Rys. 1.7. Linia stanu ustalonego dla osadów OZM50 za (Świdziński, et al., 2017).

Jako miarę dylatywności i kontraktywności ośrodka (Been & Jefferies, 1985) zaproponowali pojęcie parametru stanu Ψ opisującego odległość między położeniem początkowego stanu gruntu w przestrzeni $(\log(p'), e)$ a linią stanu ustalonego. Parametr stanu jest więc definiowany jako różnica wskaźników porowatości początkowego i odpowiadającego stanowi ustalonemu dla danego średniego naprężenia efektywnego (1.2):

$$\Psi = e_0 - e_{SSL}. \quad (1.2)$$

Początkowe zagęszczenie może być wyrażane zarówno przez wskaźnik porowatości e , porowatość n lub stopień zagęszczenia I_D . Wzajemne relacje między tymi parametrami przedstawiają znane ogólnie wzory (1.3) i (1.4).

$$e = \frac{n}{1 - n}, \quad (1.3)$$

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}. \quad (1.4)$$

Linia stanu ustalonego jest w ogólnym rozumieniu funkcją materiałową charakterystyczną dla danego rodzaju gruntu, zależną od jego cech fizycznych między innymi takich jak wielkość i różnorodność ziaren (uziarnienie), czy forma ich krawędzi (krawędzista, obtoczona, gładka lub chropowata). W efekcie ścinania

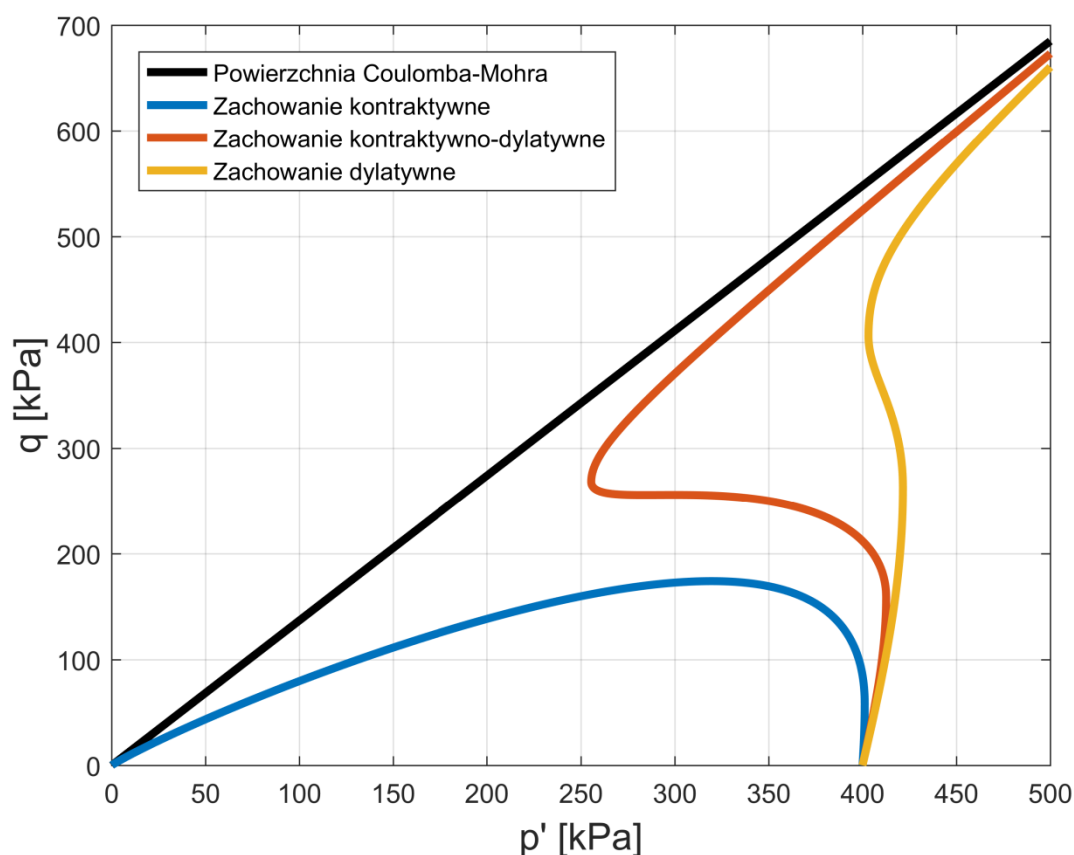
ośrodek gruntowy dąży do osiągnięcia stałej objętości podczas deformacji przy danym średnim naprężeniu efektywnym, co odpowiada plastycznemu płynięciu.

Parametr stanu dla gruntu kontraktywnego będzie przyjmował wartości dodatnie, a dla dylatywnego ujemne.

Z badań przeprowadzonych na modelowym piasku Toyoura wynika, iż w trakcie izotropowej konsolidacji gruntu kontraktywnego parametr stanu nie zmienia się (Verdugo & Ishihara, 1996). Podobne obserwacje zostały poczynione przez autora niniejszej rozprawy na podstawie wykonanych przez niego badań. Oznacza to, że ścieżka reprezentująca izotropowe obciążenie w przestrzeni $(\log(p'), e)$ jest równoległa do linii stanu ustalonego. Spostrzeżenie to ma istotne znaczenie w przypadku podjęcia próby odtworzenia wyników doświadczeń za pomocą zaproponowanego w niniejszej pracy modelu przyrostowego, którego parametry mogą być wyznaczone dla parametru stanu, w jakim znajduje się ośrodek, zamiast dla stopni zagęszczenia odpowiadających konkretnym średnim naprężeniom efektywnym. Podejście takie stanowi znaczne udogodnienie i ogranicza liczbę badań laboratoryjnych niezbędnych do opisu ośrodka. Wyniki badań laboratoryjnych ukazujące liniową zależność zmian objętościowych przy ścinaniu od parametru stanu przedstawione zostały w (Mierczyński, 2014).

Kontraktywna lub dylatywna reakcja suchych gruntów niespoistych ma bezpośredni związek z odpowiednimi reakcjami takich gruntów w przypadku ich całkowitego nawodnienia i ograniczonego odpływu wody z porów. Schematy zachowania się ośrodka nasyconego podczas ścinania w warunkach bez odpływu wody z porów, w zależności od stanu początkowego, w jakim się znajdował, przedstawione zostały na rys. 1.8.

Dla nawodnionych gruntów o początkowym stanie kontraktywnym, poddanych obciążeniu w warunkach bez odpływu wody z porów, tendencja do zmniejszania objętości gruntu suchego będzie się manifestować generacją ciśnienia porowego aż do jego całkowitego upłynięcia, niezależnie od rodzaju obciążenia, które tę generację wywoła (monotoniczne, cykliczne).



Rys. 1.8. Rodzaje zachowania się ośrodka przy ścinaniu w warunkach bez odplywu.

Prowadzi to do sytuacji, kiedy maksymalny dewiator naprężenia zostaje osiągnięty zanim ścieżka naprężenia zbliży się do powierzchni granicznej (linia niebieska na rys. 1.8). W przypadku gruntu o początkowym stanie dylatywnym ścinanie gruntu nawodnionego w warunkach bez odplywu wody z porów wywoła początkowo niewielki wzrost ciśnienia wody w porach powodując odpowiadający mu niewielki spadek średniego ciśnienia efektywnego, aby na skutek dylatacji w przypadku gruntu suchego, ciśnienie porowe rozproszyło się i ścieżka naprężenia ponownie zaczęła poruszać się w górę osiągając powierzchnię graniczną przy maksymalnym dewiatorze (ścieżka naprężenia oznaczona kolorem żółtym). Istnieje też zachowanie pośrednie (linia koloru czerwonego), kiedy to w początkowej fazie ścinania dominuje reakcja wybitnie kontraktywna, lecz do upłynnienia nie dochodzi, gdyż ścieżka naprężenia zmienia kierunek i zaczyna zachowywać się jak dla gruntu wybitnie dylatywnego. Zmiana tego kierunku następuje na tzw. linii transformacji fazowej (ang. *phase transformation line* (Ishihara, et al., 1975)). Tak więc podatność danego gruntu na upłynnienie jest ściśle związana z jego stanem początkowym.

1.4.3. Niepełne nasycenie

Niezbędnym warunkiem wystąpienia zjawiska upłynnienia jest obecność wody w porach gruntowych. Przez wiele lat uważano, że upłynnienie może nastąpić jedynie w gruntach w pełni nasyconych, gdzie pory gruntowe są całkowicie wypełnione wodą bez jakiegokolwiek obecności powietrza. W elementowych badaniach laboratoryjnych powszechnie stosowaną metodą określenia stanu nasycenia gruntu jest pomiar parametru Skemptona B (Skempton, 1954) opisującego związek między zmianą średniego naprężenia całkowitego a wywołaną nią zmianą ciśnienia porowego w warunkach bez drenażu, por. np. (Yoshimi, et al., 1989), (Yang, et al., 2004), (Unno, et al., 2008), (Kamata, et al., 2009), (Arab, et al., 2011), (Della, et al., 2011), (Lipiński, 2013), (Świdziński, et al., 2018). Powszechnie też przyjęto, że z pełnym nasyceniem próbki gruntu mamy do czynienia, gdy wartość B jest większa niż 0.96. Zazwyczaj otrzymanie tak wysokich wartości parametru B wymaga stosowania specjalnych technik badawczych, takich jak: odpowietrzanie wody użytej do nasączenia próbki, wymiana powietrza znajdującego się w porach gruntu przed jego nasączeniem i zastępowanie go dwutlenkiem węgla, który znacznie lepiej rozpuszcza się w wodzie, czy w końcu stosowanie ciśnienia wyrównawczego, czasami o znacznych wartościach, aby „ścisnąć” resztki pęcherzyków gazu, patrz np. (Świdziński & Mierczyński, 2005).

Parametr Skemptona B jest więc bardzo użyteczną wielkością do wyznaczenia poziomu nasycenia próbki gruntu natomiast nie ma interpretacji fizycznej, niemniej istnieje bezpośredni związek pomiędzy parametrem Skemptona B a stopniem nasycenia S_r , będącego fizyczną miarą wypełnienia porów gruntowych wodą (Świdziński & Smyczyński, 2018).

Prowadzone w ostatnich latach badania pokazały jednak, że ciśnienie porowe może się również generować w stanie niepełnego nasycenia, przy znacznie mniejszych wartościach B. W literaturze można znaleźć wyniki badań przeprowadzonych dla bardzo różnych wartości parametru B i skorelowanych z nimi stopni nasycenia S_r , np. wartości B od 0.25 do 0.9 przy S_r od 98.2% do 100% (Arab, et al., 2011), B wynoszące od 0.01 do 0.4 dla S_r od 11.6% do 92% (Unno, et al., 2008), czy B w przedziale od 0 do 0.96 dla S_r od 70% do 100% (Yoshimi, et al., 1989), jak również korelacje parametru B ze stałymi sprężystymi szkieletu

gruntowego (Kamata, et al., 2009). Problem zależności parametru Skemptona B od ściśliwości badanego materiału został też zauważony w przypadku mechaniki skał (Makhneko & Labuz, 2013).

1.4.4. Obciążenia monotoniczne

Zdecydowana większość publikacji dotyczących badania reakcji gruntów nie w pełni nasyconych na obciążenie monotoniczne pochodzi z pierwszej i drugiej dekady XXI wieku. Problem ten można więc uznać za stosunkowo świeży w porównaniu np. z badaniami reakcji na obciążenia cykliczne.

Zespół prof. Ishihary (Ishihara, et al., 2004) przedstawił wyniki szerokiego programu badań (łącznie ponad sześćdziesiąt doświadczeń trójosiowych) monotonicznego ścinania w warunkach trójosiowego ściskania nie w pełni nasyconego piasku modelowego Toyoura. Autorzy wydzielili dziewięć wartości początkowego stopnia zagęszczenia, od charakteryzujących piaski bardzo luźne do bardzo zagęszczonych ($0.05 \leq I_D \leq 0.7$), dla każdej z nich pokazując wpływ zmian stanu nasycenia na charakter ścieżki naprężenia w warunkach bez odpływu wody z porów. Różne stany nasycenia identyfikowane były poprzez parametr Skemptona B o wartościach od 0.1 do 0.95 (mierzony przy średnim naprężeniu efektywnym 100 kPa). Wyniki pokazują zmniejszanie się wytrzymałości na ścinanie wraz z wzrostem nasycenia dla gruntów luźnych. Natomiast dla ośrodków bardzo zagęszczonych tendencja jest odwrotna: maksymalny dewiator, osiągany przy tym samym poziomie odkształcenia pionowego, jest największy dla próbek o największym nasyceniu.

Bardzo podobne obserwacje przedstawione zostały w pracy (Kamata, et al., 2009), gdzie granica strefy niepełnego nasycenia gruntów piaszczystych, wyrażona w tym przypadku stopniem nasycenia S_r , została określona na około $S_r = 0.8$. Ponadto pokazano wyniki doświadczeń monotonicznego ścinania piasku modelowego Toyoura w aparacie trójosiowym i efekt jego kontraktywno-dylatywnej reakcji, silnie uzależniony od mierzonego parametru Skemptonu B. Zaprezentowane zostało zachowanie się ośrodka nie w pełni nasyconego w stanie kontraktywnym, dylatywnym i pośrednim. Pokazano jak zmienia się zachowanie ośrodka w momencie osiągnięcia charakterystycznych linii: stanu ustalonego (SSL) oraz transformacji fazowej (PTL). Przeanalizowany został przebieg odkształceń pionowych zarówno przy

trójosiowym ściskaniu, jak i rozciąganiu. Przede wszystkim jednak autorzy stwierdzają, że reakcja na obciążenie w warunkach bez drenażu jest ściśle powiązana ze ściśliwością mieszaniny wodno-powietrznej wypełniającej pory gruntu. Dokonują również podziału przebiegu procesu ścinania na zachodzący w strefie dodatniej lub ujemnej nadwyżki ciśnienia porowego (związanej ze zjawiskiem dylatacji). Zjawisko występowania ujemnego ciśnienia porowego w drugiej fazie ścinania gruntu dylatywnego tłumaczy wzrost wytrzymałości na ścinanie wraz ze wzrostem nasycenia ośrodka. Następuje wówczas bowiem zwiększenie się średniego naprężenia efektywnego na skutek wytworzonego w porach gruntowych podciśnienia.

Spadek maksymalnego dewiatora osiąganego przy ścinaniu wraz ze wzrostem parametru Skemptona B opisany został również w pracy (Della & Arab, 2010). Przedstawione tam badania prowadzone były na średnio zagęszczonym piasku Chlef River o parametrze Skemptona B wahającym się od $B = 0.32$ do $B = 0.9$. Wyniki badań trójosiowych pokazują, iż w warunkach bez odpływu reakcja gruntu, która jest kontraktywno-dylatywna, wraz ze spadkiem parametru Skemptona B coraz bardziej przypomina reakcję charakterystyczną dla ośrodka dylatywnego.

Wpływ nasycenia gruntu (reprezentowany parametrem Skemptona B) na jego zachowanie przy ścinaniu w warunkach z odpływem analizowany był w pracy (Della, et al., 2011). Autorzy stwierdzają tam, iż nasycenie ośrodka ma wpływ na wielkość odkształceń objętościowych jakie potrzebne są, aby grunt w aparacie trójosiowym osiągnął stan ustalony. Wraz ze spadkiem nasycenia następuje wzrost maksymalnego osiąganego dewiatora, natomiast odkształcenia objętościowe rosną od wartości ujemnych (zagęszczanie się) do wartości dodatnich (rozluźnianie).

Serie ciekawych badań trójosiowego ściskania i rozciągania zaprezentowano w (He, et al., 2014). Przedstawione eksperymenty prowadzone były na luźnym piasku Ottawa ($I_D \cong 0.1$) z zastosowaniem nowatorskiej metody uzyskiwania stanu niepełnego nasycenia – biologicznej redukcji azotanów do wolnego azotu (N_2) wewnątrz porów za pomocą specjalnie dobranych gatunków bakterii. Autorzy analizowali, na jak duże potencjalne odkształcenia objętościowe pozwoli obniżenie stanu nasycenia gruntu w warunkach bez drenażu (stopień nasycenia wahał się od $S_r = 0.87$ do $S_r = 1$), a następnie dokonali adaptacji metody oceny podatności na upłynnienie dla obciążeń monotonicznych (ideę analizy potencjalnych odkształceń

objętościowych zaproponowali pierwotnie dla obciążeń cyklicznych (Okamura & Soga, 2006)).

Wyniki serii badań monotonicznego ścinania w aparacie trójosiowym dla luźnego piasku Houston ($I_D = 0.04$) w stanie niepełnego nasycenia przedstawione zostały również w (Arab, et al., 2016), gdzie przy ciśnieniu konsolidacyjnym wynoszącym 100 kPa autorzy uzyskali reakcję kontraktywno-dylatywną.

Badania monotonicznego ścinania gruntów o stopniach nasycenia S_r pomiędzy 0.42 a 0.5 przeprowadzone były również przez (Kimoto, et al., 2017). Tak niski stopień nasycenia oraz występowanie kontrolowanego przez autorów ciśnienia ssania powoduje, iż ośrodek nie spełnia definicji niepełnego nasycenia zaproponowanej przez (Kamata, et al., 2009). Badania (Kimoto, et al., 2017) nie wykazały istotnej generacji ciśnienia porowego, co odpowiada wnioskowi z przeprowadzonych w IBW PAN badań (Świdziński, et al., 2017) mówiącym, iż stan niepełnego nasycenia, w którym możliwa jest generacja ciśnienia porowego, charakteryzuje się stopniem nasycenia większym niż $S_r \cong 0.8$ (w zależności od badanego gruntu). Badania przeprowadzone na osadach poflotacyjnych w stanie kontraktywnym przez (Świdziński, et al., 2017) ukazują zależność ciśnienia, jakie zostaje wygenerowane w porach, a więc i osłabienia ośrodka przy ścinaniu, od stanu nasycenia gruntu wyrażonego parametrem Skemptonu B.

W przytoczonych powyżej opracowaniach znaleźć można wiele wyników badań laboratoryjnych trójosiowego ścinania niespoistych ośrodków nie w pełni nasyconych. Nie odnajduje się jednak propozycji modelowania zachowania się gruntu przy ścinaniu uwzględniającego jego stan nasycenia. Wychodząc naprzeciw tym potrzebom w artykule (Świdziński, et al., 2018) przedstawiony został model przyrostowy dla gruntów nie w pełni nasyconych. Następnie model ten został rozwinięty, skalibrowany i zweryfikowany w ramach badań prowadzonych przez autora na potrzeby niniejszej pracy.

1.4.5. Obciążenia cykliczne

Badania nad wpływem stanu nasycenia na reakcję gruntów niespoistych na obciążenia cykliczne prowadzone były znacznie wcześniej niż omawiane wyżej badania zachowania się gruntów pod obciążeniem monotonicznym. Wynikało to

głównie z faktu zrozumienia reakcji nawodnionych gruntów niespoistych, które ulegały upłynnieniu obserwowanemu podczas trzęsień ziemi. Już od końca lat siedemdziesiątych XX wieku eksperymenty w aparacie skrętnym (ang. *hollow cylindrical torsional shear apparatus*) wykazywały zależność parametru Skemptona B i stopnia nasycenia z liczbą cykli potrzebnych do upłynnienia (Sherif, et al., 1977), (Yoshimi, et al., 1989).

W cyklicznych badaniach laboratoryjnych autorzy różnie definiują moment upłynnienia się gruntu. Jako kryterium najczęściej przyjmowane jest osiągnięcie przez nadwyżkę ciśnienia porowego wartości początkowego średniego naprężenia efektywnego (dla ośrodków nie w pełni nasyconych np. (Xia & Hu, 1991), (Sherif, et al., 1977), lub wystąpienie podwojonej amplitudy odkształcenia o wartości $DA = 5\%$ (np. (Okamura & Soga, 2006), (Ishihara, et al., 2001)). Przegląd wyników badań różnych typów oraz kryteriów upłynnienia można znaleźć w (Yang, et al., 2004). Zastosowanie kryterium odkształceniowego pozwala w praktyce na ujęcie w analizach gruntów w stanie dylatywnym i towarzyszącego ich obciążaniu zjawiska podatności cyklicznej (ang. *cyclic mobility*)

Wymuszenie w cyklicznych badaniach trójosiowych może być zadawane jako fala z kontrolowaną amplitudą przemieszczenia (np. badania prowadzone przez (Unno, et al., 2008), (Raghunandan & Juneja, 2011)) lub naprężenia.

W przypadku naprężeniowej kontroli wymuszenia, jako jego miara najczęściej stosowany jest parametr CSR (ang. *cyclic stress ratio*) (np. w pracach: (Yoshimi, et al., 1989), (Ishihara, et al., 2001), (Okamura & Soga, 2006), (Arab, et al., 2011), (Okur & Umut, 2013), (Tsukamoto, et al., 2014), (Wang, et al., 2016)). Pierwotnie zdefiniowany został on przez (Seed & Idriss, 1971) jako stosunek amplitudy naprężenia ścinającego τ do naprężenia pionowego. Użyteczną definicję do opisu doświadczeń w aparatach trójosiowych przedstawił (Ishihara, 1996) określając CSR jako stosunek dewiatora naprężeni q_m do podwojonego początkowego średniego naprężenia efektywnego p' , równanie (1.5).

$$CSR = \frac{q_m}{2p'}. \quad (1.5)$$

Przykładowe wartości parametrów CSR stosowanych w badaniach przez różnych autorów zestawiono w tab. 1.1.

Tab. 1.1. Przykładowe wartości CSR stosowane w badaniach gruntów nie w pełni nasyconych

Autor opracowania	Wartości CSR
Okamura and Soga (2006)	0.15 ÷ 0.40
Yoshimi et al. (1989)	0.10 ÷ 0.32
Arab et al. (2011)	0.15 ÷ 0.50
Okur and Umut (2013)	do 0.75
Tsukamoto et al. (2014)	0.28 ÷ 0.51
Wang et al. (2016)	0.17 ÷ 0.57
Ishihara et al. (2001)	0.20 ÷ 0.45
Ishihara et al. (2004)	0.095 ÷ 0.40
Świdziński et al. (2017)	0.05

Jak można zauważyć, większość badań prowadzona była dla dużych amplitud naprężenia. Ponadto wszyscy autorzy, poza (Świdziński, et al., 2017), prowadzili eksperymenty rozpoczynające się od izotropowego stanu naprężenia ($q_0 = 0$), w związku z czym w czasie obciążeń cyklicznych uzyskiwali ujemne wartości dewiatora (tak zwane trójosiowe rozciąganie). Uwaga ta dotyczy zarówno badań kontrolowanych poprzez stan naprężenia, jak i odkształcenia.

Wyniki badań laboratoryjnych ukazują wzrost liczby cykli obciążenia potrzebnych do upłynnienia próbki gruntu wraz ze spadkiem parametru Skemptona B (np. (Yang, et al., 2004), (Arab, et al., 2011), (Świdziński, et al., 2017)), bądź stopnia nasycenia S_r (np. (Ishihara, et al., 2001), (Świdziński & Smyczyński, 2018)).

Dla gruntów obciążonych cyklicznie w warunkach bez drenażu często określany jest opór na upłynnienie (ang. *liquefaction resistance*). Jest to wartość CSR, przy której w 20 cyklu obciążenia występuje upłynnienie ośrodka lub osiągnięcie przez podwojoną amplitudę odkształcenia pionowego wartości $DA = 5\%$ (Okamura & Soga, 2006). W zakresie niepełnego nasycenia wytrzymałość na upłynnienie rośnie wraz ze spadkiem stopnia nasycenia, co potwierdzają badania przeprowadzone przez (Yoshimi, et al., 1989), (Huang, et al., 1999), (Yasuda, et al., 1999), (Ishihara, et al., 2001), (Goto & Shamoto, 2002), (Okamura & Soga, 2006). Zmienność ta jest największa dla niewielkich domieszek powietrza w porach i zanika wraz upodobnieniem się zachowania ośrodka do zachowania się gruntu suchego. Dla gruntów o niskiej zawartości wody w porach niebezpieczeństwo upłynnienia nie istnieje, ponieważ nadwyżki ciśnienia mogą rozpraszać się w wolnej przestrzeni porowej. Jako granicę nasycenia, poniżej której grunty mogą być uważane za

odporne na zjawisko upłynnienia (Okur & Umut, 2013) zaproponowali $S_r < 0.6$, pamiętać jednak należy, iż w tych eksperymentach zastosowano bardzo duże wartości CSR osiągające nawet wartość 0.75.

1.4.6. Ciśnienie ssania

W ośrodku porowatym częściowo wypełnionym wodą powstaje negatywne ciśnienie (tzw. ciśnienie ssania). Wynika ono z różnicy ciśnień wody i powietrza zawartego w porach (Murray & Sivakumar, 2010).

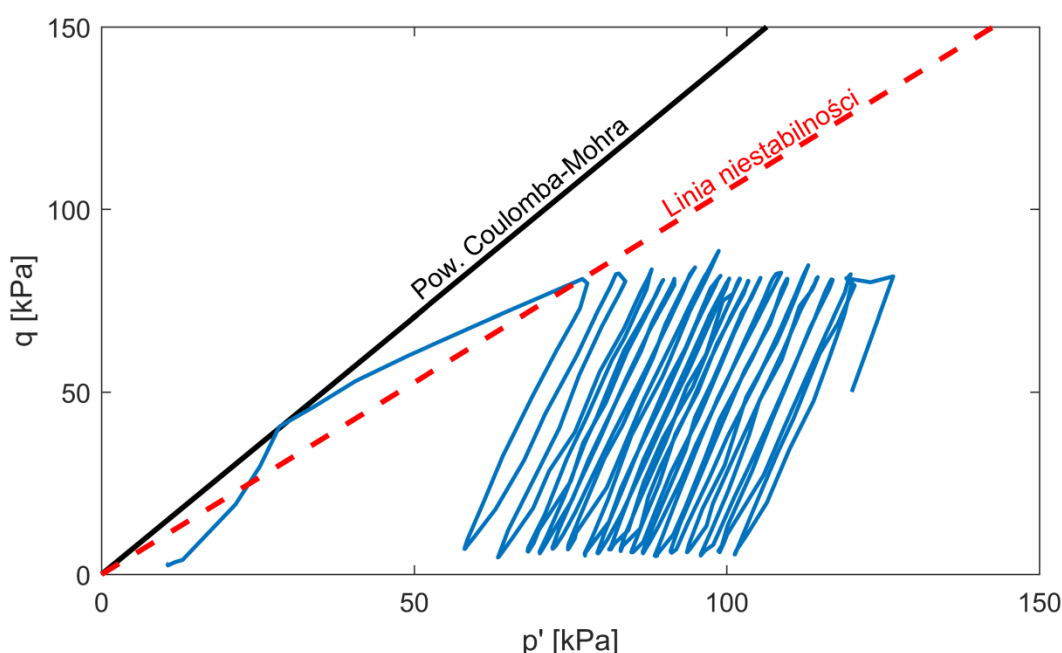
Badania wpływu ciśnienia ssania na wytrzymałość na ścinanie piasku średniego wykazały wystąpienie spójności pozornej rzędu 10 kPa, przy sztucznie wytworzonym ciśnieniu ssania wynoszącym 200 kPa (Skutnik, 2013). Natomiast badania krzywej retencji prowadzone na piasku Hostun (Bian & Shahrour, 2009) dowodzą, iż już po przekroczeniu stopnia nasycenia $S_r = 0.1$ ciśnienie ssania spada poniżej 20 kPa, a wraz ze wzrostem nasycenia dalej gwałtownie spada.

Jako że najważniejsze zjawiska związane z reakcją gruntów częściowo nasyconych zachodzą przy znacząco większych stopniach nasycenia (grunty nie w pełni nasycone) uważa się, że dla gruntów ziarnistych ciśnienie ssania nie ma dużego wpływu na ich reakcję. Zostanie to dokładnie przeanalizowane i omówione w dalszej części pracy, w podrozdziale 2.1.

1.4.7. Niestabilność gruntu

Niezwykle ważną charakterystyką naprężeniową opisującą zachowanie się gruntów niespoistych jest linia niestabilności, wprowadzona po raz pierwszy przez (Lade, 1992). Definiuje ona dolną granicę obszaru w przestrzeni naprężeń, w którym ośrodek w warunkach bez odpływu może zachowywać się niestabilnie, podczas gdy górną krawędź stanowi warunek Coulomba-Mohra (Świdziński, 2006). Przebieg linii niestabilności może być wyznaczany w badaniach trójosiowych na różne sposoby w zależności od warunków badania (z odpływem lub bez) i charakteru obciążenia (monotoniczne, cykliczne). Zawsze jednak punkty ją reprezentujące będą związane z początkiem niestabilnego zachowania się gruntu i tak np. dla monotonicznego ścinania gruntu suchego skorelowane będą z ekstremum odkształceń objętościowych, bezpośrednio po którym następuje początek dylatacji. Natomiast w badaniach trójosiowego ściskania kontraktywnego nawodnionego gruntu

w warunkach bez odpływu odpowiadały będą maksymalnym wartościom dewiatora dla obciążeń monotonicznych, a w przypadku obciążeń cyklicznych punktowi ścieżki naprężenia bezpośrednio poprzedzającemu gwałtowny spadek naprężeń efektywnych (Świdziński & Mierczyński, 2005). Linię niestabilności wyznaczoną na podstawie typowego badania cyklicznego ścinania gruntu bez odpływu wody z porów przedstawiono na rys. 1.9. Niestabilność gruntu związana jest bezpośrednio ze zmianą kierunku odkształceń objętościowych, a zgodnie z wnioskami podanymi przez (Świdziński, 2006), współczynnik kierunkowy linii niestabilności odpowiada współczynnikowi parcia bocznego K_0 .



Rys. 1.9. Linia niestabilności wyznaczona z typowego badania cyklicznego ścinania bez odpływu.

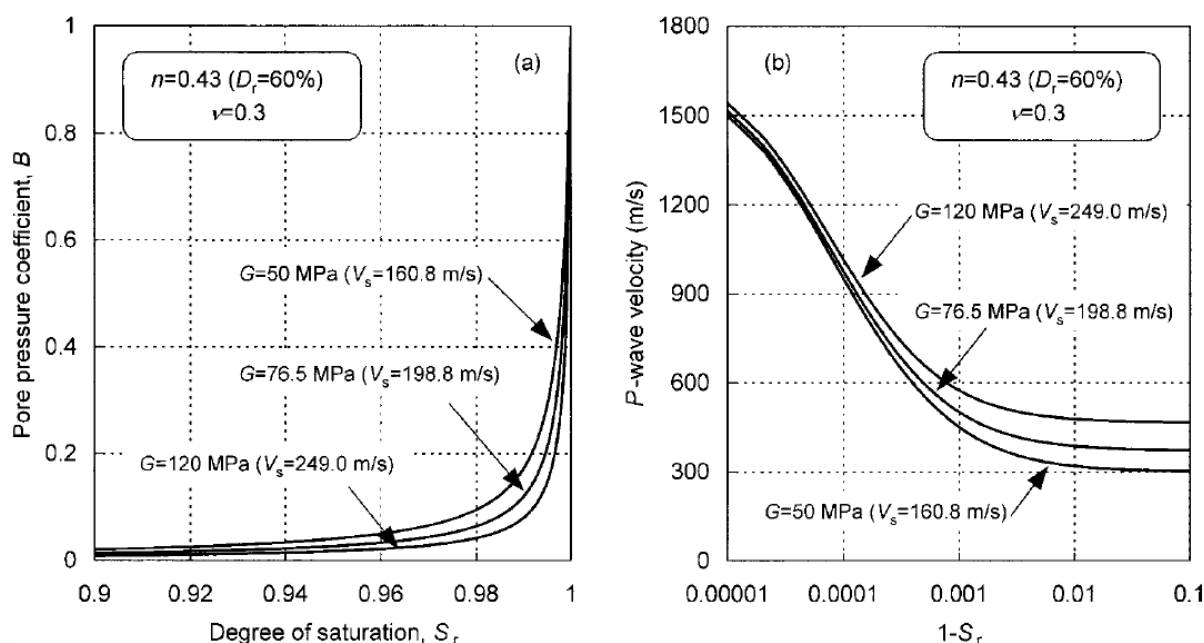
Z kolei w pracy (Lipiński, 2013) zawarte zostały obserwacje na temat zmian sztywności związanej z utratą stabilności przez grunt oraz możliwości identyfikacji stref reakcji sprężystej, nieliniowo-sprężystej oraz sprężysto-plastycznej. Zaproponowana została tam koncepcja, zgodnie z którą linia niestabilności przebiega w miejscu, gdzie następuje największa zmiana sztywności, co zachodzi w momencie zrównania się aksjatora naprężenia z jego dewiatorem ($p' = q \Rightarrow \eta = 1$).

1.4.8. Rozchodzenie się fal sejsmicznych

Rozważania na temat zależności prędkości rozchodzenia się fali podłużnej w gruncie nie w pełni nasyconym od stopnia nasycenia, czy parametru Skemptonu B

wraz z odpowiednimi korelacjami, można znaleźć w pracy (Yang, et al., 2004). Wyniki tych badań ukazują zależność prędkości rozchodzenia się fali podłużnej od stopnia nasycenia (rys. 1.10) i parametru Skemptona B . Przedstawiony został również wpływ sztywności na prędkość rozchodzenia się fali.

Z rys. 1.10 wyraźnie widać, że dla badanego gruntu zależność prędkości fali podłużnej od stopnia nasycenia ma miejsce jedynie przy bardzo dużym nasyceniu porów wodą ($S_r > 0.99$). W przedziale S_r od 1 do 0.99 prędkość fali podłużnej spada od 1500 m/s do około 300 m/s w przypadku piasku modelowego Toyoura. Poniżej tej wartości prędkość ta pozostaje stała niezależnie od stopnia nasycenia porów wodą.



Rys. 1.10. Zależność (a) parametru Skemptona B i (b) prędkości fali podłużnej od stopnia nasycenia gruntu (za (Yang, et al., 2004)).

Z kolei próba empirycznego powiązania prędkości rozchodzenia się fali podłużnej z wytrzymałością na upłynnienie przedstawiona została przez (Yang, 2002). Otrzymane zależności wskazują, że im mniejsza prędkość rozchodzenia się fali podłużnej w ośrodku, tym większa ilość cykli potrzebna do upłynnienia ośrodka.

Podobnie pomiary prędkości rozchodzenia się fali podłużnej stanowiły element badań prowadzonych przez (Eseller-Bayat, et al., 2013a). Autorzy stwierdzają, że pomiar prędkości rozchodzenia się fal podłużnych jest dobrym narzędziem do potwierdzenia występowania stanu niepełnego nasycenia, lecz nie do dokładnego określania wartości stopnia nasycenia. Opisali oni również gwałtowny wzrost

prędkości rozchodzenia się fali podłużnej wraz ze zbliżaniem się stopnia nasycenia do jedności.

1.4.9. Modelowanie teoretyczne reakcji ośrodków nie w pełni nasyconych

Model przyrostowy opisujący zachowanie się gruntu przed osiągnięciem stanu granicznego zaprezentowany został w pracy (Sawicki & Świdziński, 2010), a jego dalsze modyfikacje w (Sawicki, et al., 2014) oraz (Sławińska, 2015). Znajduje on zastosowanie do suchych lub w pełni nawodnionych gruntów niespoistych obciążonych monotonicznie. Z kolei, pierwotna wersja przyrostowego modelu obejmującego grunty nie w pełni nasycone przedstawiona została przez (Świdziński, 2015) oraz (Świdziński, et al., 2018).

W literaturze znaleźć można inne przykłady modelowania gruntów nie w pełni nasyconych. Implementacja stanów niepełnego nasycenia do sprężysto-plastycznego modelu konstytutywnego (stanowiące rozwinięcie numerycznego modelu MODSOL) dla obciążeń cyklicznych (z możliwością uzyskania predykcji również dla monotonicznych ścieżek naprężenia) przedstawiona została przez (Bian & Shahrour, 2009). Model ten oparty jest o teorię Biot (Biot, 1941) i teorię ośrodka wielofazowego (Coussy, 2004).

Bazujący na wynikach badań cyklicznego prostego ścinania (Eseller-Bayat, et al., 2013a), empiryczny model dla gruntów nie w pełni nasyconych poddanych obciążeniom cyklicznym przedstawiono w pracy (Eseller-Bayat, et al., 2013b). Na bazie stopnia nasycenia, charakterystyk fizycznych gruntu i zmian stanu naprężenia prognozuje on nadwyżkę ciśnienia porowego powstałą wskutek ekwiwalentnej liczby cykli obciążenia odpowiadającym trzęsienia ziemi o określonej magnitudzie.

Modelowanie zachowania się cyklicznie obciążanego gruntu nie w pełni nasyconego z wykorzystaniem podejścia energetycznego do opisu dyssypacji ciśnienia porowego zaprezentowane zostało natomiast w pracy (Okur & Umut, 2013). Model ten został opracowany na bazie programu laboratoryjnego obejmującego badania w kolumnie rezonansowej i testy cyklicznego ścinania w skrętnym aparacie postaciowym.

2. Parametry opisujące ośrodek nie w pełni nasycony

Zachowanie się gruntu nie w pełni nasyconego związane jest z szeregiem procesów, które zachodzą w podłożu na skutek działania obciążenia. Grunt w ogólności jest ośrodkiem trójfazowym (szkielet gruntowy oraz woda i powietrze wypełniające pory), co powoduje silne skomplikowanie jego opisu. W praktyce najczęściej stosuje się uproszczenia, np. zakładając pełne nasycenie gruntu wodą lub stan całkowicie suchy, w których pomijalny jest udział fazy gazowej. W pełnym podejściu nie można dokonać takich założeń, ponieważ dużą rolę odgrywają właściwości fizyczne wszystkich trzech faz gruntu. Poniżej przedstawione zostaną najistotniejsze parametry charakteryzujące nie w pełni nasycony ośrodek niespoisty. Dalsze rozważania dotyczyć będą jedynie gruntów niespoistych, które były przedmiotem prowadzonych badań.

2.1. Ciśnienie ssania

Do opisu zjawisk występujących w gruntach nie w pełni nasyconych często wykorzystywane jest ciśnienie ssania u_s . Stanowi ono różnicę ciśnień powietrza porowego u_a i wody porowej u_w .

$$u_s = u_a - u_w \quad (2.1)$$

Występowanie ciśnienia ssania odpowiedzialne jest za występowanie zjawiska spoistości pozornej. W gruncie, w którym ono występuje, zasada naprężeń efektywnych sformułowana przez Terzagiego musi być uzupełniona o człon uwzględniający ciśnienie ssania. Najpowszechniejszym rozwiązaniem tego problemu jest formuła Bishopa (Bishop, 1959):

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi u_s, \quad (2.2)$$

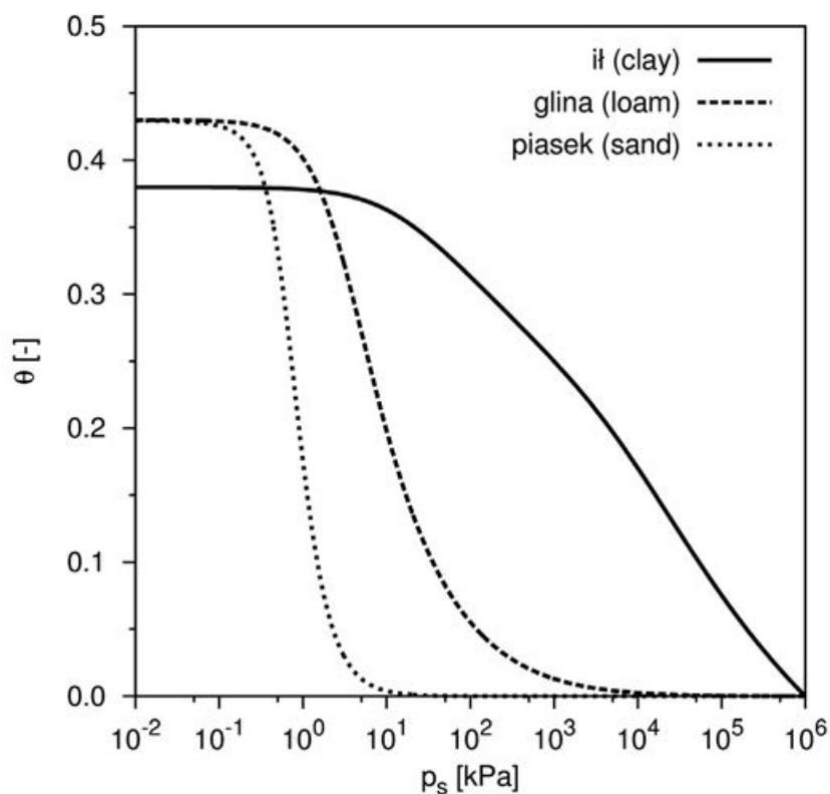
gdzie σ' jest naprężeniem efektywnym, a χ parametrem przyjmującym wartości od 0 do 1, będącym funkcją stopnia nasycenia gruntu. Wpływ na wartości przyjmowane przez parametr χ mają również rodzaj gruntu, jego skład granulometryczny oraz charakterystyczne krzywe suszenia i zawilgocenia (Sikora & Ossowski, 2003).

Wraz z zmianami wilgotności ciśnienie ssania może przyjmować różne wartości. Dla ośrodków całkowicie nawodnionych ciśnienie ssania jest zerowe, podczas gdy dla gruntu całkowicie suchego jego wartość dąży do nieskończoności. W pośrednich stanach nasycenia ($S_r > 0 \Rightarrow \chi > 0$ i $u_s > 0$) występuje zjawisko spoistości pozornej, które wynika bezpośrednio z zależności (2.2). Dzięki niemu możemy na przykład obserwować względnie stabilny kształt dziecięcej „babki z piasku”. Rys. 2.1 przedstawia piasek w trzech stanach nasycenia, kolejno od lewej: całkowicie suchym, wilgotnym (który nie odpowiada jednak definicji ośrodka „nie w pełni nasyconego”) oraz całkowicie nasyconym.



Rys. 2.1. Piasek w różnych stanach nasycenia.

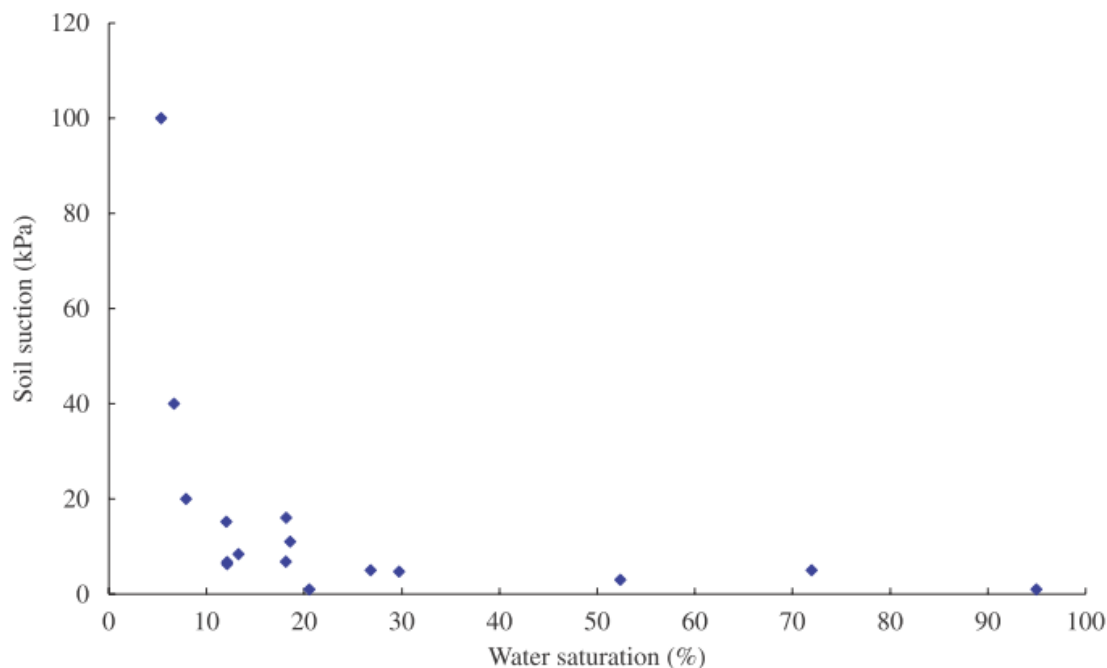
Wartości ciśnienia ssania występujące w gruncie w zależności od jego nasycenia obrazuje krzywa retencji. Przykładowe krzywe retencji charakterystyczne dla różnych rodzajów gruntów przedstawiono na rys. 2.2 za (Szymkiewicz, et al., 2014) (zachowano oryginalne oznaczenia autorów, gdzie wilgotność objętościowa $\theta = nS_r$, a ciśnienie ssania p_s). Wyraźnie widać, że im mniej spoisty ośrodek, tym mniejsze wartości ciśnienia ssania i szybsze tempo jego zanikania wraz ze wzrostem nasycenia.



Rys. 2.2. Przykładowe krzywe retencji dla różnych rodzajów gruntów za (Szymkiewicz, et al., 2014)

Z kolei na rys. 2.3 przedstawiono krzywą eksperymentalną wyznaczoną dla piasku Houston przez (Bian & Shahrour, 2009). Zauważyć można, że w tym przypadku dla wartości stopnia nasycenia większych już od 0.25 ciśnienie ssania nie przekracza 5 kPa.

Wartości ciśnienia ssania dla gruntów niespoistych mają znaczenie jedynie dla stosunkowo niskich zawartości wody w porach. W zakresie omawianym w niniejszej rozprawie, czyli niepełnego nasycenia (patrz pkt. 1.3) wynoszą mniej niż 5 kPa, wobec czego w dalszych rozważaniach ciśnienie ssania nie będzie uwzględniane.



Rys. 2.3. Krzywa retencji piasku Houston za (Bian & Shahrour, 2009).

2.2. Stopień nasycenia

Najpopularniejszym parametrem używanym w geotechnice do określenia ilości wody w gruncie jest niewątpliwie stopień nasycenia S_r , przyjmujący wartości z zakresu 0 do 1, definiowany jako stosunek objętości wody w porach gruntu V_w do objętości porów V_p (2.3):

$$S_r = \frac{V_w}{V_p}. \quad (2.3)$$

W rozważaniach na temat gruntów nie w pełni nasyconych bardzo istotna jest ściśliwość płynu w porach gruntu, a ta zależna jest właśnie od stopnia nasycenia. Zależność tę wyprowadzono w dalszej części pracy.

W warunkach badań trójosiowych wartość stopnia nasycenia jest trudno mierzalna. Dla rekonstruowanych w laboratorium próbek można wyznaczać ją pośrednio poprzez objętość wody wpompowywanej do porów w czasie podnoszenia ciśnienia wyrównawczego (2.4):

$$S_r = \frac{V_p - \frac{\Delta V_w}{\Delta u} u_0}{V_p}, \quad (2.4)$$

gdzie ΔV_w jest zmianą objętości wody w porach równą zmianie objętości powietrza; u_0 jest początkowym ciśnieniem porowym, a Δu jest zmianą ciśnienia porowego. Należy pamiętać, że w przypadku ciśnienia całkowitego mamy:

$$u_0 = u_{b,0} + u_{atm}, \quad (2.5)$$

gdzie $u_{b,0}$ jest ciśnieniem wyrównawczym, a u_{atm} ciśnieniem atmosferycznym.

W warunkach polowych trudności z wyznaczeniem stopnia nasycenia są jeszcze większe. Jedną z metod jaką daje się zastosować jest pobór próbek o nienaruszonej strukturze i podejmowanie próby określania stopnia nasycenia na ich podstawie, problemem są tu jednak szybkie wysychanie próbek oraz duży wpływ nawet niewielkich zmian objętości próbki występujących przy odprężeniu ośrodka i wypychaniu gruntu z próbnika NNS. Alternatywnym podejściem jest skorzystanie z polowych badań sejsmicznych i określanie stopnia nasycenia na podstawie prędkości rozchodzenia się fali podłużnej w gruncie, lecz i ta metoda pozwala na uzyskanie jedynie przybliżonych wyników.

2.3. Ściśliwość szkieletu gruntowego

Grunt jest materiałem ziarnistym. W zależności od rodzaju gruntu ziarna mogą mieć różne rozmiary, kształt, chropowatość i inne cechy, ponieważ jednak są rozdrobnionym materiałem skalnym, ich ściśliwość jest niewielka (pomijalnie mała), więc można je traktować jako całkowicie nieściśliwe. Zjawisko kruszenia się ziaren zachodzi przy bardzo dużych naprężeniach, które są rzadko spotykane w praktyce inżynierskiej.

Upakowane w pewien sposób ziarna w określonej objętości tworzą szkielet gruntowy. Przyłożenie obciążenia zewnętrznego może spowodować przemieszczenie się ziaren względem siebie i zmianę ich upakowania (zagęszczenie się lub rozluźnienie). Podatność szkieletu gruntowego na zmiany objętościowe wywołane zmianami naprężenia zewnętrznego jest definiowana ściśliwością szkieletu gruntowego. Ze względu na charakter obciążenia wyróżnia się ściśliwość w warunkach obciążenia izotropowego $\kappa_s^{p'}$ (2.6) i dewiatorowego κ_s^q (2.7):

$$\kappa_s^{p'} = \frac{d\varepsilon_v}{dp'}, \quad (2.6)$$

$$\kappa_s^q = \frac{d\varepsilon_v}{dq}, \quad (2.7)$$

gdzie ε_v jest odkształceniem objętościowym.

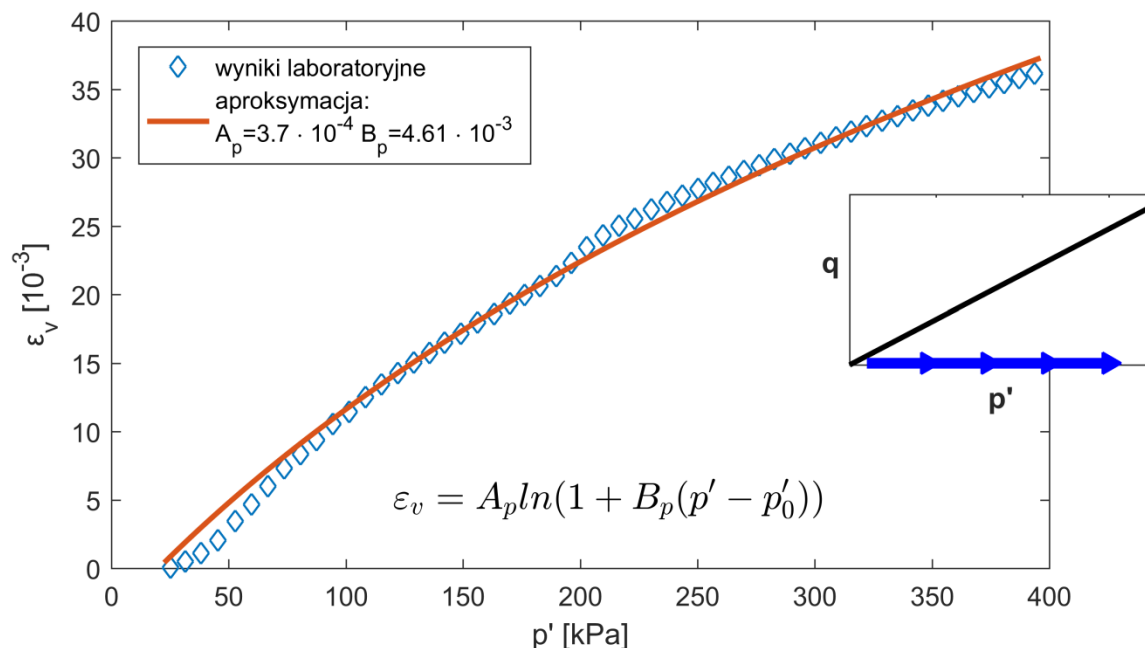
Z powyższego wynika, że ścisłość szkieletu gruntowego jest funkcją stanu naprężenia. Nie można więc traktować jej jako stałego parametru, jak ma to miejsce w przypadku materiałów, do których stosuje się liniowa teoria sprężystości.

Z uwagi chociażby na zależność ścisłości od stanu naprężenia, wpływ na funkcję ścisłości będzie mieć również stan początkowy gruntu wyrażony jego początkowym parametrem stanu.

2.3.1. Ścisłość w warunkach obciążenia izotropowego

Funkcję opisującą ścisłość izotropową można wyznaczyć na podstawie badań izotropowej konsolidacji w aparacie trójosiowego ściskania. Przykładowy przebieg odkształceń objętościowych wskutek zmian ciśnienia izotropowego przedstawiono na rys. 2.4. Dla określonego parametru stanu przebieg odkształceń objętościowych aproksymuje się wybraną funkcją, np. (2.8) (Świdziński, et al., 2018). Do opisu również dobrze można zastosować równania w innej postaci, np. funkcji pierwiastkowej (Sawicki, et al., 2014).

$$f_{ax} = \varepsilon_v^{p'} \approx A_p \ln(1 + B_p). \quad (2.8)$$



Rys. 2.4. Przykładowy przebieg ścieżki odkształceń objętościowych wywołanych izotropowym ściskaniem.

Wartości współczynników występujących w równaniu (2.8) wyznacza się dla danego gruntu i stanu początkowego na podstawie wyników doświadczeń np. metodą najmniejszych kwadratów.

Zgodnie z wzorem (2.6) określenie ścisłości izotropowej szkieletu gruntowego polega na zróżniczkowaniu otrzymanego wyrażenia po dp' , w wyniku czego otrzymujemy (2.9):

$$\kappa_s^{p'} = \frac{d\varepsilon_v}{dp'} = \frac{A_p B_p}{1 + B_p p'} \quad (2.9)$$

Powyższa procedura powinna być przeprowadzona dla pełnej gamy wartości stopnia zagęszczenia I_D . Ten sam mechanizm stosuje się również do wyznaczenia funkcji ścisłości izotropowej przy odciążeniu. Dla uproszczenia określa się ścisłość dla gruntów luźnych i zagęszczonych stosując uśrednienie odpowiednich współczynników (Sawicki, 2012).

Ponieważ przebieg ścieżki izotropowego ściskania jest w przestrzeni $(\log(p'), e)$ równoległy do linii stanu ustalonego (wyniki badań przedstawiono w pkt. 3.6.1), to różne początkowe stany zagęszczenia można utożsamiać z początkowymi (i niezmiennymi podczas izotropowej konsolidacji) parametrami stanu Ψ .

2.3.2. Ściśliwość w warunkach obciążenia dewiatorowego

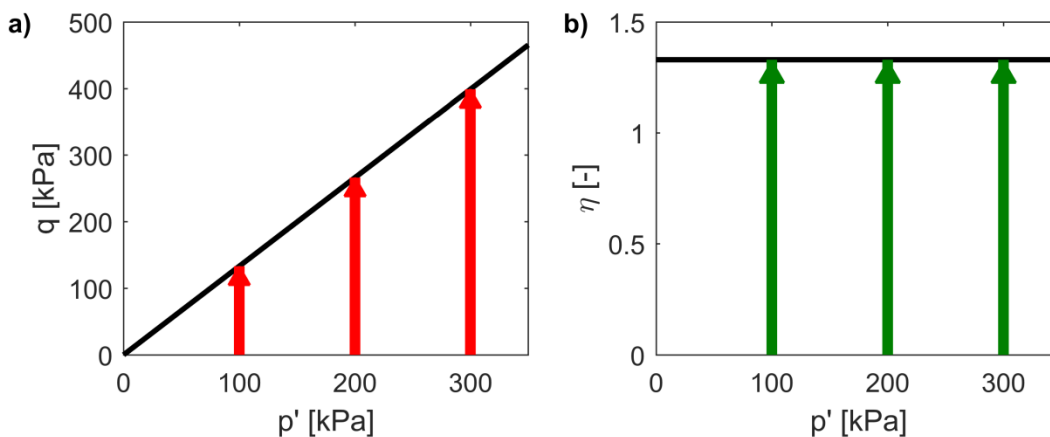
Ściśliwość szkieletu gruntowego wywołaną obciążeniem dewiatorowym najlepiej jest wyznaczyć zakładając warunki czystego ścinania ($p' = \text{const.} \Rightarrow dp' = 0$). Podobnie jak ściśliwość izotropowa, jest ona pochodną zmian objętości, lecz tym razem po dewiatorze (2.7). Ośrodki niespoiste w przeciwieństwie do zdecydowanej większości innych materiałów charakteryzują się występowaniem odkształceń objętościowych w warunkach czystego ścinania (Sawicki, 2012). W ogólności grunt pod wpływem rosnącego dewiatora naprężenia, w zależności od stanu początkowego, może podlegać dylatacji lub kontraktacji. Ściśliwość dewiatorowa jest jakościowo różna dla ośrodka w stanie kontraktywnym i dylatywnym, więc do aproksymacji przebiegu odkształceń muszą być użyte różne funkcje.

W dalszych rozważaniach używane będzie pojęcie ściśliwości dewiatorowej określonej w układzie współrzędnych (p', η) , gdzie η jest pomocniczą zmienną oznaczającą stosunek dewiatora do aksjatora naprężenia (2.10).

$$\eta = \frac{q}{p'}. \quad (2.10)$$

Współczynnik naprężenia jest wygodną zmienną pozwalającą precyzyjnie zdefiniować proces obciążenia i odciążenia w przestrzeni naprężeń.

Ścieżkę naprężenia stosowaną w badaniach trójosiowych, pozwalającą wyznaczyć κ_s^q , przedstawia rys. 2.5a.



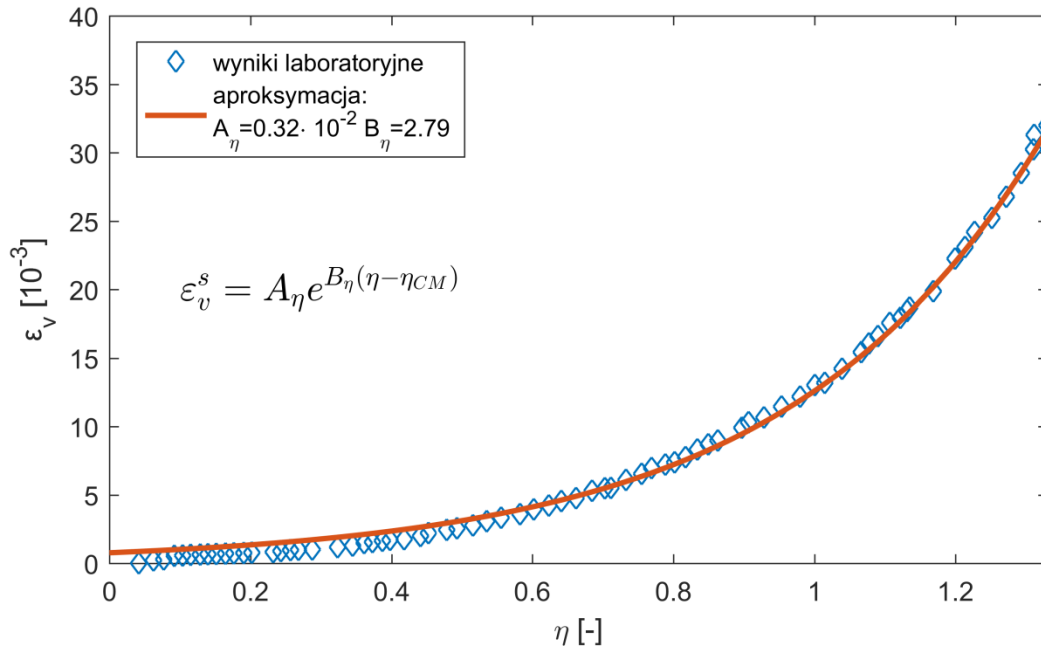
Rys. 2.5. Ścieżki czystego ścinania w różnych układach odniesienia.

Oprócz lepszej interpretacji pojęcia odciążenia i odciążenia (Sawicki & Świdziński, 2010), przejście do tak zdefiniowanego układu likwiduje nieciągłości w modelach przyrostowych (Sławińska, 2015), a poza tym jest wygodne z punktu widzenia

analizy stanu naprężenia. Ścieżka naprężenia dla czystego ścinania w tak zdefiniowanej przestrzeni przedstawiona została na rys. 2.5b.

Ścisłość dewiatorowa odniesiona do zmian proporcji niezmienników stanu naprężenia oznaczana będzie symbolem κ_s^η i wyrażać się będzie relacją (2.11):

$$\kappa_s^\eta = \frac{d\varepsilon_v}{d\eta}. \quad (2.11)$$



Rys. 2.6. Przykładowy przebieg odkształcenia przy czystym ścinaniu – stan kontraktywny.

Rys. 2.6 przedstawia przykładowy przebieg odkształceń objętościowych przy czystym ścinaniu gruntu o początkowym stanie kontraktywnym wraz z aproksymacją. Zastosowana funkcja przybliżająca została wybrana jako funkcja eksponentialna dana równaniem (2.12), a współczynniki wyznaczone zostały w sposób analogiczny jak dla ścisłości izotropowej:

$$f_{dev} = \varepsilon_v^\eta \approx A_\eta \exp[B_\eta(\eta - \eta_{CM})], \quad (2.12)$$

gdzie η_{CM} jest wartością η odpowiadającą osiągnięciu warunku Coulomba-Mohra.

Tu również dobór funkcji jest dowolny, przy czym wybrana funkcja powinna mieć możliwie mało współczynników i być łatwo różniczkowalna analitycznie (Sawicki, 2012).

Tak wybraną aproksymację wykorzystuje się do wyznaczenia ścisłości dewiatorowej dla gruntu w stanie kontraktywnym (2.13):

$$\kappa_s^\eta = \frac{d\varepsilon_v}{d\eta} = A_\eta B_\eta \exp[B_\eta(\eta - \eta_{CM})]. \quad (2.13)$$

Aby w pełni opisać ścisłość dewiatorową danego gruntu powinno się wykonać doświadczenia dla różnych początkowych wartości parametru stanu, reprezentujących zarówno zachowania kontraktywne, jak i dylatywne. Ponadto, osobno należy wyznaczać funkcję ścisłości dla przypadku odciążenia.

2.4. Ścisłość płynu w porach gruntu

Istotną rolę w analizie gruntów nie w pełni nasyconych odgrywa płyn znajdujący się w jego porach, szczególnie gdy chodzi o proces upłynnienia. W przeciwieństwie do ośrodka całkowicie nasyconego wodą ($S_r = 1$), w stanie niepełnego nasycenia nie można przyjąć założenia o nieściłości płynu porowego.

Ileokroć mowa jest o płynie porowym w niniejszej pracy ma to odniesienie do znajdującej się w porach gruntu mieszaniny faz ciekłej i gazowej o uśrednionej ścisłości większej od ścisłości wody. Pojęcie płynu porowego jest stosowane w celu odróżnienia go od jego składników, które będą określane jako: woda w porach gruntu i powietrze w porach gruntu.

Wychodząc z klasycznej definicji ścisłości płynu i wiedząc, że objętość porów V_p jest sumą objętości zawartego w nich powietrza i wody (2.15), można zapisać:

$$\kappa_f = \frac{d\varepsilon_v}{du} = -\frac{dV_p}{V_p} \cdot \frac{1}{du} = -\frac{dV_a + dV_w}{V_p} \cdot \frac{1}{du}, \quad (2.14)$$

$$V_p = V_a + V_w. \quad (2.15)$$

Ponadto:

$$\kappa_a = \frac{d\varepsilon_v^a}{du} = -\frac{dV_a}{V_a} \cdot \frac{1}{du}, \quad (2.16)$$

$$\kappa_w = \frac{d\varepsilon_v^w}{du} = -\frac{dV_w}{V_w} \cdot \frac{1}{du}, \quad (2.17)$$

gdzie: κ_f jest ścisłością płynu porowego, zaś κ_a i κ_w są odpowiednio ścisłościami jego składników, czyli powietrza i wody zawartej w porach, du zmianą ciśnienia płynu, a V_a i V_w odpowiednio objętościami zajmowanymi przez powietrze i wodę.

Objętość porów z ilością wody i powietrza w nich zawartą wiąże stopień nasycenia. Wykorzystując zależność (2.3) i (2.15) otrzymuje się:

$$\frac{1}{V_p} = \frac{1 - S_r}{V_a}, \quad (2.18)$$

$$\frac{1}{V_p} = \frac{S_r}{V_w}. \quad (2.19)$$

Wówczas równanie (2.14) przyjmuje postać:

$$\kappa_f = (S_r - 1) \frac{dV_a}{V_a} \cdot \frac{1}{du} - S_r \frac{dV_w}{V_w} \cdot \frac{1}{du}. \quad (2.20)$$

Po podstawieniu wzorów (2.16) i (2.17) uzyskuje się związek łączący ściśliwość mieszaniny gazu i cieczy (płynu porowego) z ściśliwościami poszczególnych jego składników poprzez stopień nasycenia porów wodą:

$$\kappa_f = (1 - S_r)\kappa_a + S_r\kappa_w. \quad (2.21)$$

2.4.1. Ściśliwość wody porowej

Woda jest ośrodkiem bardzo słabo odkształcalnym. W warunkach ciśnienia atmosferycznego jej ściśliwość wynosi $\kappa_w = 0.45 \cdot 10^{-9} \text{ Pa}^{-1}$ i nie wykazuje dużych zmian wraz z jego wzrostem, wobec czego na potrzeby analiz zawartych w niniejszej rozprawie będzie traktowana jako stały współczynnik materiałowy.

2.4.2. Ściśliwość powietrza w porach gruntu

Powietrze znajdujące się w gruncie może być traktowane jako gaz doskonały. Dla braku zmian temperatury można zapisać, że:

$$u \cdot V_a = \text{const}. \quad (2.22)$$

Po zróżniczkowaniu otrzymujemy:

$$u dV_a + V_a du = 0 \rightarrow -\frac{dV_a}{V_a} = \frac{du}{u}, \quad (2.23)$$

w dalszym ciągu pamiętając, że u jest ciśnieniem całkowitym (2.5). Podstawiając wzór (2.22) do (2.16) otrzymujemy:

$$\kappa_a = \frac{1}{u}. \quad (2.24)$$

2.5. Parametr Skempton B

W badaniach trójosiowych jako miarę nasycenia gruntu powszechnie stosuje się parametr Skempton B (Skempton, 1954), gdyż w przeciwieństwie do stopnia

nasycenia S_r jest łatwy w pomiarze. Opisuje on zmiany ciśnienia porowego u w wyniku izotropowego ściskania próbki gruntu poprzez zwiększanie ciśnienia wody w komorze trójosiowej σ_3 w warunkach bez drenażu:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3}. \quad (2.25)$$

W warunkach bez odpływu wody z porów wzrost ciśnienia porowego Δu wywołany jest dążeniem struktury szkieletu do zgęszczenia się zablokowanym przez uwięzioną w porach wodę, co można wyrazić następującymi wzorami:

$$\Delta V_s = \kappa_s^{p'} V \Delta \sigma_3', \quad (2.26)$$

$$\Delta V_p = \kappa_f n V \Delta u, \quad (2.27)$$

gdzie n jest porowatością, a σ_3' bocznym naprężeniem, które w przypadku izotropowego ściskania jest równe średniemu naprężeniu efektywnemu p' .

Ponieważ ziarna szkieletu można uznać za nieściśliwe ($\kappa_{ziaren} \ll \kappa_s$) zmiana objętości szkieletu gruntowego i zmiana objętości porów są sobie równe (2.28):

$$\Delta V_p = \Delta V_s. \quad (2.28)$$

Podstawienie związku:

$$\Delta \sigma_3 = \Delta \sigma_3' + \Delta u, \quad (2.29)$$

do wzoru (2.25) oraz uwzględnienie zależności (2.26), (2.27) i (2.28) prowadzi do obserwacji, iż parametr Skemptona B jest funkcją ściśliwości płynu porowego i szkieletu gruntowego:

$$B = \frac{1}{1 + \frac{n\kappa_f}{\kappa_s^{p'}}} = f(\kappa_s, \kappa_f). \quad (2.30)$$

W warunkach pełnego nasycenia ($S_r = 1$) gruntu zakłada się brak zmian objętościowych ($\kappa_f = \kappa_w \ll \kappa_s^p$), co skutkuje przyjęciem przez parametr B wartości 1.

Dla gruntów nie w pełni nasyconych w warunkach uniemożliwionego odpływu kluczową rolę odgrywa ściśliwość płynu wypełniającego pory (mieszaniny wody i powietrza), (2.21). Jak pokazano w pkt. 2.3.1, dla danego rodzaju gruntu ściśliwość izotropowa szkieletu jest funkcją średniego naprężenia efektywnego p' (rys. 2.4), a ściśliwość płynu porowego jest funkcją stopnia nasycenia i ciśnienia panującego w porach (2.21) i (2.24). Oznacza to, że poza rodzajem gruntu i porowatością

parametr B zależny jest od trzech innych czynników: ciśnienia porowego (wyrównawczego) u_b , średniego naprężenia efektywnego p' i stopnia nasycenia S_r (2.31):

$$B = \frac{1}{1 + \frac{n \left[S_r \kappa_w + (1 - S_r) \frac{1}{(u_b + u_{atm})} \right]}{\kappa_s^p}}, \quad (2.31)$$

gdzie u_b jest ciśnieniem porowym (wyrównawczym), a u_{atm} ciśnieniem atmosferycznym.

2.5.1. Wpływ średniego naprężenia efektywnego

Podczas konsolidacji (izotropowej lub anizotropowej) w wyniku wzrostu średniego naprężenia efektywnego następuje spadek ściśliwości ośrodka. W przypadku gruntów nie w pełni nasyconych powoduje to spadek, mierzonej przed konsolidacją, wartości parametru Skemptonia B.

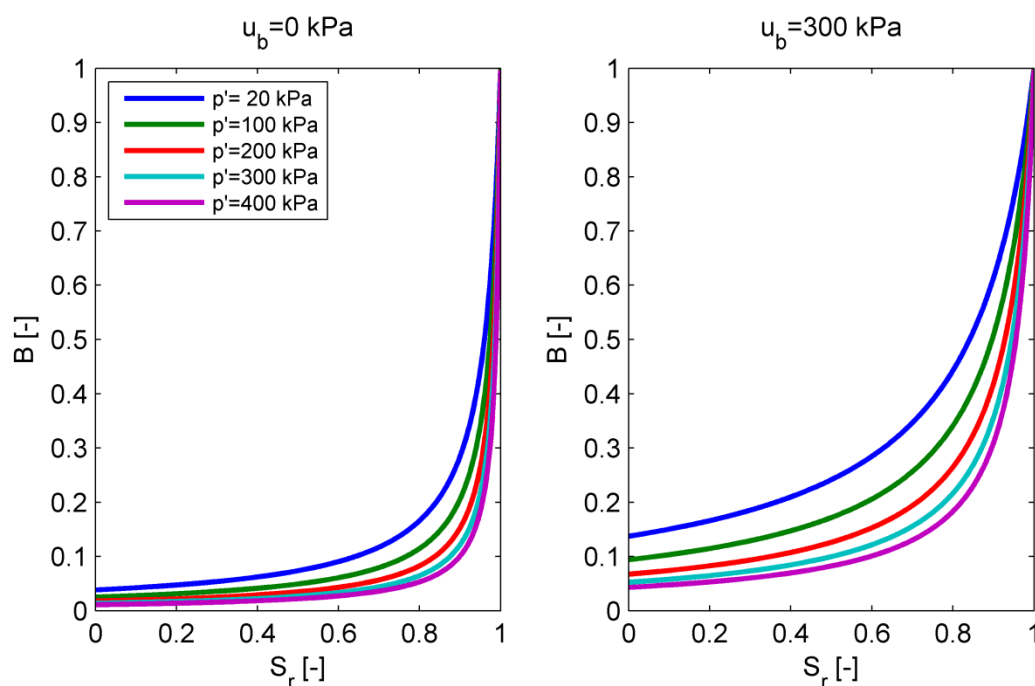
Wpływ średniego naprężenia efektywnego na relację między parametrem B a stopniem nasycenia pokazano na rys. 2.7 (wartości obliczone dla osadów poflotacyjnych OZM50, o porowatości $n = 0.485$, na podstawie relacji (2.31)).

Przy prowadzeniu badań laboratoryjnych powyższej zależności najczęściej się nie uwzględnia, a dla gruntów nie w pełni nasyconych ma ona znaczenie fundamentalne, szczególnie w przypadku weryfikacji opisu teoretycznego reakcji gruntów nie w pełni nasyconych poddanych trójosiowemu ściskaniu w warunkach bez odpływu wody z porów, przy różnych poziomach nasycenia reprezentowanych przez różne wartości parametru B.

Związek między parametrami Skemptonia B_1 i B_2 mierzonymi przy dwu różnych poziomach średniego naprężenia efektywnego p'_1 i p'_2 , przy założeniu stałego stopnia nasycenia S_r , a więc i stałej ściśliwości płynu porowego κ_f wyraża się wzorem:

$$B_2 = \frac{1}{1 + \frac{\kappa_s^{p'_1} (1 - B_1)}{\kappa_s^{p'_2} B_1}}, \quad (2.32)$$

gdzie $\kappa_s^{p'_1}$ i $\kappa_s^{p'_2}$ są wartościami funkcji ściśliwości izotropowej szkieletu gruntowego odpowiadającymi średnim naprężeniom efektywnym p'_1 i p'_2 .



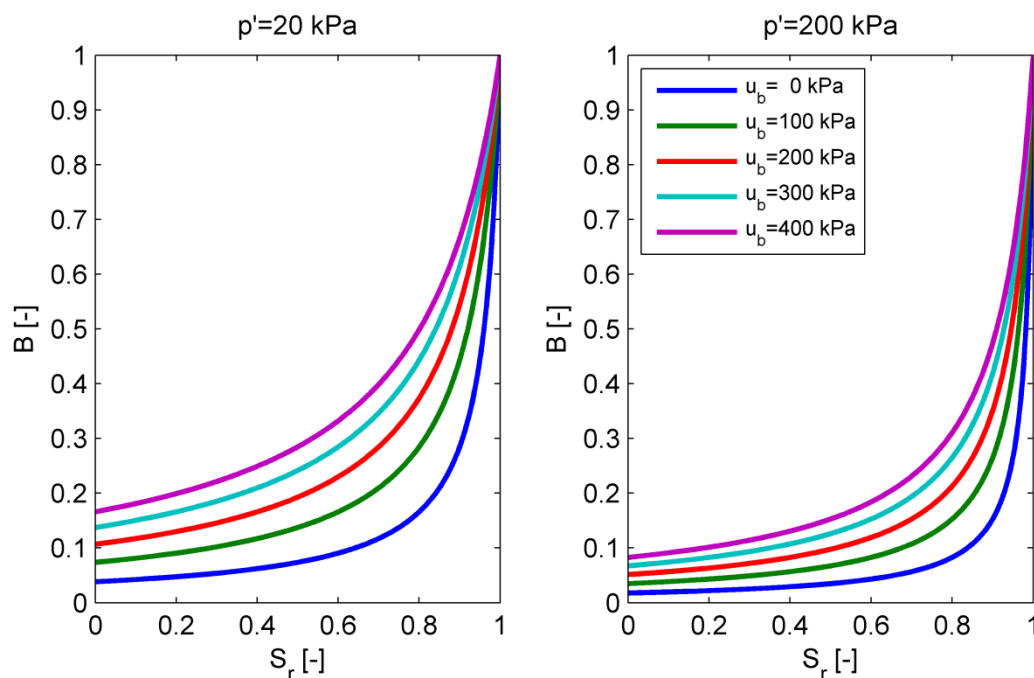
Rys. 2.7. Zależność wartości parametru B od stopnia nasycenia S_r dla różnych wartości średniego naprężenia efektywnego p' .

2.5.2. Wpływ ciśnienia porowego

Ściślıwość mieszaniny wodno-powietrznej wypełniającej pory gruntu jest determinowana przez ciśnienie porowe poprzez zależności (2.24) i (2.21). Ta z kolei zgodnie z równaniem (2.30) ma bezpośredni wpływ na parametr Skemptona B .

Korzystając ponownie z relacji (2.31) na rys. 2.8 pokazano wpływ ciśnienia porowego na związek pomiędzy parametrem B a stopniem nasycenia (wartości obliczone dla osadów poflotacyjnych OZM50 o porowatości $n = 0.485$).

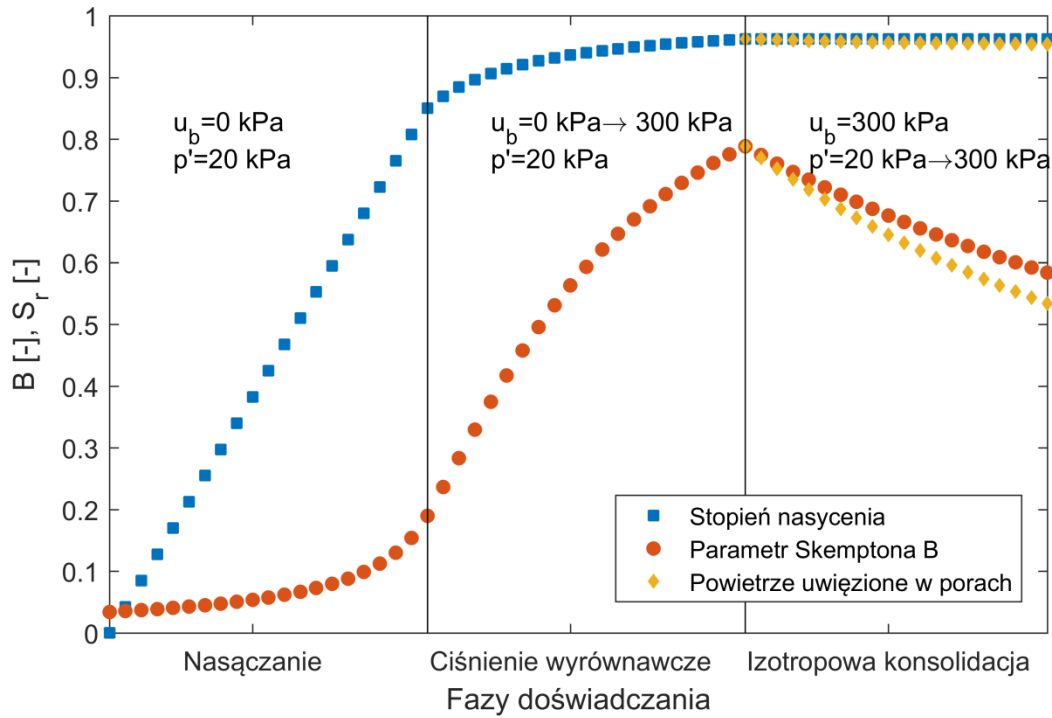
Wzrost ciśnienia wyrównawczego powoduje wzrost parametru Skemptona B . Jest to standardowo wykorzystywana procedura w procesie nasycania próbek (ang. *saturation ramp*). Jako zadowalającą wartość parametru Skemptona B dla próbek całkowicie nawodnionych w badaniach trójosiowych uznaje się zazwyczaj $B \geq 0.96$, co odpowiada $\kappa_f / \kappa_s^{p'} < 10$ przy porowatości np. $n = 0.4$ (Mierczyński, 2000). Nadmienić należy, że w warunkach laboratoryjnych zmiana ciśnienia wyrównawczego odbywa się poprzez dopompowanie (lub odpompowanie) wody z badanej próbki, co powoduje, że wskutek kurczącej się objętości powietrza, zmienia się również stopień nasycenia gruntu.



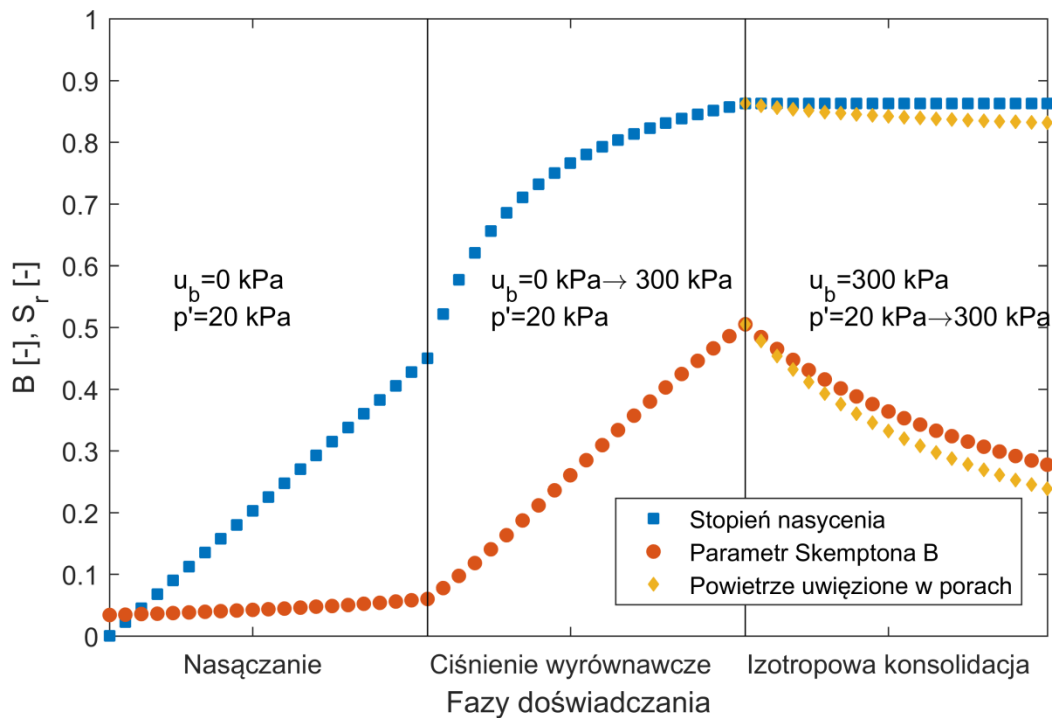
Rys. 2.8. Zależność wartości parametru B od stopnia nasycenia S_r dla różnych wartości ciśnienia wyrównawczego u_b .

2.5.3. Przebieg zmian nasycenia w badaniach trójosiowych

W przypadku gruntów niespoistych badania w warunkach trójosiowego ściskania przeprowadzane są na próbkach rekonstruowanych. Formowane są one wówczas w stanie powietrzno-suchym lub przy wilgotności oscylującej wokół 2% (np. dla metody podzagęszczania, z języka ang. *moist tamping method*), a dopiero później nawadniane do osiągnięcia żądanego parametru Skemptona B. Przykładowe teoretyczne przebiegi zmian parametru Skemptona B i stopnia nasycenia przedstawiają rys. 2.9 i rys. 2.10. W przypadku gruntów nie w pełni nasyconych istotne znaczenie mają zmiany zachodzące w ostatniej fazie przygotowania próbki – izotropowej konsolidacji. Kolorem żółtym zaznaczono przebiegi zakładające uwięzienie pęcherzyków powietrza w gruncie (w wyniku konsolidacji z porów odpływa jedynie woda). W każdym z przypadków obserwowany jest spadek parametru Skemptona B, który jest tym wyraźniejszy, im słabiej nasycony był analizowany ośrodek.



Rys. 2.9. Zmiany stanu nasycenia w poszczególnych fazach doświadczenia. Wyższe nasycenie początkowe $S_{r,0} = 0.85$.



Rys. 2.10. Zmiany stanu nasycenia w poszczególnych fazach doświadczenia. Niższe nasycenie początkowe $S_{r,0} = 0.45$.

2.6. Prędkość rozchodzenia się fali podłużnej

2.6.1. Rozchodzenie się fali podłużnej w gruntach nie w pełni nasyconych

Pomiary prędkości rozchodzenia się fal sejsmicznych w gruntach są ważnym aspektem badań geotechnicznych. Prowadzone mogą być zarówno w warunkach *in situ* (badania typu *cross-hole*, *down-hole*, sejsmika powierzchniowa, SCPTu, SDMT), co pozwala na poznanie właściwości podłoża w warunkach rzeczywistych, jak również w laboratoriach, np. w aparatach trójosiowych wyposażonych w odpowiednie elementy piezoelektryczne, co z kolei pozwala na wykorzystanie cech przewodności sejsmicznej przy tworzeniu modeli zachowania się gruntów. Dzięki takiemu podejściu model skorelowany z cechami fizycznymi gruntu poprzez prędkość rozchodzenia się w nim fali sejsmicznej może być w łatwiejszy sposób wykorzystywany w rzeczywistych zagadnieniach inżynierskich.

Przykładowe wyniki pomiaru prędkości rozchodzenia się fal sejsmicznych w gruncie zaprezentowano na rys. 2.11. Prezentowany profil prędkości pochodzi z badań *in situ* przeprowadzonych w masywie osadów poflotacyjnych kompleksu OUOW Żelazny Most (Świdziński, et al., 2017). W strefie aeracji prędkość fali podłużnej rośnie liniowo wraz z głębokością od wartości ok. 300 m/s do ok. 750 m/s. W momencie osiągnięcia granicy strefy pełnego nasycenia następuje gwałtowny skok prędkości do wartości ok. 1600 m/s, w której następuje stabilizacja i zanik zmian prędkości fali podłużnej wraz z głębokością.

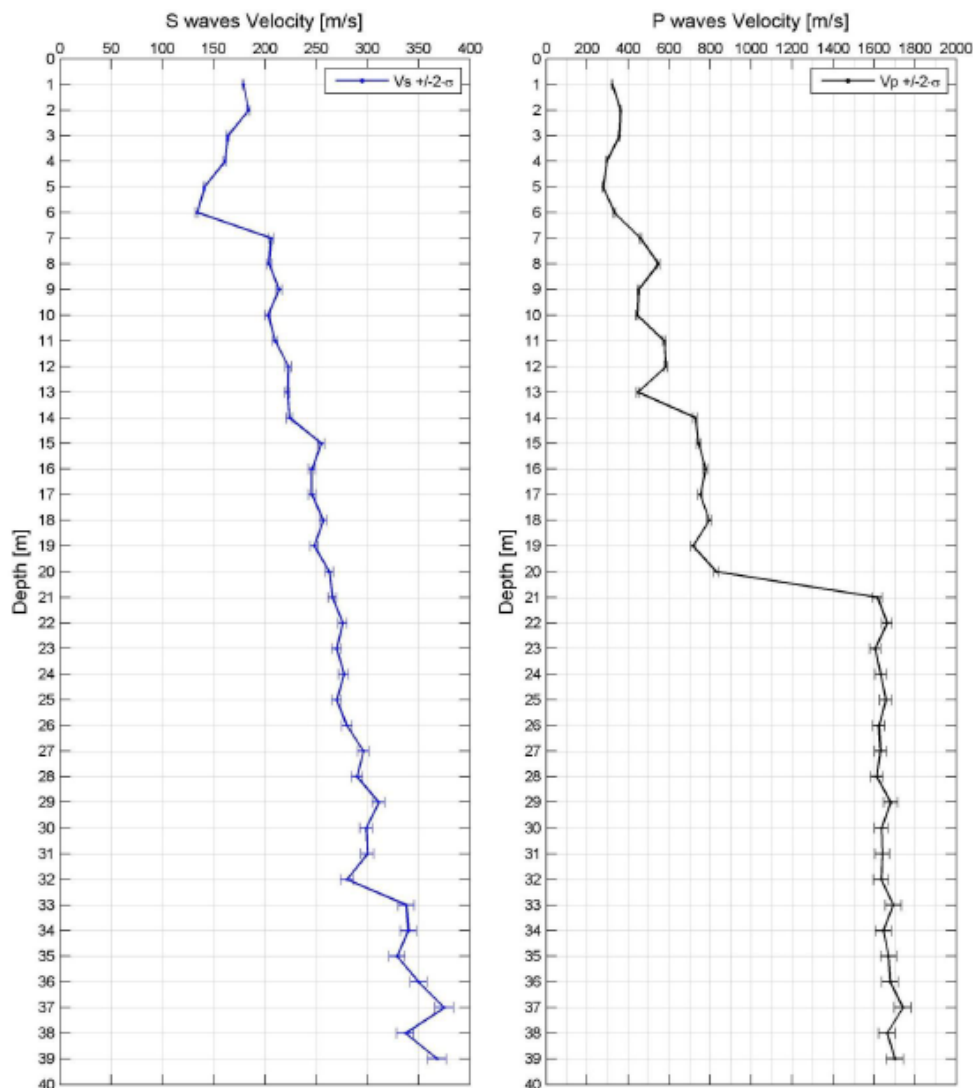
2.6.2. Prędkość rozchodzenia się fal a moduły sprężyste

Prędkość rozchodzenia się fal sprężystych w ośrodku skorelowana jest z wartościami modułów dla małych odkształceń, odpowiednio prędkość fali poprzecznej v_s z modułem ścinania G (2.33), a prędkość fali podłużnej v_p z modułem edometrycznym E_{oed} (2.34):

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}, \quad (2.33)$$

$$v_p = \sqrt{\frac{E_{oed}}{\rho}}, \quad (2.34)$$

gdzie ρ jest gęstością ośrodka.



Rys. 2.11. Fale sejsmiczne OUOW Żelazny Most za (Świdziński, et al., 2017).

Należy jednak pamiętać, że o ile w przypadku gruntu suchego mamy do czynienia z modułem odpowiadającym ściśliwości szkieletu, to w sytuacji pełnego nasycenia porów wodą moduł ten odpowiada ściśliwości gruntu w warunkach bez odpływu, w której znaczącą rolę odgrywa wysoka sztywność objętościowa wody. Moduł objętościowy K powiązany jest z pozostałymi stałymi sprężystymi równaniem:

$$K = E_{\text{oed}} - \frac{4}{3}G, \quad (2.35)$$

a moduł edometryczny z modułem ścinania poprzez współczynnik Poissona zgodnie z relacją:

$$E_{\text{oed}} = \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}G. \quad (2.36)$$

W strefie częściowego nasycenia charakteryzującej się zawartością w porach pewnej ilości powietrza o wysokiej ściśliwości, wartości modułów K , G i E_{oed} rosną wraz z głębokością, ponieważ wzrost naprężeń efektywnych powoduje zwiększenie się sztywności szkieletu gruntowego.

Zauważyć należy, iż wraz ze wzrostem nasycenia gruntu następuje zmiana współczynnika Poissona odpowiadającego warunkom bez drenażu. W pracy (Ishihara, et al., 2001) przedstawiono ten związek jako miarę nasycenia wykorzystując parametr Skemptona B :

$$v = \frac{1}{2} \cdot \frac{3 - 2Gn\kappa_w B}{3 + Gn\kappa_w B} \quad (2.37)$$

gdzie n jest porowatością gruntu, a κ_w ściśliwością wody.

Gdy pory gruntu wypełnione są w całości wodą następuje przeniesienie sztywności edometrycznej ze ściśliwego szkieletu gruntowego na bardzo słabo ściśliwą wodę i ziarna gruntu, co powoduje gwałtowny skok prędkości rozchodzenia się fali podłużnej.

Moduł ścinania G odnosi się w dalszym ciągu do sztywności postaciowej szkieletu gruntowego (woda nie przenosi naprężeń ścinających), w związku z czym widoczny jest dalszy jego wzrost wraz ze średnim naprężeniem efektywnym, podczas gdy moduł edometryczny wyznaczony w badaniach sejsmicznych na podstawie prędkości rozchodzenia się fali podłużnej, dla gruntu w pełni nasyconego odnosi się do sztywności w warunkach bez drenażu. Stanowi więc średnią sztywność wody i ziaren szkieletu. Zarówno woda, jak i ziarna gruntu wykazują bardzo słabą zmienność wraz ze wzrostem naprężenia. Powoduje to, iż po osiągnięciu przez ośrodek pełnego nasycenia prędkość fali podłużnej, a więc i moduł edometryczny, pozostają stałe.

Wartość prędkości rozchodzenia się fali podłużnej w ośrodku w pełni nasyconym, wynosi około $v_p \sim 1600$ m/s i jest nieco większa od prędkości z jaką fala ta rozchodzi się w wodzie ($v_p^w \cong 1450$ m/s).

3. Badania laboratoryjne

W celu identyfikacji reakcji ośrodków nie w pełni nasyconych przeprowadzono szereg badań laboratoryjnych w aparatach trójosiowego ściskania. Zasadniczą ich część stanowi monotoniczne i cykliczne ścinanie gruntów o stanie nasycenia kontrolowanym za pomocą parametru Skemptona B.

Ponadto wyznaczone zostały ściśliwości, aksjatorowa i dewiatorowa, jednego z badanych ośrodków. Zbadano doświadczalnie wpływ średniego naprężenia efektywnego na zmiany parametru Skemptona B. Sprawdzona eksperymentalnie została również pośrednia metoda wyznaczania stopnia nasycenia próbki i jego korelacja z parametrem Skemptona B.

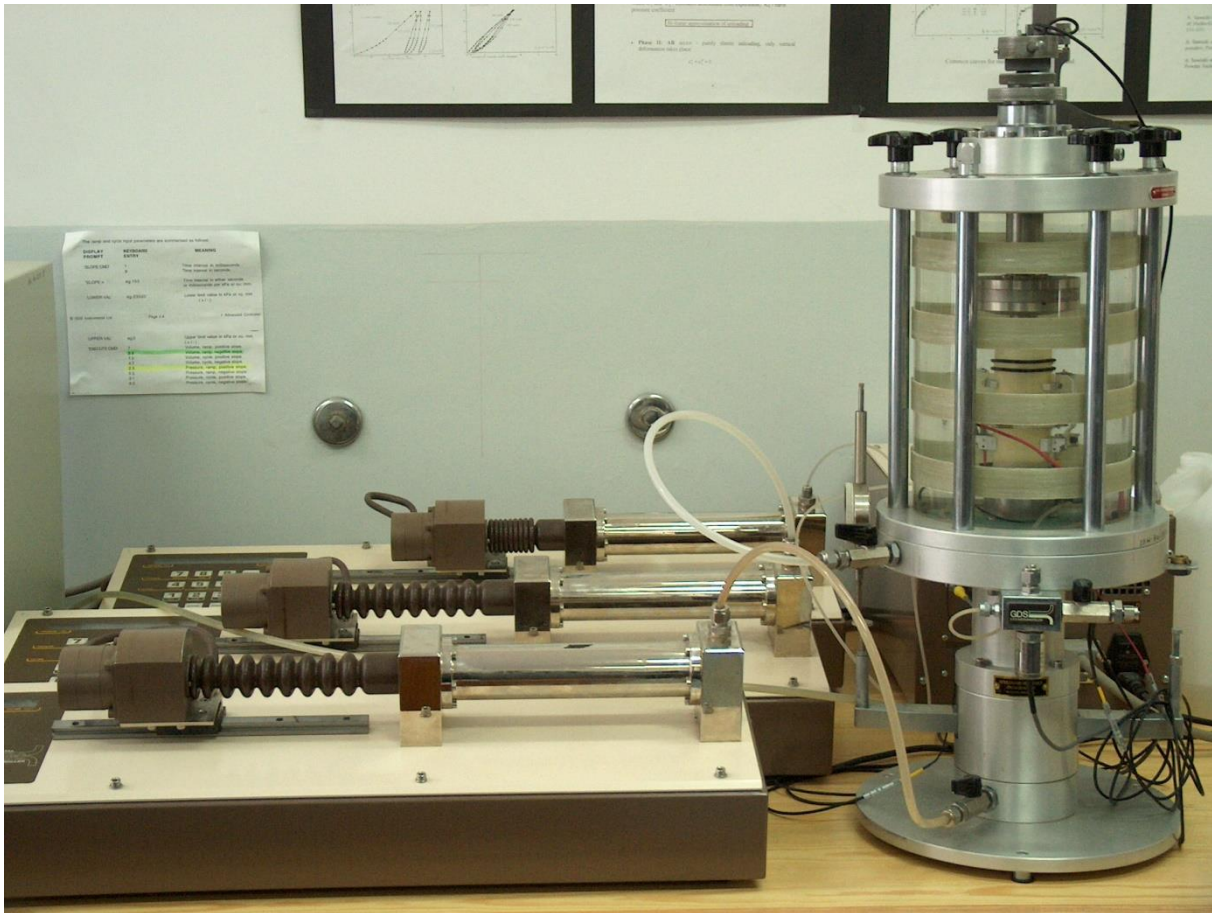
Kolejnym badanym zagadnieniem był związek prędkości rozchodzenia się podłużnej fali sejsmicznej z nasyceniem ośrodka. Zaś ostatni etap badań stanowiło sprawdzenie, jak zachowują się ośrodki nie w pełni nasycone zalegające w masywie rzeczywistej zapory ziemnej.

3.1. Aparatura badawcza

Badania wykonane na potrzeby niniejszej rozprawy przeprowadzone zostały w dwóch aparatach trójosiowego ściskania znajdujących się na wyposażeniu laboratorium Zakładu Geomechaniki IBW PAN.

3.1.1. Aparat trójosiowy firmy GDS Instruments Ltd.

Wyznaczenie funkcji ściśliwości gruntów oraz monotoniczne i cykliczne badania trójosiowe w warunkach bez odpływu wody z porów odbywało się w aparacie trójosiowego ściskania przedstawionym na zdjęciu (rys. 3.1).



Rys. 3.1. Aparat trójosiowy firmy GDS Instruments Ltd. (fot. IBW PAN).

Jest to aparat wyposażony w komorę typu Bishopa-Wesley'a z ruchomym stolikiem, poprzez który zadawane jest obciążenie pionowe. Poprzez nasadkę zamykającą i kulkę próbka połączona jest przegubowo z komorą obciążeniową zespoloną w trakcie procesu obciążania na sztywno z komorą aparatu trójosiowego. Takie rozwiązanie ma jednak swoją wadę manifestującą się możliwością mimośrodowego obciążania próbki w początkowym okresie trwania badania. Wartości ciśnienia w komorze, ciśnienia wyrównawczego w próbce oraz naprężenia pionowego steruje się za pomocą elektronicznych kontrolerów ciśnienia wyposażonych w silniki krokowe. Ponadto aparat jest wyposażony w czujniki Halla służące do lokalnego pomiaru przemieszczeń zarówno pionowych (2 sztuki), jak i poziomych oraz dodatkowy czujnik ciśnienia porowego.

Zastosowanie kontrolerów hydraulicznych pozwala na bardzo dokładne sterowanie zarówno wartościami poszczególnych ciśnień, jak również zmianami objętości (z dokładnością do 1 mm^3). Jest to szczególnie użyteczne w sytuacji, gdy chcemy kontrolować stan nasycenia próbki lub określać wartości odkształceń

w funkcji zmian objętości wody w cylindrze kontrolera. Zakres rejestrowanych zmian jest wówczas znacząco większy niż w przypadku polegania jedynie na odczytach z czujników lokalnych.

Dodatkowo, niezależne sterowanie ciśnieniem w komorze aparatu oraz naprężeniem pionowym za pomocą kontrolerów ciśnienia umożliwia zadawanie dowolnej ścieżki naprężenia w przestrzeni naprężeń, co z kolei wykorzystano do wyznaczania ściśliwości dewiatorowej badanych gruntów wymuszając czyste ścinanie przy stałej wartości średniego naprężenia efektywnego. Bez tej funkcjonalności zadanie to byłoby niezwykle trudne, jeśli nie niemożliwe.

3.1.2. Aparat trójosiowy firmy Enel-Hydro

Kolejnym wykorzystywanym w badaniach aparatem był aparat trójosiowy włoskiej firmy Enel-Hydro (dawny ISMES) (rys. 3.2). Posiada on tłok sztywno połączony z tłoczyskiem, co pozwala na zapewnienie idealnie osiowego obciążenia próbki eliminując wadę poprzedniego aparatu oraz umożliwia wyeliminowanie wpływu tarcia na pomiar siły. Zmiany naprężenia pionowego realizowane są poprzez układ pneumatyczny. Wewnątrz komory aparatu znajduje się 6 czujników zbliżeniowych (ang. *proximity transducers*), o dokładności pomiaru rzędu $10^{-3}\%$, pozwalających na lokalny pomiar przemieszczeń zarówno pionowych, jak i poziomych. Aparat oferuje możliwość przeprowadzania badań monotonicznych, jak i cyklicznych z częstotliwością do 1 Hz. Definiowanie zadań i kontrola pracy urządzenia odbywa się za pomocą dedykowanego oprogramowania. Obciążenie może być zadawane poprzez zmianę naprężenia pionowego lub wymuszenie określonej deformacji pionowej w czasie. Ponadto aparat wyposażony jest w piezoelementy pozwalające na pomiar prędkości fali poprzecznej i podłużnej rozchodzącej się w próbce.

W przypadku obu aparatów kamienie porowe zostały zagłębione zarówno w podstawki pod próbki, jak i korki zamykające próbki od góry, eliminując problemy związane z luźno instalowanymi krążkami kamieni porowych wpływającymi na deformacje próbek na jej końcach.



Rys. 3.2. System do badań trójosiowych firmy Enel-Hydro (fot. IBW PAN).

3.2. Metodyka prowadzonych badań

3.2.1. Formowanie próbek z gruntów niespoistych

Badania prowadzone były na próbkach rekonstruowanych. Grunt niespoisty w warunkach braku występowania naprężeń efektywnych nie jest w stanie przenieść żadnego obciążenia nawet wywołanego własnym ciężarem. Aby uformować próbkę o jednorodnym zagęszczeniu stosowano specjalne formy dwudzielne, w których wewnątrz rozciągano membranę. W celu zapewnienia idealnego przylegania membrany do wewnętrznych ścian formy przykładano podciśnienie, co umożliwiała uformowanie próbki o pożądanym kołowym kształcie przekroju. Następnym etapem było formowanie próbki. W zależności od stopnia zagęszczenia, jaki zamierzano osiągnąć, stosowano metodę ubijania na sucho (dla próbek bardziej zagęszczonych) oraz metodę podzagęszczania (dla próbek bardzo luźnych).

Metoda podzagęszczania (z ang. *moist tamping*, por. (Ladd, 1978)) polega na podziale docelowej masy próbki na określoną liczbę równych części, np. pięć,

doprowadzeniu ich do wilgotności ok. 2-5%, przy której objętość zajmowana przez grunt znacząco rośnie, a następnie ubijaniu warstwami do określonych wysokości, tak aby każda kolejna warstwa w kontrolowany sposób przyczyniała się do zagęszczenia warstw leżących poniżej. W efekcie otrzymuje się równomiernie zagęszczony ośrodek, a stopnie zagęszczenia I_D uzyskane tą metodą mogą osiągać nawet wartości bliskie zera.

W badaniach mających na celu wyznaczenie współczynników ścisłości występujących w modelu, gdzie nie ma konieczności późniejszej kontroli stanu nasycenia, aby osiągnąć bardzo duże zagęszczenie próbek zastosowano również metodę formowania na mokro, polegającą na wsypywaniu gruntu do formy wypełnionej częściowo wodą, a następnie warstwowym zagęszczaniu ośrodka.

Następnym etapem przygotowania doświadczenia było wprowadzenie do wnętrza próbki podciśnienia rzędu 20 kPa. Zadanie ujemnego ciśnienia porowego w praktyce równoważne jest przyłożeniu średniego naprężenia efektywnego, co wynika bezpośrednio z jego definicji (1.1). Taka procedura umożliwia zachowanie sżtywności próbki po zdjęciu formy jeszcze przed przyłożeniem naprężenia zewnętrznego. Pozwoliło to na swobodne instalowanie lokalnych czujników przemieszczeń, zarówno pionowych, jak i poziomych, bez obawy o zdeformowanie próbki lub jej zniszczenie w przypadku próbek bardzo luźnych oraz dokonanie pomiaru początkowej geometrii próbki. Po zamknięciu komory i zalaniu jej wodą następowała zamiana podciśnienia wewnątrz próbki na ciśnienie w komorze. Proces ten był realizowany za pomocą hydraulicznych kontrolerów ciśnienia w płyny i kontrolowany sposób, tak aby średnie naprężenie efektywne cały czas pozostało stałe i nie wystąpiły niepożądane odkształcenia. Od momentu instalacji czujników lokalnych jakiegokolwiek deformacje próbki były bardzo dokładnie kontrolowane, a ewentualne zachodzące drobne zmiany rejestrowane i uwzględniane.

3.2.2. Kontrola nasycenia w badaniach trójosiowych

W badaniach trójosiowych gruntów nawodnionych najczęstszym problemem jest uzyskanie pełnego nasycenia próbki. Szczególnie dotyczy to próbek rekonstruowanych formowanych na sucho lub metodą podzagęszczania, gdzie zachodzi konieczność zastąpienia powietrza znajdującego się w porach wodą. Im

bardziej drobnoziarnista próbka, tym łatwiej o uwięzienie pęcherzyków powietrza w przestrzeniach pomiędzy ziarnami w trakcie nawadniania.

W celu uzyskania efektu pełnego nasycenia stosuje się różne metody wspomagające, takie jak:

- zastępowanie słabo rozpuszczalnego w wodzie powietrza wypełniającego pory dobrze rozpuszczalnym dwutlenkiem węgla,
- zastosowanie wody destylowanej poddanej uprzednio procesowi odpowietrzenia,
- nasączenie próbek gruntu wody z kontrolowaną (niską) prędkością wypełniania porów od dołu ku górze, tak aby wypchnąć zawarty w porach gaz,
- zadawanie ciśnienia wyrównawczego (zwiększenie o tę samą wartość ciśnień wewnątrz próbki i w komorze aparatu) w celu ściśnięcia resztek pęcherzyków gazu (zmniejszenie ich objętości powoduje wzrost stopnia nasycenia) oraz zwiększenie rozpuszczalności gazu w wodzie.

W sytuacji, gdy konieczne okazało się kontrolowanie stanu niepełnego nasycenia, powyższe metody stosowane były wybiórczo lub w różnym stopniu. Na przykład, w przypadku przygotowywania próbek o mniejszym stopniu nasycenia rezygnowano z zastępowania powietrza dwutlenkiem węgla lub odpowietrzenia wody. Głównym jednak sposobem otrzymywania próbek o zróżnicowanym stopniu nasycenia było stosowanie ciśnienia wyrównawczego o różnych wartościach, wahających się od 50 do 500 kPa.

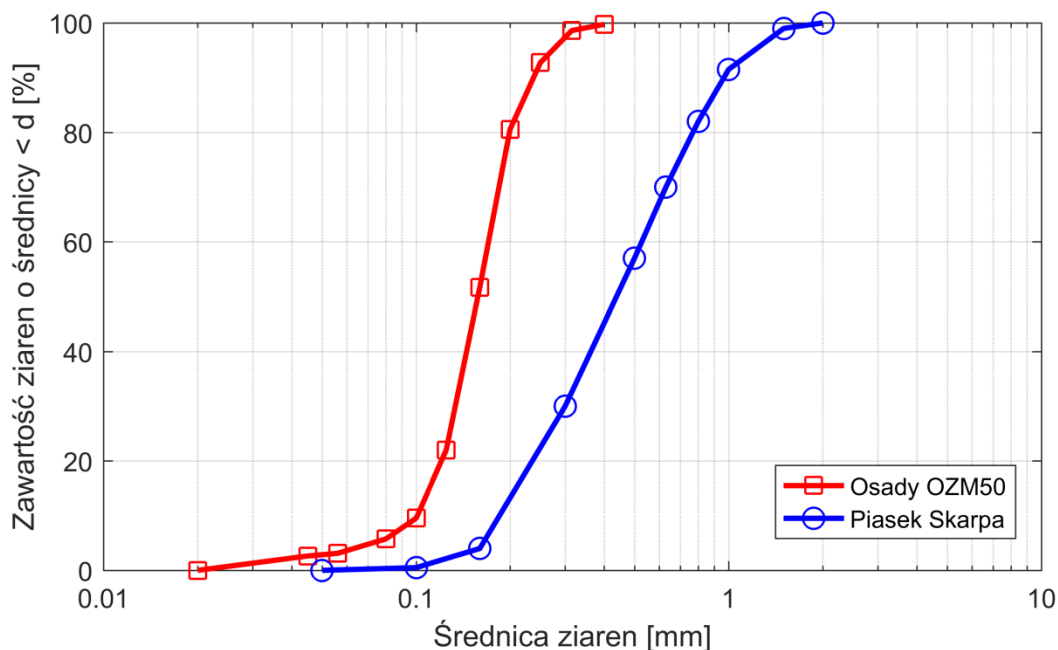
Kontrola stanu nasycenia odbywała się poprzez pomiar parametru Skemptona B (szerzej opisanego w pkt. 2.5). Sprawdzenie parametru B polegało na odcięciu zaworu łączącego próbkę z kontrolerem hydraulicznym sterującym objętością wody w porach (stworzeniu warunków bez drenażu), a następnie podniesieniu wartości ciśnienia w komorze aparatu o ustaloną wartość (w przeprowadzanych badaniach stosowano $\Delta\sigma_3 = 20$ kPa). W czasie tego procesu mierzony był odpowiadający tej zmianie przyrost ciśnienia w porach Δu . Pomierzone wartości odnoszono do wartości przyrostu ciśnienia wody w komorze (równanie (2.25)) uzyskując parametr Skemptona B. Pierwszego pomiaru dokonywano po przyłożeniu ciśnienia wyrównawczego i ustabilizowaniu się próbki przy średnim naprężeniu efektywnym wynoszącym 20 kPa. Jeśli parametr oznaczany jako B_{20} był zbyt niski, podnoszono

ciśnienie wyrównawcze i ponawiano pomiar. W przeciwnym wypadku rozpoczynano izotropową konsolidację do wartości średniego naprężenia efektywnego p'_{0r} , które w badaniach dla osadów OZM50 wynosiło 400 kPa, a dla piasku modelowego Skarpa 200 kPa. Po zakończeniu konsolidacji dokonywano ponownego pomiaru parametru Skemptona $B_{p'_{0r}}$.

W trakcie badań mających na celu korelację prędkości rozchodzenia się fali podłużnej z poziomem nasycenia mierzone były przyrosty objętości wody porowej odpowiadające zadawanym zmianom ciśnienia wyrównawczego. Na ich podstawie w oparciu o wzór (2.4) wyznaczany był stopień nasycenia próbki.

3.3. Grunty modelowe użyte w badaniach

W prowadzonych badaniach laboratoryjnych użyte zostały dwa rodzaje gruntów niespoistych: piasek modelowy Skarpa i osady poflotacyjne (OZM50), których charakterystykę uziarnienia prezentuje rys. 3.3.

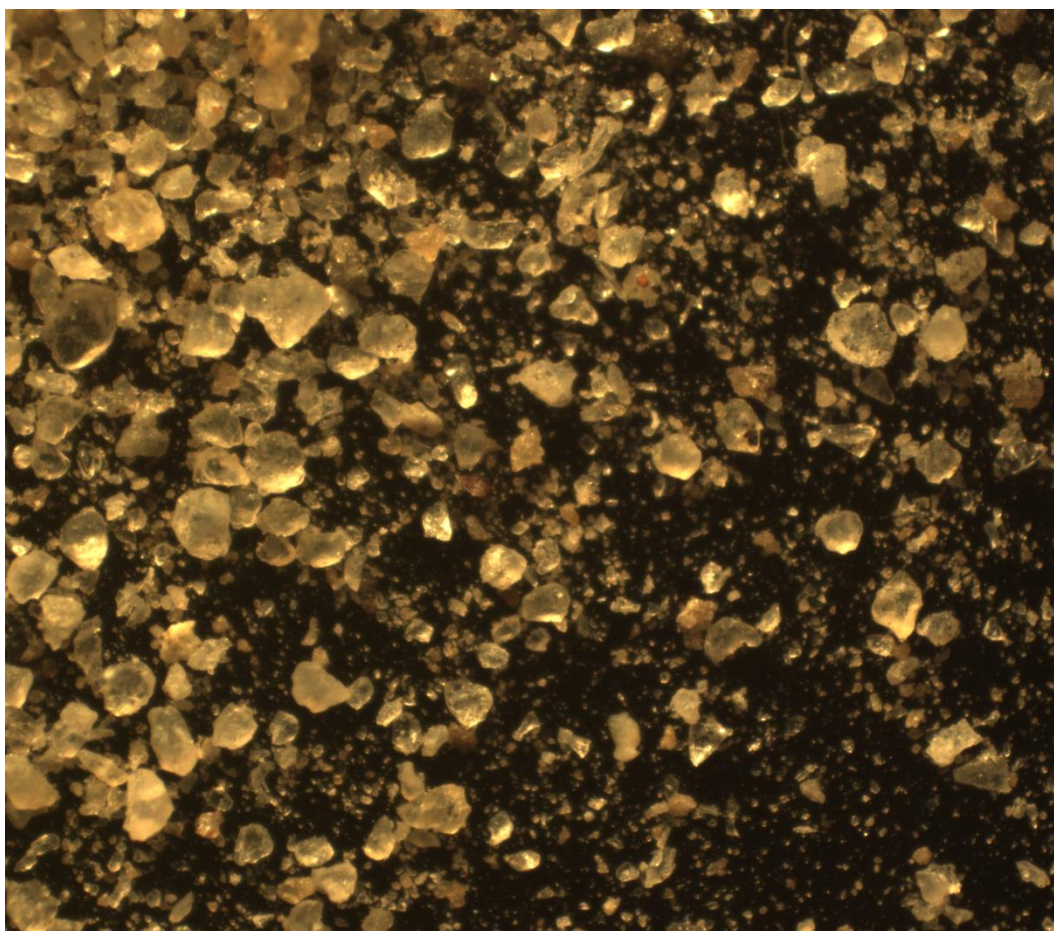


Rys. 3.3. Krzywe przesiewu gruntów użytych w badaniach.

3.3.1. Osady poflotacyjne z OUOW Żelazny Most

Pierwsza seria doświadczeń przeprowadzona była na gruncie antropogenicznym – osadach powstałych w trakcie produkcji koncentratu miedziowego w procesie jego flotacji, a następnie deponowania w Obiekcie Unieszkodliwiania Odpadów

Wydobywczyc (OUOW) Żelazny Most w KGHM POLSKA MIEDŹ S.A.. Osady te pochodzą z odległości 50 m (OZM50) od korony zapory składowiska, co ze względu na sposób ich deponowania (metoda namywu) w znaczącym stopniu determinuje ich skład granulometryczny. Stanowią one ostrokrawędzisty piasek drobny z niewielkimi domieszkami pyłów (fotografia mikroskopowa prezentowana jest na rys. 3.4). Poznanie zachowania się osadów tego typu jest ważne z punktu widzenia praktyki, gdyż to właśnie wśród zagadnień związanych z deponowaniem i przechowywaniem odpadów pomiedziowych poczesne miejsce zajmuje problematyka niepełnego nasycenia. Na osadach OZM50 prowadzono w IBW PAN wstępne serie badań monotonicznego oraz cyklicznego ścinania w aparatach trójosiowych w warunkach bez odpływu wody przy kontrolowanym nasyceniu porów (Świdziński, et al., 2017), co stanowi pewien punkt odniesienia oraz pozwala na porównanie wyników niektórych doświadczeń przeprowadzonych w ramach niniejszej pracy.



Rys. 3.4. Zdjęcie mikroskopowe osadów poflotacyjnych OZM50 (fot. IBW PAN).

Wybrane najistotniejsze charakterystyki fizyczne osadów OZM50 zebrano w tabeli (tab. 3.1).

Tab. 3.1. Wybrane charakterystyki fizyczne osadów poflotacyjnych.

OZM50								
w_n	ρ_s	ρ_{\min}	ρ_{\max}	e_{\min}	e_{\max}	d_{50}	$d < 0.075\text{mm}$	SFR
[%]	[g/cm ³]	[g/cm ³]	[g/cm ³]	[-]	[-]	[mm]	[%]	[-]
5.83	2.675	1.32	1.63	0.643	1.026	0.157	5.8	15.67

Dla osadów poflotacyjnych OZM50 określone zostały funkcje ściśliwości, przedstawione w pkt. 2.3, a których postaci zestawiono w tab. 3. Szczegółowy opis przeprowadzonych doświadczeń przedstawiono w pkt. 3.6.

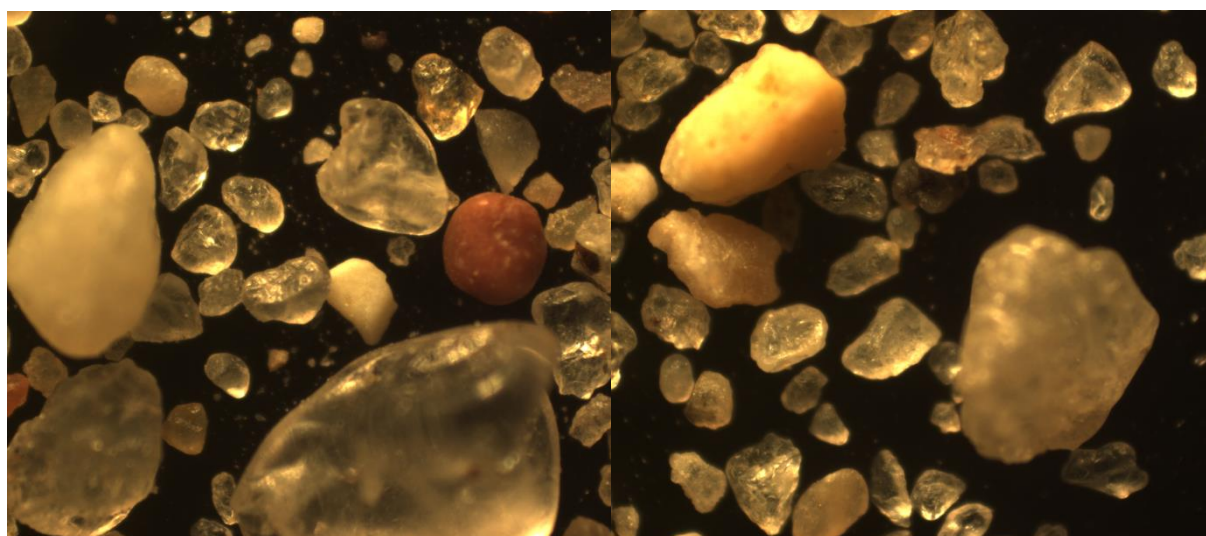
Tab. 3.2. Charakterystyki ściśliwości osadów OZM50.

Funkcja aproksymująca	Funkcja ściśliwości	Wartości współczynników
Osady OZM50		
Początkowy stan kontraktywny		
<i>Aksjatorowe obciążenie</i>		
$\varepsilon_v = A_p \ln[1 + B_p(p' - p'_0)]$	$\kappa_s^{p'} = \frac{A_p B_p}{1 + B_p p'}$	$A_p = 2.97 \cdot 10^{-2}$ $B_p = 6.7 \cdot 10^{-3}$
<i>Aksjatorowe odciążenie</i>		
$\varepsilon_v = A_p^{un} p'^{B_p^{un}} + C$	$\kappa_s^{p'} = A_p^{un} B_p^{un} p'^{(B_p^{un}-1)}$	$A_p^{un} = -2.24 \cdot 10^{-2}$ $B_p^{un} = -1.91 \cdot 10^{-1}$
<i>Dewiatorowe obciążenie</i>		
$\varepsilon_v = A_\eta \exp[B_\eta(\eta - \eta_{CM})]$	$\kappa_s^\eta = A_\eta B_\eta \exp[B_\eta(\eta - \eta_{CM})]$	$A_\eta = 2.98 \cdot 10^{-2}$ $B_\eta = 3.11$
Początkowy stan dylatywny		
<i>Aksjatorowe obciążenie</i>		
$\varepsilon_v = A_p \ln[1 + B_p(p' - p'_0)]$	$\kappa_s^{p'} = \frac{A_p B_p}{1 + B_p p'}$	$A_p = 9.44 \cdot 10^{-3}$ $B_p = 6.23 \cdot 10^{-3}$
<i>Aksjatorowe odciążenie</i>		
$\varepsilon_v = A_p^{un} p'^{B_p^{un}} + C$	$\kappa_s^{p'} = A_p^{un} B_p^{un} p'^{(B_p^{un}-1)}$	$A_p^{un} = 6.73 \cdot 10^{-2}$ $B_p^{un} = 1.91 \cdot 10^{-2}$

<i>Dewiatorowe obciążenie</i>		
$\varepsilon_v = A_\eta \exp(B_\eta \eta^2) + C_\eta \eta^3$	$\kappa_s^\eta = 2A_\eta B_\eta \eta \exp(B_\eta \eta^2) + 3C_\eta \eta^2$	$A_\eta = -7.91 \cdot 10^{-5}$ $B_\eta = 2.22$ $C_\eta = 1.7 \cdot 10^{-3}$

3.3.2. Piasek modelowy Skarpa

Druga seria badań wykonana została na stosowanym w laboratorium IBW PAN od lat modelowym piasku Skarpa. Jest to nieobtoczony piasek średni, którego powiększenie mikroskopowe pokazano na rys. 3.5.



Rys. 3.5. Fotografia mikroskopowa piasku modelowego Skarpa (fot. IBW PAN).

W tab. 3.3 zebrane zostały odpowiednie funkcje i współczynniki ścisłości dla tego piasku, które przyjęte zostały za (Sawicki & Świdziński, 2010) i (Sławińska, 2015).

Tab. 3.3. Wybrane charakterystyki ścisłości piasku Skarpa za (Sawicki & Świdziński, 2010) i (Sławińska, 2015).

Funkcja aproksymująca	Funkcja ścisłości	Wartości współczynników
Piasek modelowy Skarpa		
Początkowy stan kontraktywny		
<i>Aksjatorowe obciążenie</i>		
$\varepsilon_v = A_p \sqrt{p'}$	$\kappa_s^{p'} = \frac{A_p}{2\sqrt{p'}}$	$A_p = 9.33 \cdot 10^{-4}$

<i>Aksjatorowe obciążenie</i>		
$\varepsilon_v = A_p^{un} \sqrt{p'}$	$\kappa_s^{p'} = \frac{A_p^{un}}{2\sqrt{p'}}$	$A_p^{un} = 4.59 \cdot 10^{-4}$
<i>Dewiatorowe obciążenie</i>		
$\varepsilon_v = A_\eta \eta^4$	$\kappa_s^\eta = 4A_\eta \eta^3$	$A_\eta = 2.97 \cdot 10^{-3}$
Początkowy stan dylatywny		
<i>Aksjatorowe obciążenie</i>		
$\varepsilon_v = A_p \sqrt{p'}$	$\kappa_s^{p'} = \frac{A_p}{2\sqrt{p'}}$	$A_p = 3.45 \cdot 10^{-4}$
<i>Aksjatorowe obciążenie</i>		
$\varepsilon_v = A_p \sqrt{p'}$	$\kappa_s^{p'} = \frac{A_p}{2\sqrt{p'}}$	$A_p^{un} = 3 \cdot 10^{-4}$
<i>Dewiatorowe obciążenie</i>		
$\varepsilon_v = A_\eta \exp(B_\eta \eta^2) + C_\eta \eta^3$	$\kappa_s^\eta = 2A_\eta B_\eta \eta \exp(B_\eta \eta^2) + 3C_\eta \eta^2$	$A_\eta = -7.4 \cdot 10^{-8}$ $B_\eta = 6.39$ $C_\eta = 8.48 \cdot 10^{-4}$

Funkcje ściśliwości dewiatorowej nieznacznie różnią się od zaproponowanych przez (Sawicki & Świdziński, 2010), zrezygnowano bowiem z uwzględniania w nich stałego parametru odnoszącego się do średniego naprężenia efektywnego (3.1), który korygował różnice w stanach początkowych ośrodka bezpośrednio przed ścinaniem. Wynika to z faktu, iż parametr stanu nie zmienia się w trakcie izotropowej konsolidacji.

$$\sqrt{p'} = \text{const.} \quad (3.1)$$

W efekcie czego np. funkcja (3.2):

$$N^1 = 4A_\eta \eta^3 \sqrt{p'} \quad (3.2)$$

została zastąpiona wyrażeniem (3.3):

$$\kappa_s^\eta = 4A_\eta \eta^3. \quad (3.3)$$

Przeprowadzone doświadczenia pokazują, że gdy porównujemy odkształcenia objętościowe ścinanego gruntu o tym samym parametrze stanu Ψ , nawet przy różnych poziomach średniego naprężenia efektywnego, układają się one

samoczynnie wzdłuż jednej krzywej i nie zachodzi konieczność stosowania współczynnika sprowadzającego.

Podstawowe parametry fizyczne piasku Skarpa przedstawiono w tab. 3.4.

Tab. 3.4. Parametry fizyczne – piasek Skarpa.

Piasek modelowy Skarpa									
ρ_s	ρ_{\min}	ρ_{\max}	e_{\min}	e_{\max}	d_{50}	$d < 0.075 \text{mm}$	SFR	$\Phi'_{(\text{luźny})}$	$\Phi'_{(\text{zagęsz.})}$
[g/cm ³]	[g/cm ³]	[g/cm ³]	[-]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[°]	[°]
2.65	1.580	1.851	0.432	0.677	0.420	0.25	399	34	41

3.4. Reakcja gruntu nie w pełni nasyconego przy standardowym trójosiowym ściskaniu

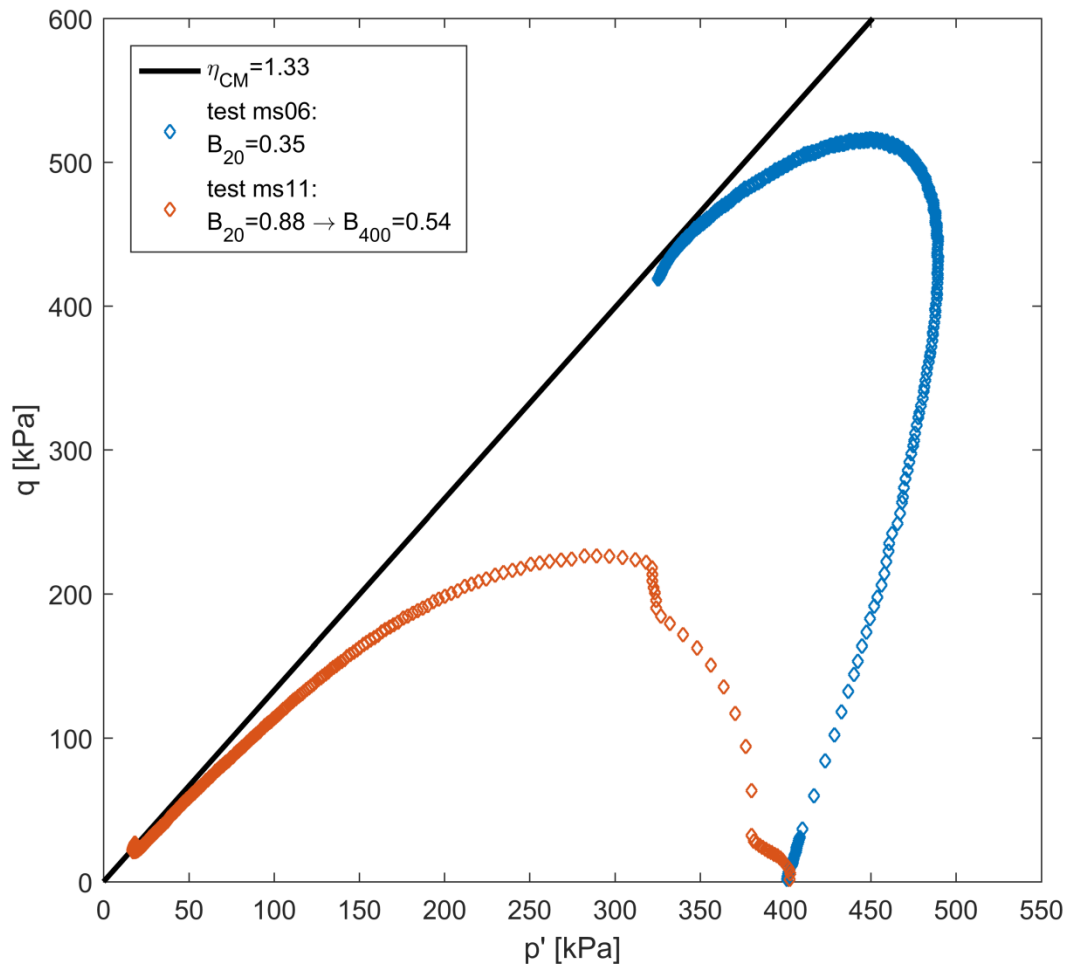
Przeprowadzone zostały badania polegające na monotonicznym ściskaniu próbek o kontrolowanym stanie nasycenia w warunkach bez odpływu wody z porów. Do badań wykorzystano osady poflotacyjne z OUOW Żelazny Most (testy ms06 i ms11) oraz piasek modelowy Skarpa (testy ms27, ms30, ms31 i ms32). Ciśnienie w komorze aparatu σ_3 było utrzymywane na stałym poziomie, natomiast naprężenie pionowe σ_1 liniowo rosło, aż do osiągnięcia powierzchni Coulomba-Mohra i w konsekwencji zniszczenia próbki. Stan nasycenia badanych próbek kontrolowany był za pomocą parametru Skemptona B (patrz pkt. 2.5), który mierzono zgodnie ze standardową procedurą wykorzystywaną w badaniach gruntów w pełni nasyconych, przy średnim naprężeniu efektywnym p' wynoszącym około 20 kPa [B_{20}] oraz przy średnim naprężeniu efektywnym p'_0 po zakończeniu konsolidacji, bezpośrednio przed rozpoczęciem ścinania [$B_{p'_0}$].

3.4.1. Stan kontraktywny

Poznanie reakcji gruntów w stanie kontraktywnym wydaje się kluczowe, gdyż posiadają one potencjał do upłynnienia się, co stanowi wielkie niebezpieczeństwo dla obiektów inżynierskich. Dlatego w niniejszej pracy im właśnie poświęcono najwięcej uwagi.

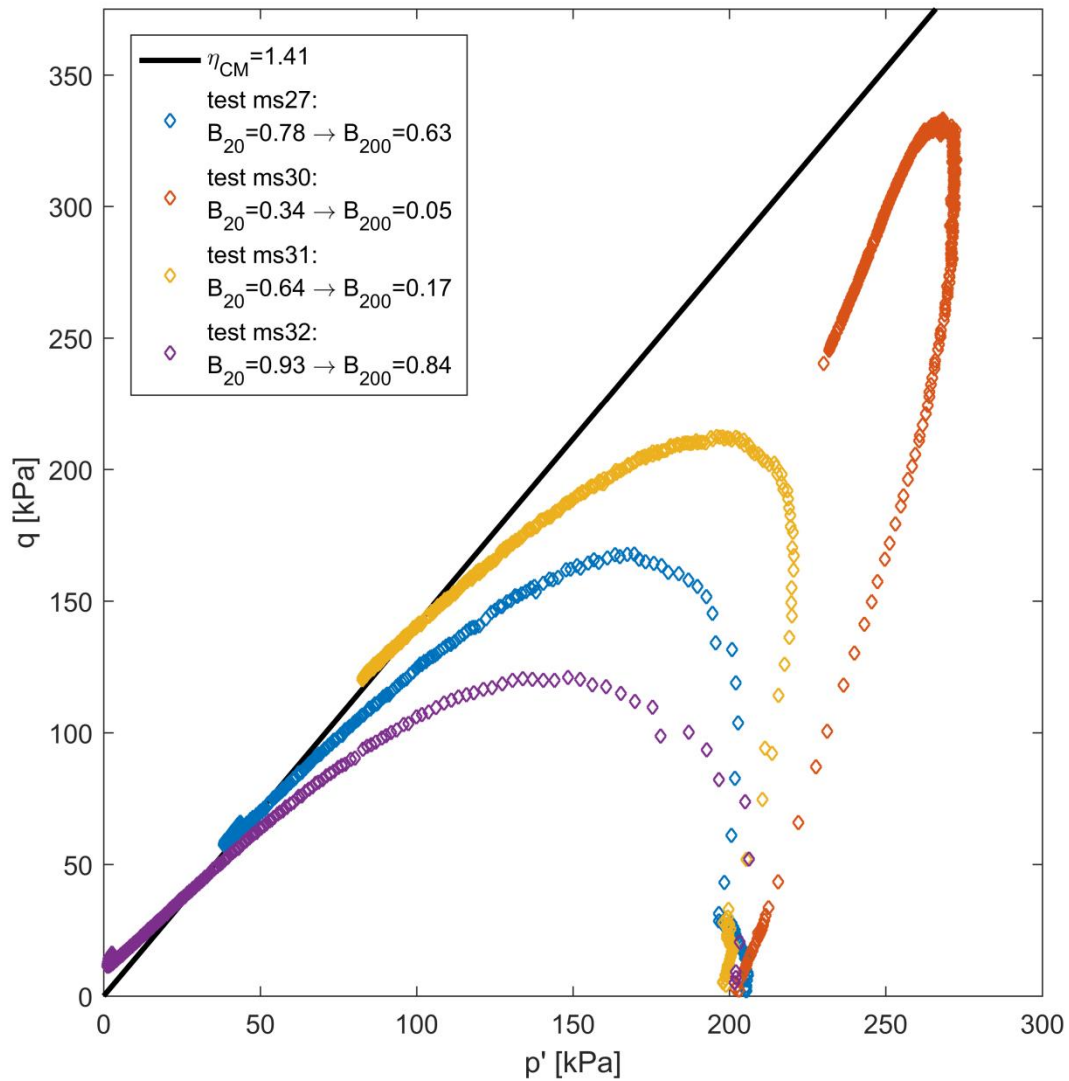
Ścieżki naprężenia w przestrzeni (p', q) , dla gruntów w stanie początkowo kontraktywnym, zostały przedstawione na rysunkach: (rys. 3.6) – osady OZM50

i (rys. 3.7) – piasek Skarpa. W obu przypadkach wyraźnie widoczny jest wzrost maksymalnego dewiatora naprężenia wraz ze spadkiem parametru Skemptona B (rys. 3.8), a zatem i stopnia nasycenia.



Rys. 3.6. Ścinanie nie w pełni nasyconych osadów OZM50 w warunkach bez odpływu.

Dla poszczególnych badań parametry nasycenia próbki, takie jak: zastosowane ciśnienie wyrównawcze, pomierzony parametr Skemptona B i odpowiadający mu stopień nasycenia (zgodnie z odwróconą zależnością (2.31)) przedstawiono w tab. 3.5. Zawarto tam również informacje o początkowym stanie zagęszczenia gruntu po zakończeniu izotropowej konsolidacji (stopień zagęszczenia, parametr stanu i wskaźnik porowatości).



Rys. 3.7. Ścinanie nie w pełni nasyconego piasku Skarpa w warunkach bez odpływu.

Tab. 3.5. Parametry początkowe badanych próbek.

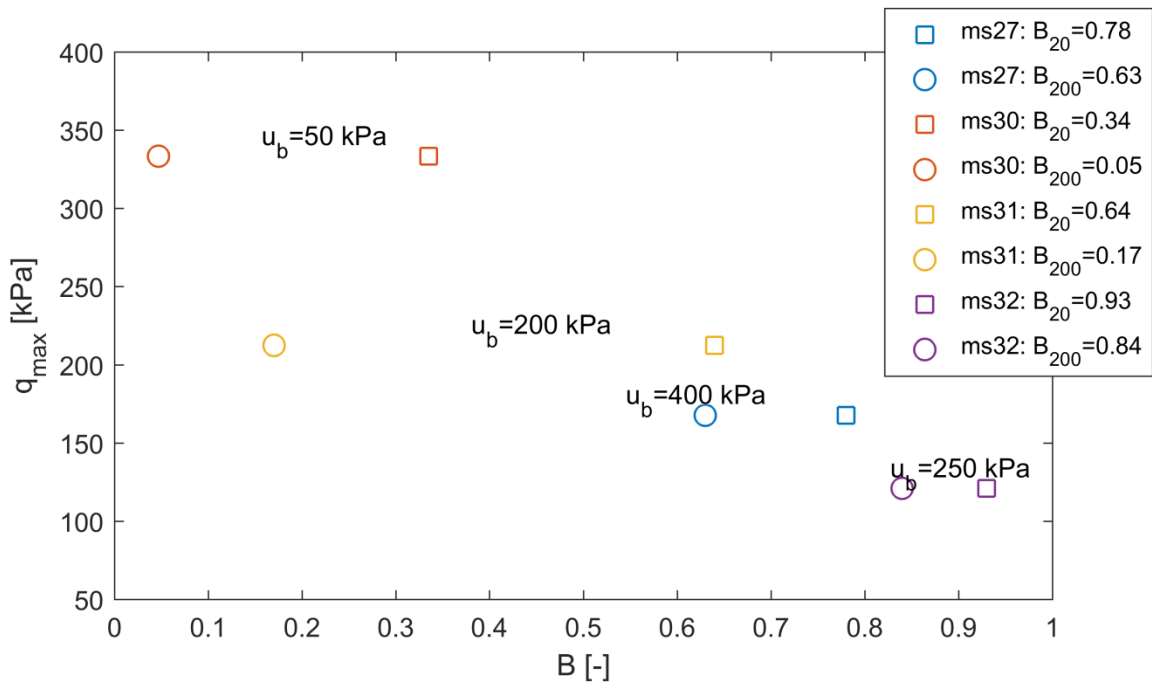
Sygnatura	B_{20}	u_b	S_r	I_D	Ψ	e
	[-]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]
<i>Osady OZM50</i>						
ms06	0.36	51	0.896	0.26	0.15	0.927
ms11	0.88	499	0.968	0.36	0.12	0.889
<i>Piasek Skarpa</i>						
ms27	0.78	396	0.968	0.30	0.01	0.599
ms30	0.34	48	0.932	0.13	0.05	0.644
ms31	0.64	203	0.961	0.12	0.05	0.646
ms32	0.93	251	0.994	0.15	0.04	0.638

Wszystkie badane próbki posiadają stosunkowo wysokie wartości stopnia nasycenia (najmniejsza wartość $S_r = 0.896$ przy $B_{20} = 0.36$), mimo tego, że pokrywają szeroki zakres parametru Skemptona B . Wynika to z przyjętej metody laboratoryjnej kontrolowania stanu nasycenia, w której kluczową rolę odgrywa poziom ciśnienia wyrównawczego. Należy zauważyć, że osiągnięcie wysokich wartości stopnia nasycenia przy niskim ciśnieniu wyrównawczym jest niezwykle trudne do uzyskania w bardzo luźnych próbkach rekonstruowanych, formowanych metodą podzagęszczania. Problemy te wynikają z konieczności nawadniania już uformowanej, nienasyconej (niemalże suchej) próbki znajdującej się wewnątrz komory aparatu trójosiowego i poddanej wstępnemu średniemu naprężeniu efektywnemu. Natomiast stosowanie wysokich ciśnień wyrównawczych (przy celowo osiągniętych niskich wartościach stopnia nasycenia) byłoby łatwe do osiągnięcia w laboratorium, lecz odpowiadało warunkom trudnym do wyobrażenia w rzeczywistym ośrodku gruntowym.

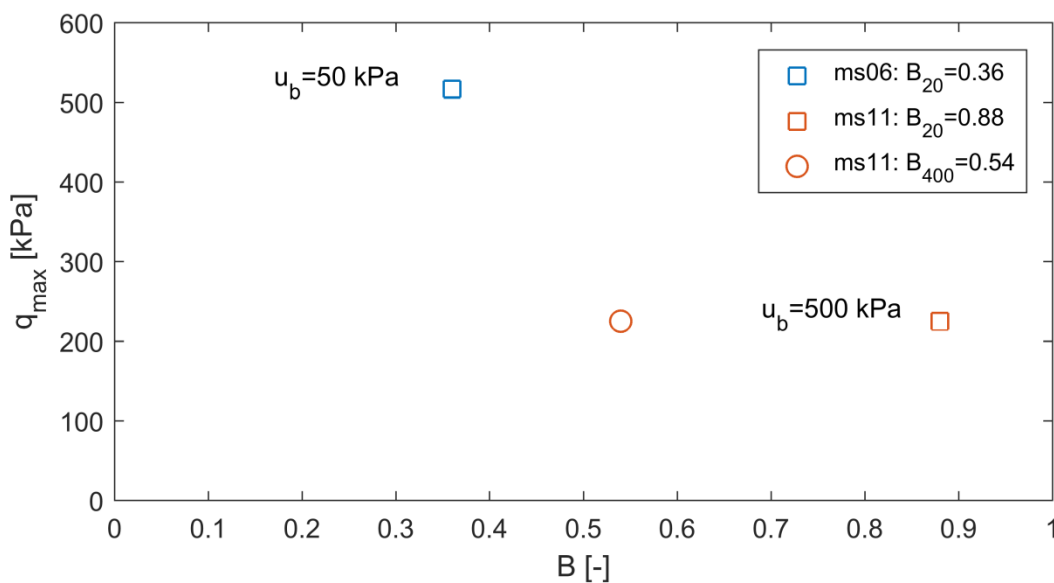
Zbliżony do poziomego przebieg początkowej części ścieżki $ms11$ związany jest z lekkim mimośrodem obciążenia wynikającym z przegubowego połączenia tłka z tłoczyskiem w używanym aparacie trójosiowym. Od innych odbiega również zachowanie się próbki $ms30$, zniszczenie przed osiągnięciem powierzchni Coulomba-Mohra, w przypadku której obserwowano mechanizm zniszczenia z wyraźnie widoczną powierzchnią ścięcia, podczas gdy w przypadku zdecydowanej większości próbek zniszczenie polega na wystąpieniu bardzo dużych odkształceń i charakterystycznej formy beczi. Wystąpienie identycznego przypadku opisane zostało w (Świdziński, et al., 2017).

Prezentowane wyniki badań pokazują, że wraz ze wzrostem poziomu nasycenia charakter reakcji gruntu przechodzi od odpowiadającego piaskom suchym do odpowiadającego ośrodkom w pełni nasyconym. Nie jest obserwowana wyraźna granica nasycenia oddzielająca te charakterystyczne zachowania, obserwowane jest raczej płynne przejście polegające na zmniejszaniu się wytrzymałości na ścinanie przy zwiększającym się nasyceniu. Ścieżki naprężenia zakrzywiają się ku powierzchni granicznej Coulomba-Mohra przy spadającym średnim naprężeniu efektywnym, za co odpowiedzialny jest proces generacji ciśnienia porowego (rys. 3.10 i rys. 3.11). Dla

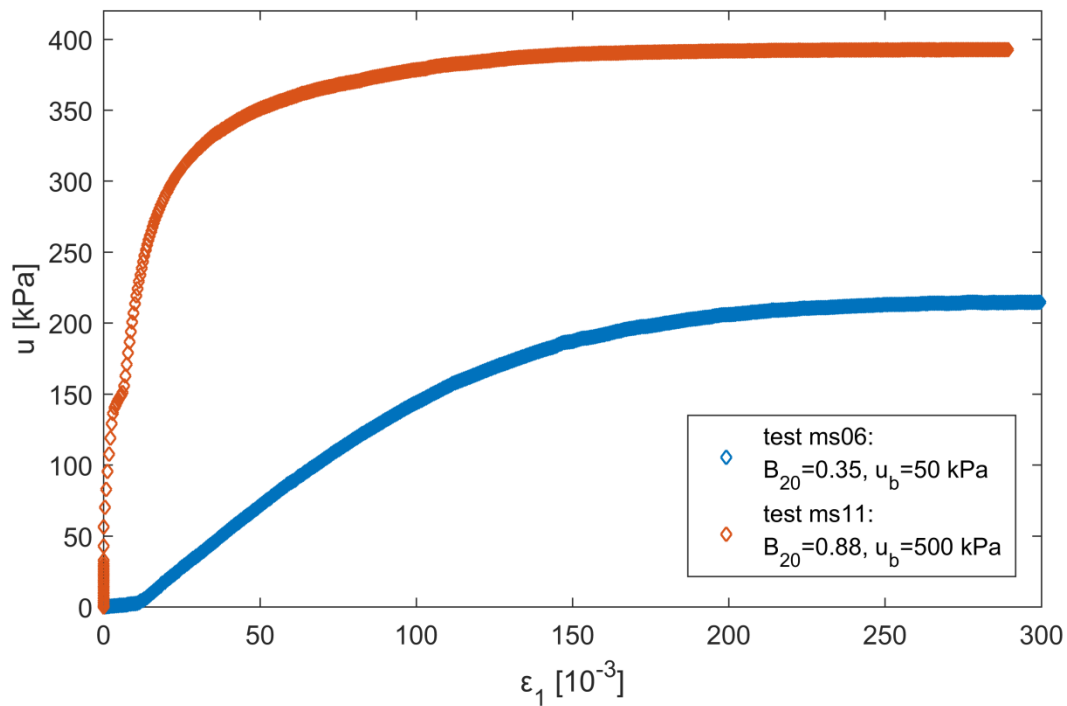
próbek o najwyższym poziomie nasycenia (ms11 i ms 32) zaobserwowano zjawisko upłynnienia.



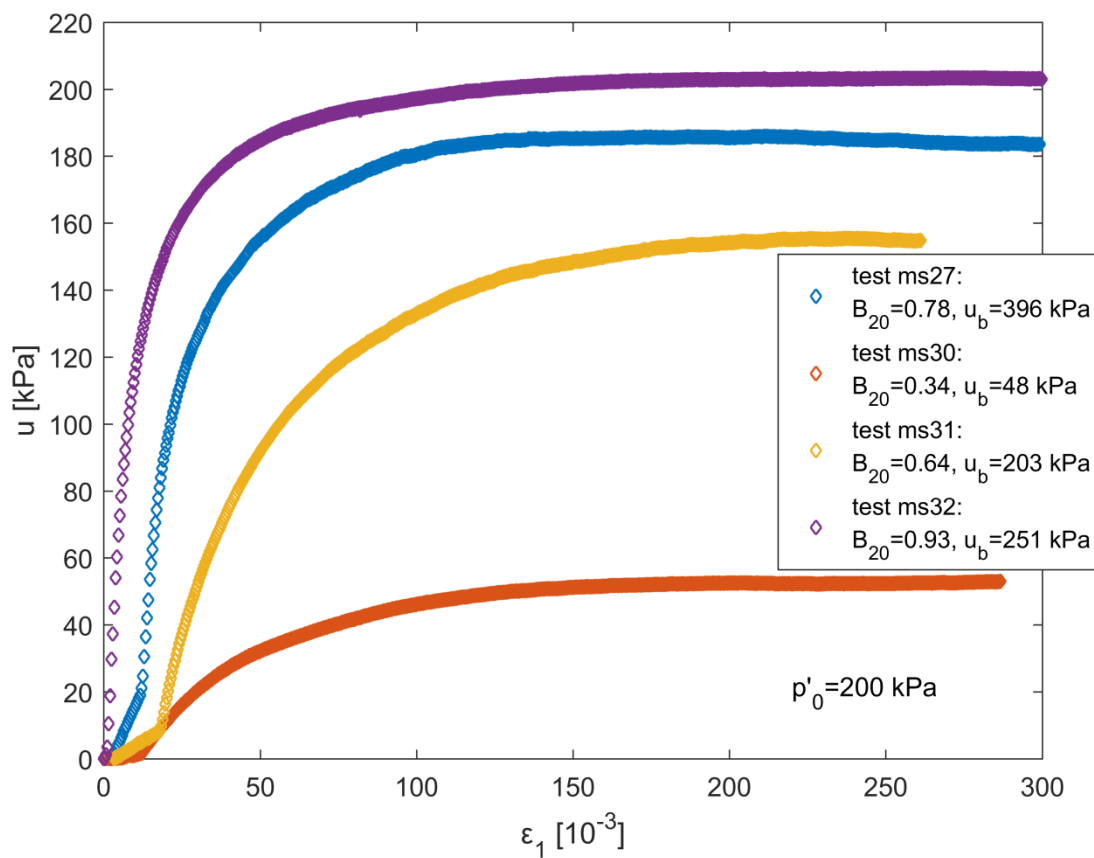
Rys. 3.8. Maksymalny dewiator w zależności od parametru Skemptona B dla piasku Skarpa.



Rys. 3.9. Maksymalny dewiator w zależności od parametru Skemptona B dla osadów OZM50.



Rys. 3.10. Nadwyżki ciśnienia porowego wygenerowane przy ścinaniu osadów OZM50.



Rys. 3.11. Nadwyżki ciśnienia porowego wygenerowane przy ścinaniu piasku Skarpa.

3.4.2. Stan dylatywny

Podobne badania, jak w przypadku gruntów o początkowym stanie kontraktywnym, przeprowadzono dla gruntów dylatywnych ścinanych w stanie niepełnego nasycenia w warunkach bez odpływu wody z porów (rys. 3.12). Wykonano dwa doświadczenia (ms25 i ms26) przy ciśnieniu konsolidującym $p' = 400$ kPa za każdym razem mierząc parametr Skemptona B zarówno przed konsolidacją $[B_{20}]$ przy średnim naprężeniu efektywnym wynoszącym $p'_{0} = 20$ kPa, jak i po konsolidacji $[B_{400}]$.

Pierwsze z doświadczeń przy B_{20} wynoszącym 0.4 objawiło reakcję gruntu charakterystyczną dla ośrodków całkowicie suchych. Natomiast w przypadku doświadczenia ms26 generacja ciśnienia w początkowej fazie ścinania była zdecydowanie większa, co zbliża charakter reakcji do przebiegu typowego dla ośrodków nawodnionych (rys. 3.13). Wyniki badań potwierdzają intuicyjne przypuszczenia, że również dla gruntu dylatywnego wraz ze wzrostem nasycenia reakcja ośrodka będzie przesuwać się od odpowiadającej stanowi całkowicie suchemu do odpowiadającej całkowicie nawodnionemu.

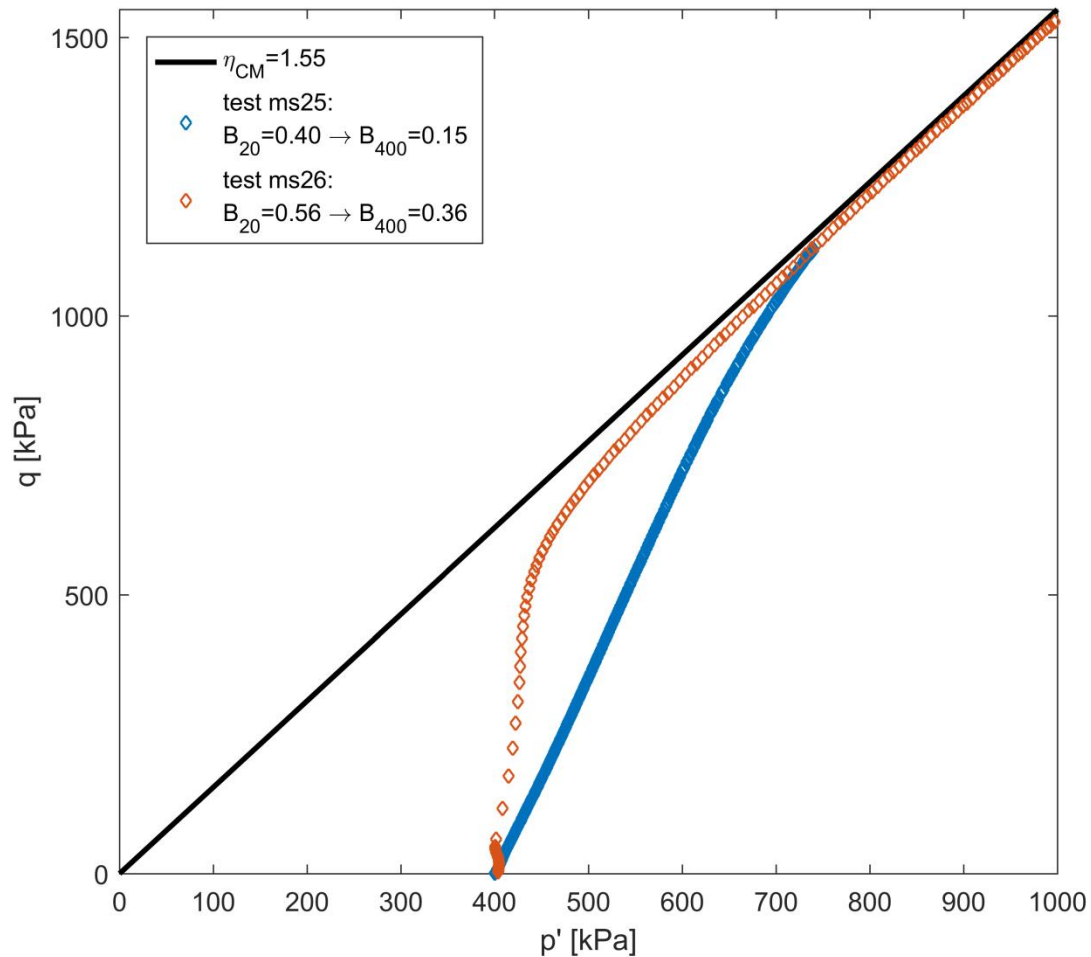
Dla poszczególnych badań parametry nasycenia próbki, takie jak: zastosowane ciśnienie wyrównawcze, pomierzony parametr Skemptona B i odpowiadający mu, stopień nasycenia przedstawiono w tab. 3.6. Zawarto tam również informacje o początkowym stanie zagęszczenia gruntu i jego stanie po zakończeniu izotropowej konsolidacji (stopień zagęszczenia, parametr stanu i wskaźnik porowatości).

Tab. 3.6. Parametry początkowe badanych próbek dylatywnych.

Sygnatura	B_{20}	u_b	S_r	I_D	Ψ	e
	[-]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]
<i>Osady OZM50</i>						
ms25	0.40	300	0.930	1.18	-0.20	0.573
ms26	0.56	400	0.955	1.02	-0.14	0.634

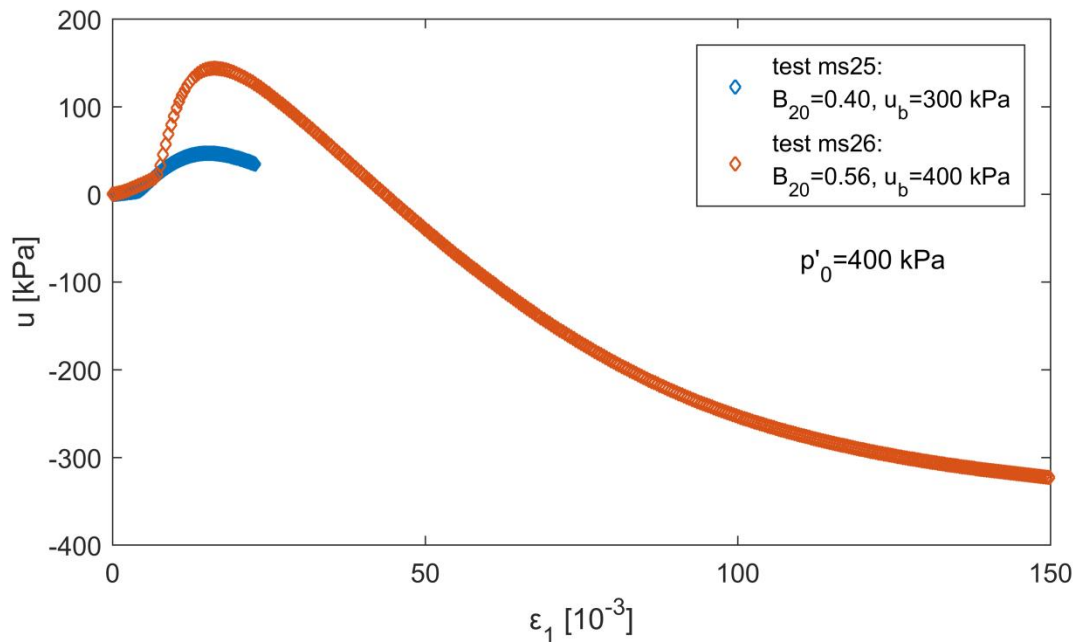
W czasie ścinania próbki ms26, w wyniku jej silnie dylatywnej reakcji w warunkach bez odpływu wody z porów, wygenerowała się ujemna nadwyżka ciśnienia porowego (rys. 3.13). Przy odkształceniu pionowym $\varepsilon_1 = 15 \cdot 10^{-3}$ jej wartość osiągnęła $u = -320$ kPa, co nie spowodowało jednak spadku całkowitego

ciśnienia porowego poniżej wartości ciśnienia atmosferycznego ze względu na przyłożone ciśnienie wyrównawcze wynoszące $u_b = 400$ kPa.



Rys. 3.12. Ścinanie osadów OZM50 w stanie dylatywnym.

Badania przeprowadzane były na próbkach formowanych metodą ubijania na sucho, a następnie nasączanych, co powoduje, iż nawet dla wysokich ciśnień wyrównawczych parametr Skemptona B daleko odbiegał od jedności. Wyniki badań próbek dylatywnych o wyższym stopniu nasycenia, charakteryzujące się wyższymi parametrami B przy niższych ciśnieniach wyrównawczych, przedstawiono w części pracy poświęconej próbkom NNS (rozdział 3.10).



Rys. 3.13. Ciśnienia porowe przy ścinaniu osadów OZM50 w stanie dylatacyjnym.

3.5. Cykliczne ścinanie gruntów nie w pełni nasyconych

3.5.1. Przeprowadzone badania

W celu identyfikacji reakcji gruntów nie w pełni nasyconych na obciążenia cykliczne przeprowadzona została seria badań na piasku modelowym Skarpa (opisanym w pkt. 3.3.2). Do przeprowadzenia doświadczeń wykorzystany został aparat trójosiowy opisany w pkt. 3.1.1, umożliwiający zadawanie cyklicznej ścieżki obciążenia.

Kontrola stanu nasycenia przebiegała jak dla testów monotonicznych, w głównej mierze za pomocą podnoszenia ciśnienia wyrównawczego, które wahało się w zależności od testu od $u_b = 250$ kPa do $u_b = 500$ kPa. Po nawodnieniu próbki i przeprowadzeniu pomiaru parametru Skemptona B przy niskim średnim naprężeniu efektywnym $p' = 20$ kPa przeprowadzana była konsolidacja anizotropowa do stanu naprężenia wyjściowego dla obciążenia cyklicznego. We wszystkich badaniach przyjęto te same wartości głównych naprężeń początkowych wynoszące $\sigma'_1 = 240$ kPa i $\sigma'_3 = 180$ kPa, co odpowiadało początkowemu średniemu naprężeniu efektywnemu i dewiatorowi wynoszącemu $p'_0 = 200$ kPa i $q_0 = 60$ kPa.

Zadawane obciążenie cykliczne realizowane było poprzez zmianę naprężenia pionowego. Ponieważ $q = \sigma_1 - \sigma_3$, a w komorze utrzymywano stałą wartość ciśnienia σ_3 , uzyskiwana w ten sposób zmiana dewiatora q jest opisana równaniem:

$$q = q_0 + q_m \sin(2\pi ft). \quad (3.4)$$

W prowadzonych doświadczeniach okres jednego cyklu wynosił 1 minutę (co odpowiada częstotliwości $f = 0.0167$ Hz). Zastosowanie stosunkowo niskiej wartości częstotliwości wymuszone było ograniczeniami stosowanego aparatu (opisanego w pkt. 3.1.1), w którym obciążenie zadawane jest poprzez hydrauliczne kontrolery z silnikami krokowymi. Amplituda dewiatora q_m wynosiła 40 kPa i stanowiła 66% początkowego dewiatora.

W literaturze stosuje się często parametr CSR (*Cyclic Stress Ratio*), równanie (1.5), opisujący proporcję amplitudy dewiatora wymuszenia do podwojonego początkowego średniego naprężenia efektywnego (Seed & Idriss, 1971), (Ishihara, 1996), (Zhou & Chen, 2007), (Arab, et al., 2011). W przypadku przeprowadzonych badań zachowywano stałą wartość tego wskaźnika wynoszącą $CSR = 0.1$. Zauważyć należy jednak, że przytłaczająca większość dostępnych w literaturze prac odnoszących się do gruntów nie w pełni nasyconych posługujących się pojęciem CSR odnosi go do sytuacji stanu po izotropowej konsolidacji, przy którym początkowy dewiator jest równy zero, a naprężenia w trakcie doświadczeń wchodzą w przestrzeń „trójosiowego rozciągania”, gdzie $0 < \sigma_1 < \sigma_3$ [(Yoshimi, et al., 1989), (Ishihara, et al., 2001), (Ishihara, et al., 2004), (Okamura & Soga, 2006), (Unno, et al., 2008), (Arab, et al., 2011), (Raghunandan & Juneja, 2011), (Okur & Umut, 2013), (Tsukamoto, et al., 2014), (Wang, et al., 2016)]. Teoretyczne rozważania na temat definicji parametru CSR dla stanu po anizotropowej konsolidacji znaleźć można w (Mital, et al., 2017).

Stan, dla którego przyjmuje się, że grunt pod wpływem cyklicznego obciążenia upłynął się, najczęściej jest definiowany jako spadek naprężeń efektywnych do zera lub osiągnięcie przez podwojoną amplitudę odkształceń pionowych próbki wartości $DA = 5 \cdot 10^{-2}$ [(Yoshimi, et al., 1989), (Ishihara, et al., 2001), (Okamura & Soga, 2006), (Tsukamoto, et al., 2014), (Wang, et al., 2016)].

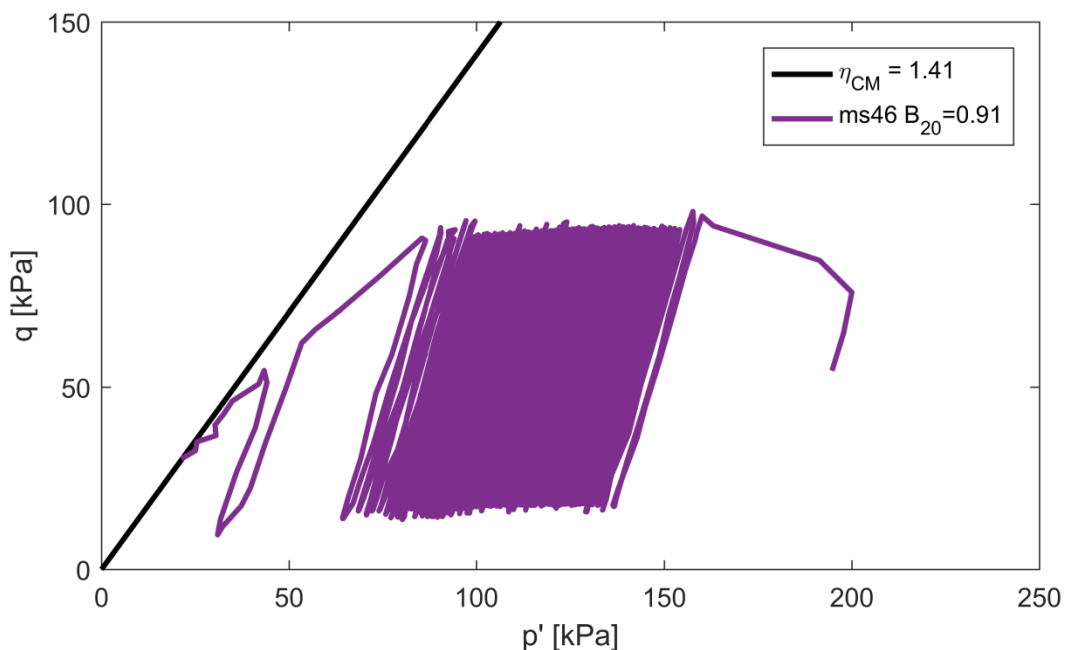
Ogółem przeprowadzono 7 doświadczeń dla tych samych warunków badania i różnych wartości B . Badaniom poddawano próbki o stosunkowo wysokich

wartościach parametru Skemptona, co w połączeniu ze stosowaniem zróżnicowanego ciśnienia wyrównawczego, przekładało się na wysokie wartości stopnia nasycenia uzyskane we wszystkich wypadkach (tab. 3.7).

Tab. 3.7. Stan nasycenia badanych próbek.

Sygnatura	B_{20}	u_b	S_r
	[-]	[kPa]	[-]
ms37	1.00	500	1.000
ms42	0.93	450	0.991
ms44	0.91	400	0.989
ms46	0.91	380	0.989
ms47	0.88	250	0.989
ms45	0.85	400	0.980
ms36	0.77	250	0.976

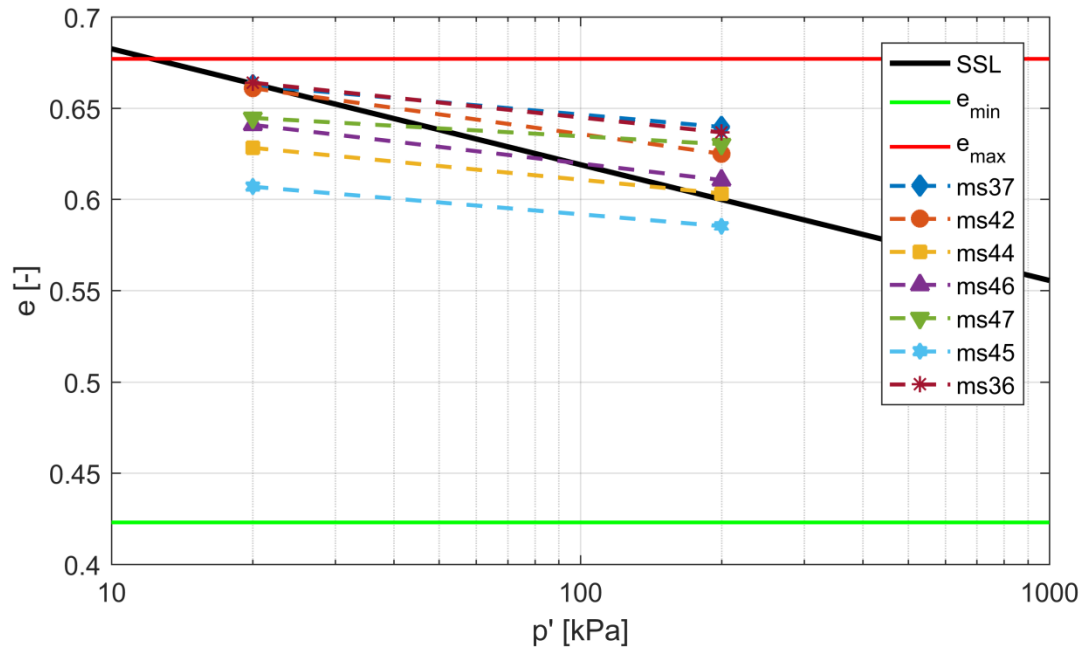
Przykładowa ścieżka naprężenia w przestrzeni (p', q) realizowana w przeprowadzonych badaniach pokazana została na rys. 3.14. Odpowiada ona testowi o sygnaturze ms46.



Rys. 3.14. Przykładowa cykliczna ścieżka naprężenia w przestrzeni (p', q) .

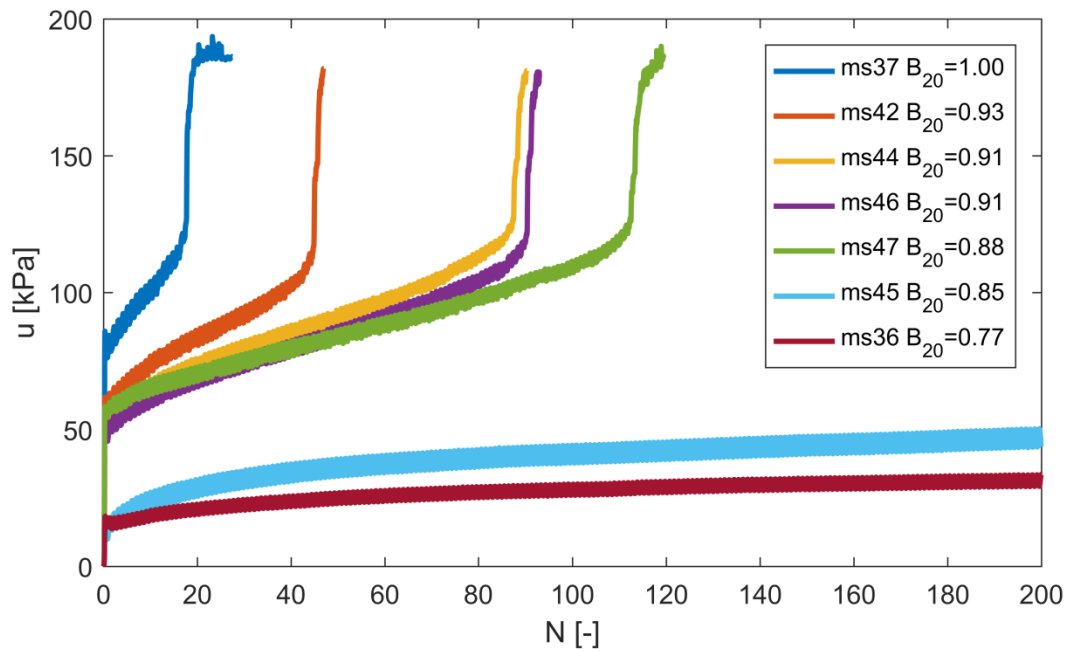
Próbki (ms37, ms42, ms44, ms46, ms47 i ms36) wykazywały kontraktywny charakter, a próbka ms45 lekko dylatywny. Położenie początkowych wskaźników porowatości względem linii stanu ustalonego oraz ich zmiany na skutek anizotropowej konsolidacji przedstawione zostały na rys. 3.15. Zaznaczyć należy

w tym miejscu, iż ze względu na anizotropowy charakter konsolidacji w jej trakcie może nastąpić przejście ośrodka ze strefy stanu dylatywnego do kontraktywnego, a ścieżka konsolidacji nie jest równoległa do linii stanu ustalonego.



Rys. 3.15. Zmiana wskaźników porowatości w trakcie anizotropowej konsolidacji próbek piasku Skarpa.

Badania prowadzone były w warunkach bez odpływu wody z porów. Przebiegi zmian nadwyżki ciśnienia porowego przedstawiono na rys. 3.16. Widać wyraźnie, że wraz ze wzrostem parametru Skempona B ilość cykli potrzebnych do upłynnienia rośnie. Można zaobserwować też wystąpienie granicznej wartości nasycenia, poniżej której grunt nie podlega upłynnieniu dla danej amplitudy dewiatora naprężenia (dla wszystkich prezentowanych doświadczeń amplituda dewiatora była taka sama). Dla piasku modelowego Skarpa i $CSR = 0.1$, granica ta znajduje się pomiędzy wartościami parametru Skemptona B wynoszącymi 0.88 i 0.85.

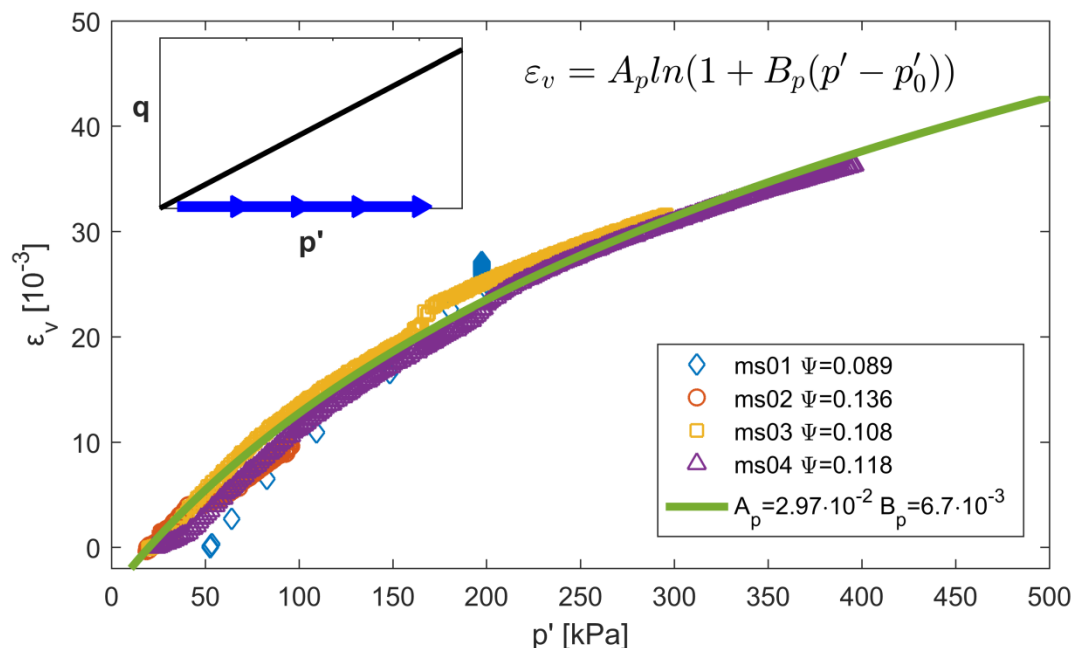


Rys. 3.16. Wygenerowane nadwyżki ciśnienia porowego.

3.6. Określenie funkcji ścisłości szkieletu gruntowego

3.6.1. Współczynnik ścisłości izotropowej

W ramach prac badawczych przeprowadzono doświadczenia mające na celu określenie współczynnika ścisłości izotropowej $\kappa_s^{p'}$ (opisanego w pkt. 2.3.1) dla osadów poflotacyjnych OZM50. W pierwszej kolejności badania objęły próbki kontraktywne. Testy ms01, ms02, ms03 i ms04, o średnim parametrze stanu $\Psi_{sr} = 0.113$ pozwoliły na określenie współczynnika $\kappa_s^{p'}$, co stanowi uzupełnienie i kontynuację prac prowadzonych w Zakładzie Geomechaniki IBW PAN oraz umożliwia porównanie wyników modelu z eksperymentami prowadzonymi przez innych autorów (Świdziński, et al., 2017). Wyniki doświadczeń izotropowego ściskania wraz z aproksymacją przedstawia rys. 3.17.



Rys. 3.17. Izotropowa konsolidacja – osady OZM50 w stanie kontraktywnym.

Do aproksymacji przebiegu odkształceń objętościowych generowanych przy izotropowym ścisaniu gruntu kontraktywnego przyjęto funkcję (3.5). Jej pochodna, stanowiąca jednocześnie funkcję ścisłości aksjatorowej, wyraża się wzorem (3.6), a współczynniki wynoszą odpowiednio $A_p = 2.97 \cdot 10^{-2}$ i $B_p = 6.7 \cdot 10^{-3}$.

$$\varepsilon_v = A_p \ln[1 + B_p(p' - p_0)], \quad (3.5)$$

$$\kappa_s^{p'} = \frac{A_p B_p}{1 + B_p p'}. \quad (3.6)$$

Laboratoryjnie wyznaczone zostały również współczynniki funkcji ścisłości szkieletu gruntowego dla przypadku aksjatorowego odciążenia (rys. 3.18).

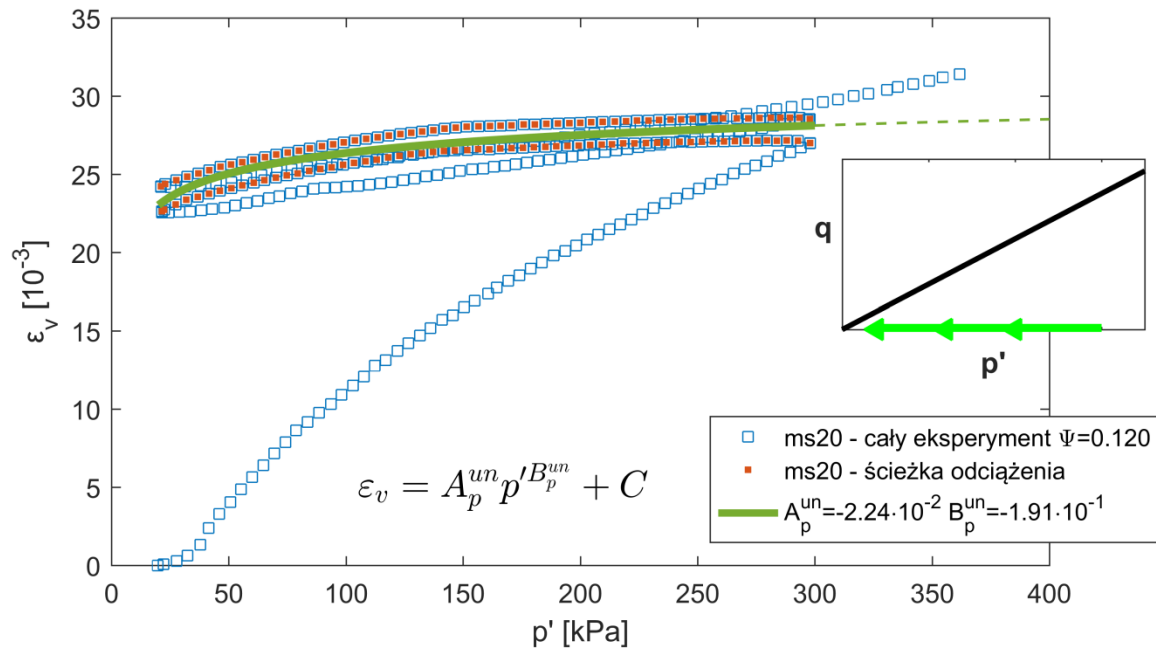
Do aproksymacji przebiegu odkształceń objętościowych przy izotropowym odciążeniu gruntu w stanie kontraktywnym przyjęto funkcję pierwiastkową (3.7).

$$\varepsilon_v = A_p^{un} p'^{B_p^{un}}. \quad (3.7)$$

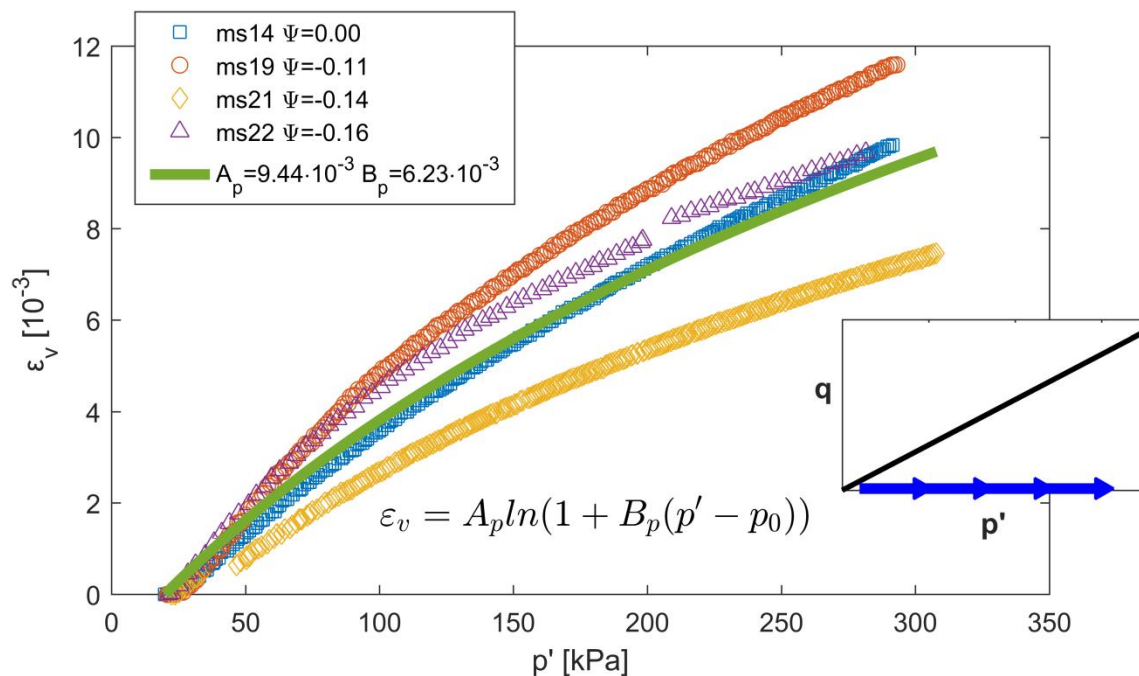
W związku z tym funkcja ścisłości przy odciążeniu aksjatorowym dla gruntów kontraktywnych przyjmie postać (3.8), a jej współczynniki wynosić będą odpowiednio $A_p^{un} = -2.24 \cdot 10^{-2}$ i $B_p^{un} = -1.91 \cdot 10^{-1}$.

$$\kappa_s^{p',un} = A_p^{un} B_p^{un} p'^{(B_p^{un}-1)}. \quad (3.8)$$

Zaznaczyć należy, że we wszystkich przypadkach funkcje ścisłości wyznaczone zostały dla próbek o określonych parametrach stanu Ψ lub ich grup opisanych średnim parametrem stanu Ψ_{sr} .



Rys. 3.18. Aksjatorowe odciążenie – osady OZM50 w stanie kontraktywnym.

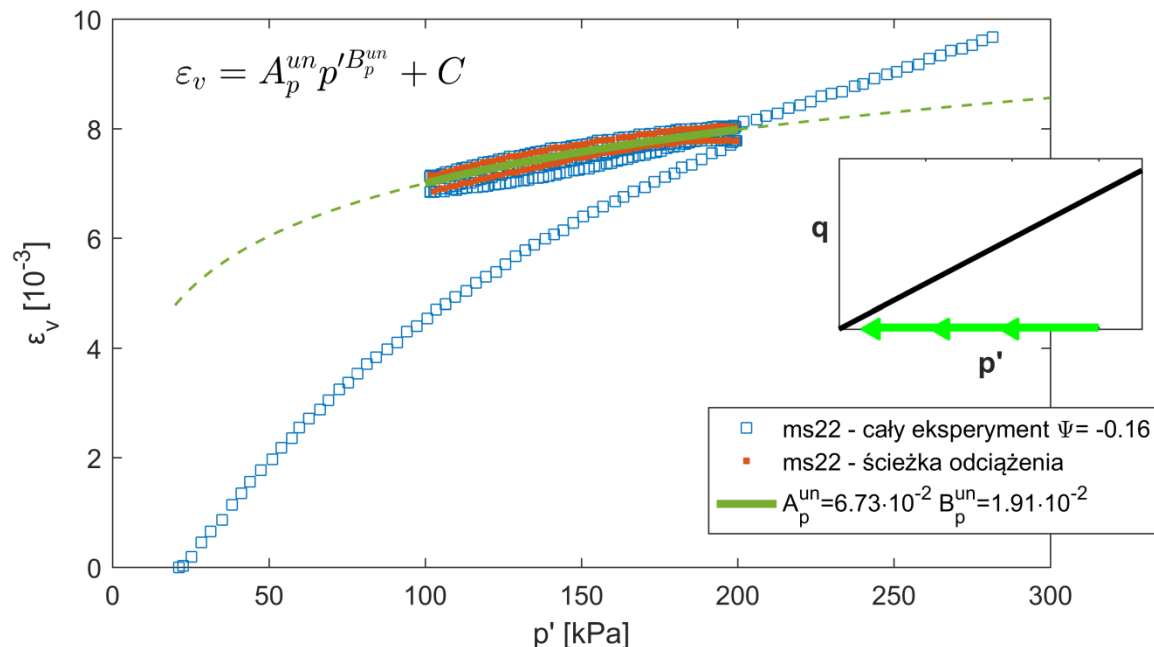


Rys. 3.19. Aksjatorowe obciążenie – osady OZM50 w stanie dylatywnym.

Odpowiednie badania pozwalające na wyznaczenie współczynników funkcji ścisłości izotropowej przy obciążeniu przeprowadzono również dla gruntów

w stanie dylatywnym ($\Psi < 0$). Na rys. 3.19 przedstawiono przebiegi krzywych odkształcenie objętościowe – średnie naprężenie efektywne dla tej grupy gruntów.

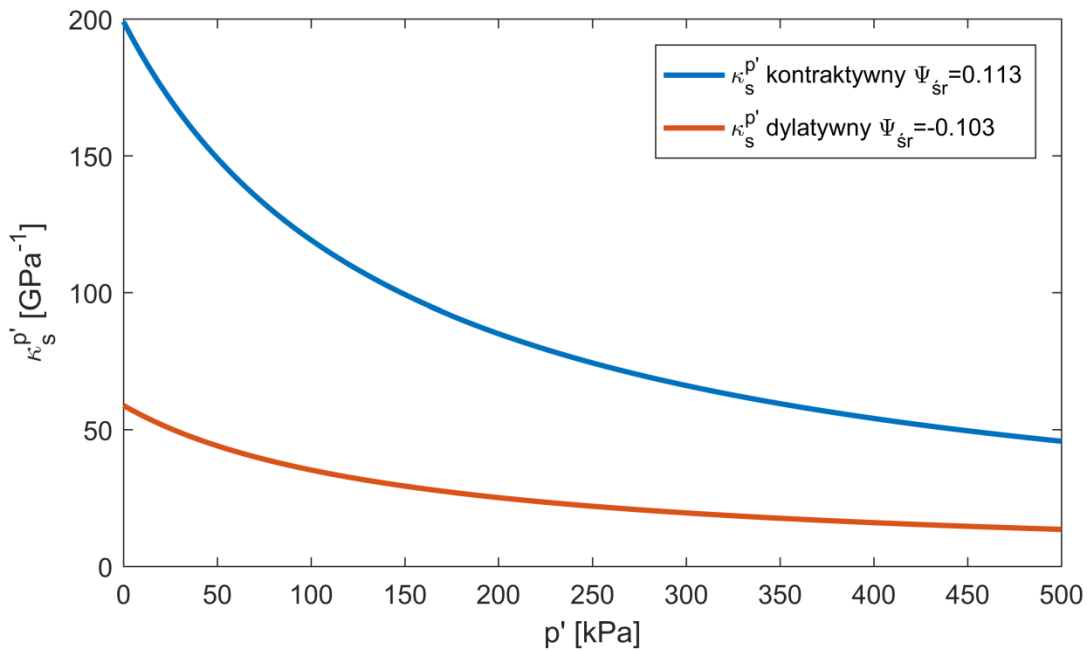
Rys. 3.20 przedstawia z kolei wyniki doświadczenia ms22, na podstawie którego wyznaczono współczynniki funkcji ściśliwości dla izotropowego odciążenia.



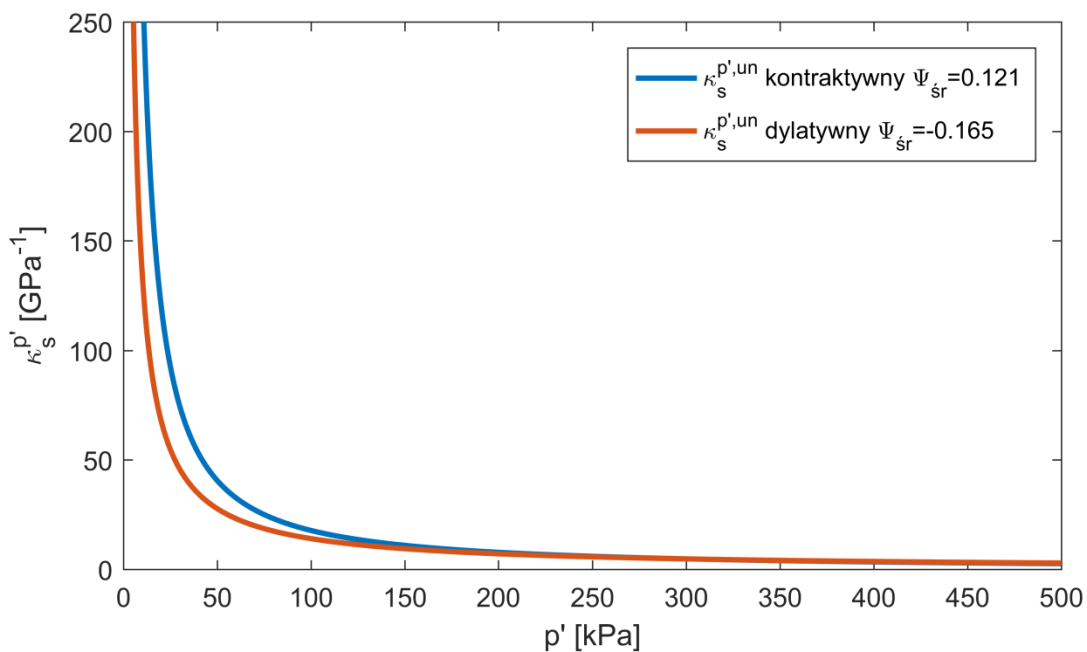
Rys. 3.20 Aksjatorowe odciążenie – osady OZM50 w stanie dylatywnym.

Dla osadów OZM50 w stanie dylatywnym odkształcenia objętościowe przy aksjatorowym ściskaniu i odciążeniu aproksymowane były tymi samymi funkcjami, co dla przypadku kontraktywnego (odpowiednio (3.5) i (3.7)). Wobec tego odpowiednie funkcje ściśliwości przyjmą identyczną postać jak (3.6) i (3.8), a różnić się będą jedynie wartościami współczynników, które dla badanych gruntów w stanie dylatywnym przyjmą wartości: $A_p = 9.44 \cdot 10^{-3}$, $B_p = 6.23 \cdot 10^{-3}$, $A_p^{un} = 6.73 \cdot 10^{-2}$ i $B_p^{un} = 1.91 \cdot 10^{-2}$.

Określone na podstawie wyników badań i ich aproksymacji funkcje ściśliwości izotropowej szkieletu gruntowego $\kappa_s^{p'}$, opisane wzorami (3.6) i (3.8), przedstawiono na rys. 3.21 i rys. 3.22. Zaobserwować można, iż w przypadku izotropowej konsolidacji wraz z malejącym parametrem stanu (a więc rosnącym zagęszczeniem dla tego samego średniego naprężenia efektywnego) ściśliwość gruntu jest mniejsza, co jest zgodne z intuicyjnym i ogólnym pojmowaniem zjawiska zagęszczalności gruntów – w miarę zagęszczania proces staje się coraz trudniejszy.

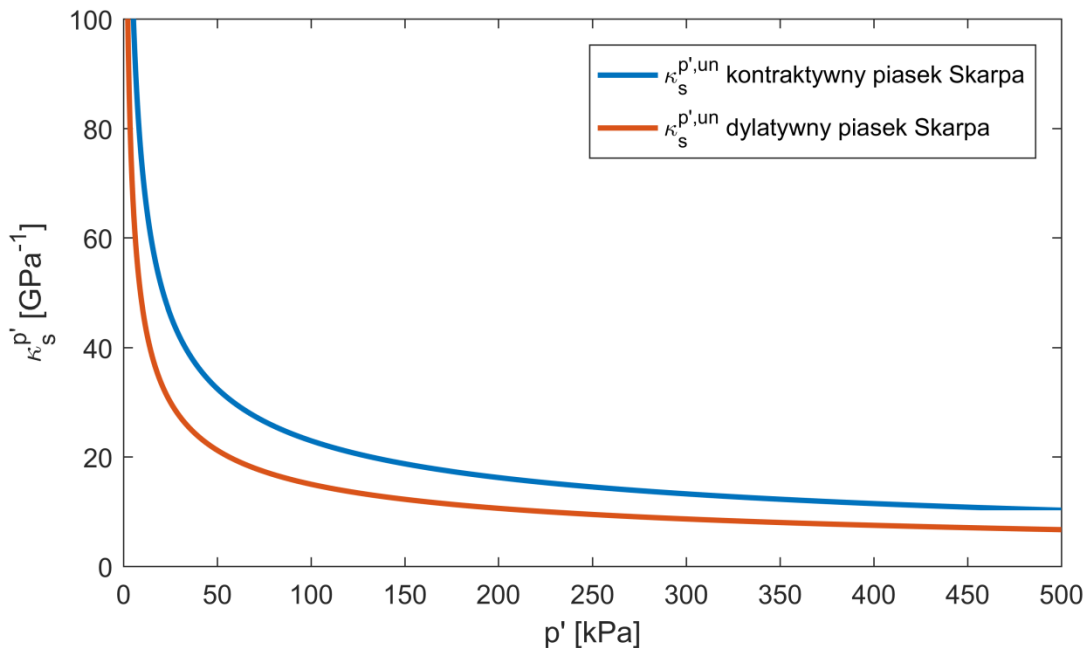


Rys. 3.21. Funkcje ścisłości izotropowej przy obciążeniu dla różnych parametrów stanu.



Rys. 3.22. Funkcje ścisłości izotropowej przy odciążeniu dla różnych parametrów stanu.

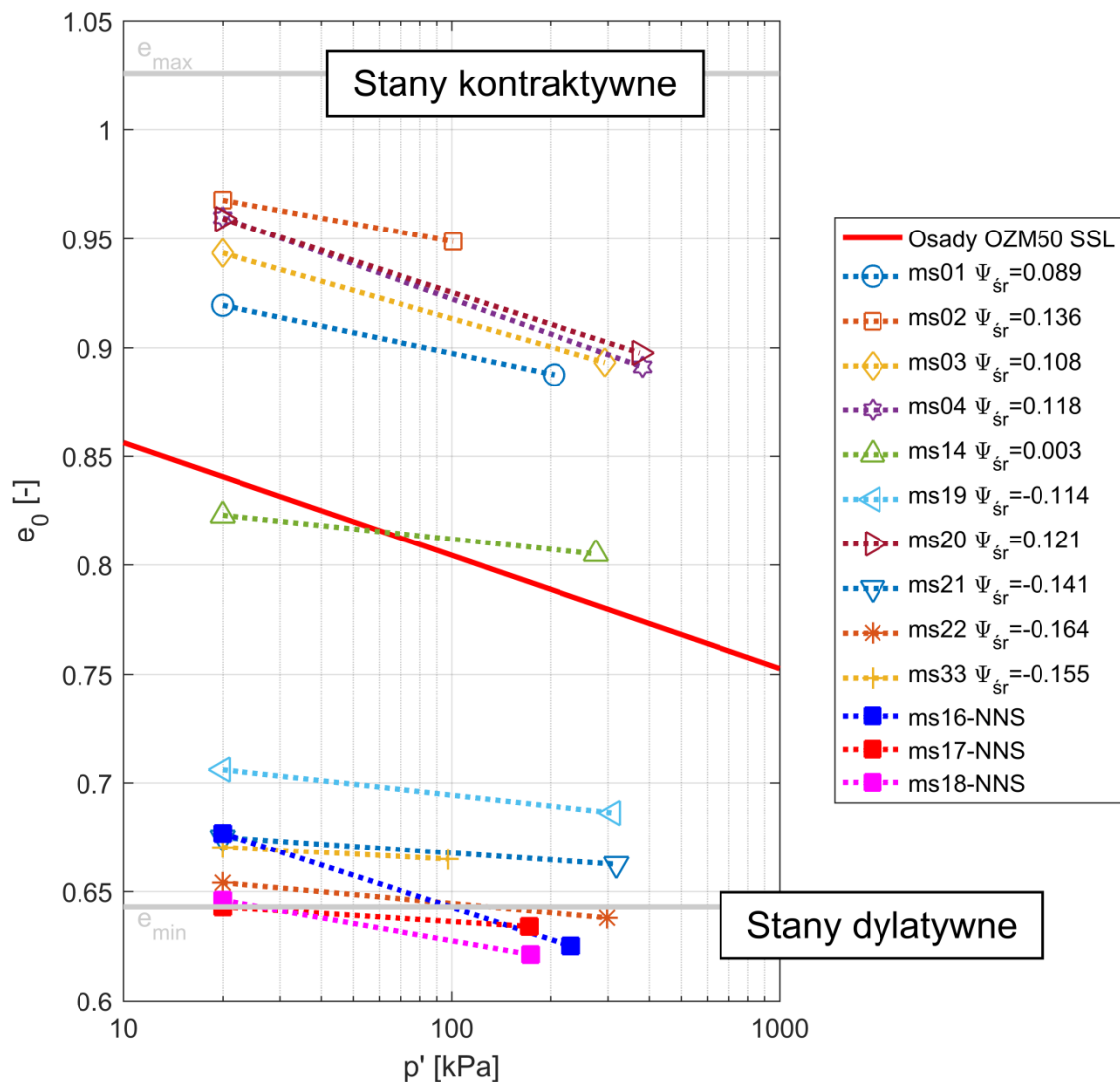
Natomiast zmiany ścisłości w trakcie izotropowego odprężenia gruntu są bardzo podobne niezależnie od stanu, w jakim się znajduje. Podobne zjawisko można obserwować również dla piasku modelowego Skarpa (rys. 3.23).



Rys. 3.23. Funkcje ściśliwości przy odciążeniu izotropowym dla piasku Skarpa.

3.6.2. Zmiany parametru stanu przy izotropowej konsolidacji

Na potrzeby wyznaczania współczynników funkcji opisujących zmiany objętości przy izotropowym ściskaniu (pkt. 3.6.1) wykonano szereg testów konsolidacji próbek osadów OZM50 o różnym początkowym zagęszczeniu. Podstawowe informacje o doświadczeniach zebrano w tab. 3.8, gdzie Ψ_1 , p'_1 , $I_{D,1}$ oznaczają kolejno parametr stanu, średnie naprężenie efektywne i stopień zagęszczenia przed konsolidacją, a symbole z indeksem dolnym 2 odpowiadają parametrom po konsolidacji, natomiast zmiana parametru stanu w wyniku konsolidacji oznaczona została jako $\Delta\Psi$. Zmiany, jakich doznały badane próbki, przedstawiono na rys. 3.24 w przestrzeni stanu naprężenia i wskaźnika porowatości. Ponadto naniesione zostały wartości odpowiadające konsolidacji (izotropowej i anizotropowej) próbek NNS przebadanych na potrzeby niniejszego doktoratu, a których dokładny opis znajduje się w (pkt. 3.10). Zmiany parametru stanu gruntu w czasie konsolidacji izotropowej są bardzo małe (tab. 3.8), a dla stanów kontraktywnych linie, wzdłuż których się układają, są równoległe do linii stanu ustalonego.



Rys. 3.24. Zmiany stanu gruntu w czasie izotropowej konsolidacji.

Na rys. 3.24 kolorem szarym zaznaczono minimalne i maksymalne wskaźniki porowatości dla osadów OZM50. Bardzo zagęszczone próbki NNS oraz próbka ms22 osiągają wartość wskaźnika porowatości niższą niż minimalna. Wynika to z faktu, iż minimalny wskaźnik porowatości wyznaczony został zgodnie z normą, za pomocą metody zagęszczania na sucho, która nie pozwala na osiągnięcie tak dużego zagęszczenia, jak np. podczas zagęszczenia na mokro, po którym dodatkowo przyłożono naprężenie konsolidujące.

Tab. 3.8. Zestawienie badań izotropowej konsolidacji dla osadów poflotacyjnych OZM50.

Nr testu	Ψ_1	p'_1	$I_{D,1}$	Ψ_2	p'_2	$I_{D,2}$	Ψ_{sr}	$\Delta\Psi$
	[-]	[kPa]	[-]	[-]	[kPa]	[-]	[-]	[-]
<i>Kontraktywne</i>								
ms01	0.079	20	0.28	0.099	206	0.36	0.089	0.02
ms02	0.127	20	0.15	0.144	101	0.20	0.136	0.02
ms03	0.103	20	0.22	0.113	294	0.35	0.108	0.01
ms04	0.119	20	0.17	0.117	382	0.35	0.118	0.00
ms20	0.119	20	0.17	0.123	374	0.34	0.121	0.00
średnia	0.109	-	0.2	0.119	-	0.32	0.114	0.01
<i>Dylatywne</i>								
ms14	-0.018	20	0.53	0.023	276	0.58	0.003	0.04
ms19	-0.135	20	0.84	-0.093	311	0.89	-0.114	0.04
ms21	-0.166	20	0.92	-0.116	318	0.95	-0.141	0.05
ms22	-0.187	20	0.97	-0.142	298	1.01	-0.165	0.04
ms33	-0.17	20	0.93	-0.14	98	0.94	-0.155	0.03
średnia	-0.135	-	0.83	-0.094	-	0.88	-0.115	0.04

3.6.3. Współczynnik ściśliwości dewiatorowej

Bezpośrednio po zakończeniu izotropowej konsolidacji opisanej w pkt. 3.6.1, próbki były ścinane przy stałym średnim naprężeniu efektywnym (zgodnie ze ścieżką naprężenia przedstawioną na rys. 2.5). Odkształcenia objętościowe, jakich doznały próbki kontraktywne ms01, ms02, ms03 i ms04 o średnim parametrze stanu wynoszącym $\Psi_{\text{sr}} = 0.113$ przedstawia rys. 3.25.

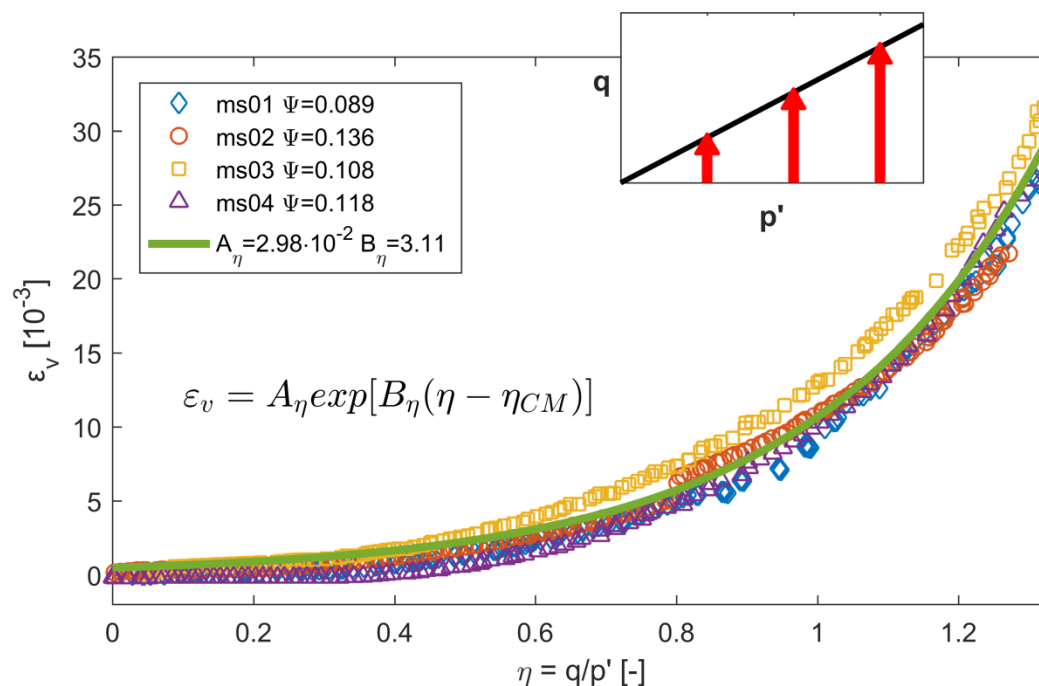
Jak widać na poniższym rysunku, dla wszystkich próbek kontraktywnych (o podobnym parametrze stanu) zmiany objętościowe przy ścinaniu układają się na wspólnej krzywej, którą aproksymować możemy równaniem (3.9):

$$\varepsilon_v = A_\eta \exp[B_\eta(\eta - \eta_{CM})]. \quad (3.9)$$

Funkcja ściśliwości natomiast opisana będzie wzorem (3.10):

$$\kappa_s^\eta = A_\eta B_\eta \exp[B_\eta(\eta - \eta_{CM})], \quad (3.10)$$

gdzie współczynniki przyjmują wartości $A_\eta = 2.98 \cdot 10^{-2}$ i $B_\eta = 3.11$.



Rys. 3.25. Zmiana odkształceń objętościowych w wyniku czystego ścinania – osady OZM50 w stanie kontraktywnym.

Dla badań przeprowadzonych na próbkach dylatywnych (ms14, ms19, ms21, ms22 i ms33), (rys. 3.26), o parametrze stanu w granicach od -0.16 do 0 funkcja aproksymacyjna przyjmuje postać (3.11):

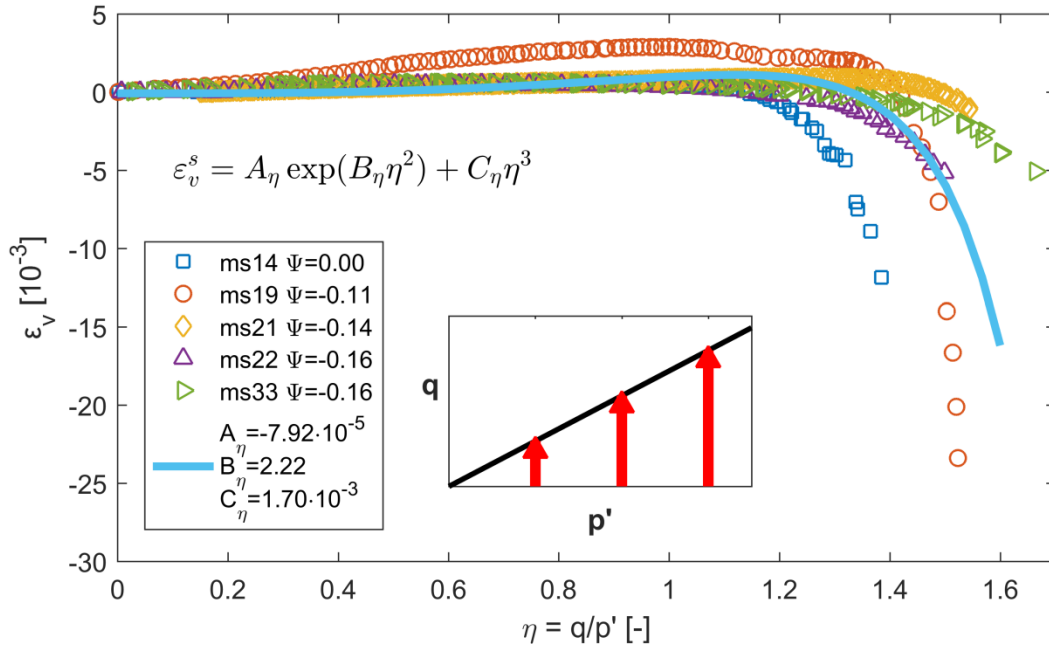
$$\varepsilon_v = A_\eta \exp(B_\eta \eta^2) + C_\eta \eta^3. \quad (3.11)$$

Odpowiednio funkcja ściśliwości opisana będzie wzorem (3.12):

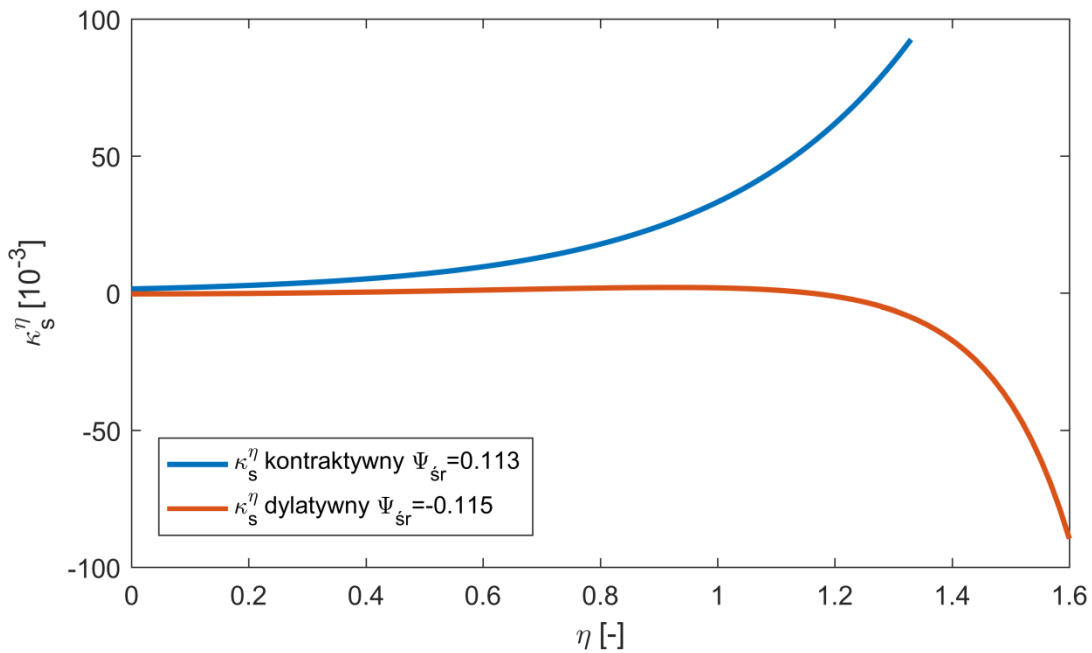
$$\kappa_s^\eta = 2A_\eta B_\eta \eta \exp(B_\eta \eta^2) + 3C_\eta \eta^2, \quad (3.12)$$

gdzie współczynniki przyjmują wartości $A_\eta = -7.91 \cdot 10^{-5}$, $B_\eta = 2.22$ i $C_\eta = 1.7 \cdot 10^{-3}$.

Rys. 3.27 prezentuje przebiegi funkcji ściśliwości dewiatorowych opisanych wzorami (3.10) i (3.12), wyznaczonych dla uśrednionych parametrów stanu odpowiadających zachowaniu kontraktywnemu i dylatywnemu.



Rys. 3.26. Zmiana odkształceń objętościowych w wyniku czystego ścinania – osady OZM50 w stanie dylatywnym.



Rys. 3.27. Funkcje ścisłości dewiatorowej osadów OZM50 dla uśrednionych parametrów stanu odpowiadających zachowaniu kontraktywnemu i dylatywnemu.

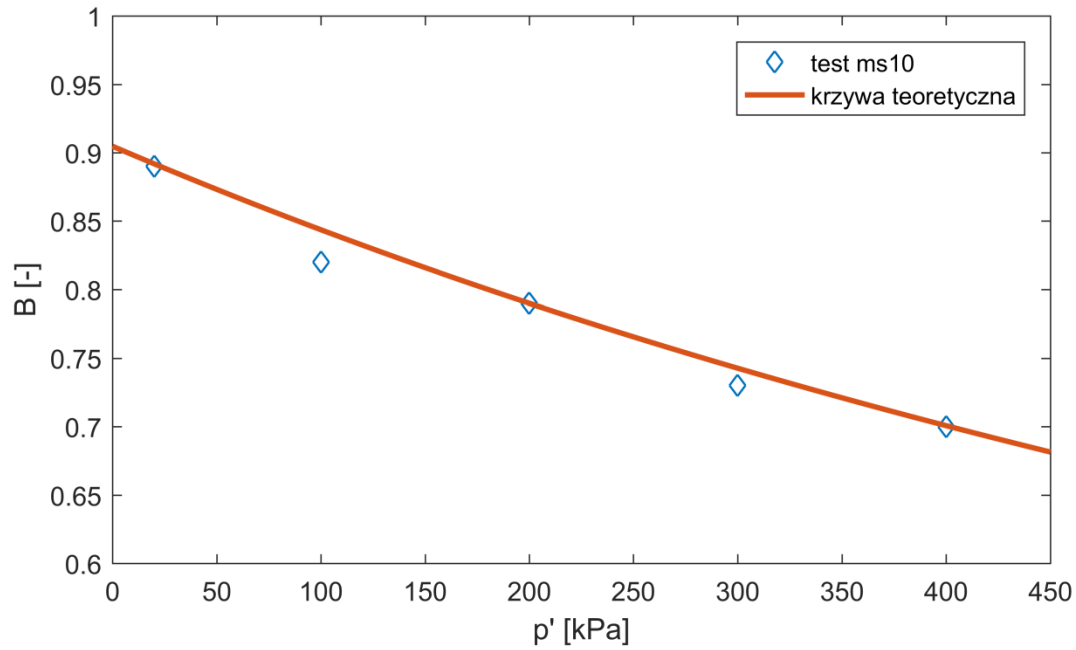
3.7. Wpływ stanu naprężenia na parametr Skemptona B

W punkcie 2.5 przedstawiono teoretyczne rozważania na temat zmiany parametru Skemptona B wraz z średnim naprężeniem efektywnym. W badaniach gruntów nie w pełni nasyconych, gdzie wartości parametru B są znacząco różne od jedności, nie można przyjąć, że parametr Skemptona B nie ulegnie zmianie w trakcie izotropowej konsolidacji poprzedzającej ścinanie próbki.

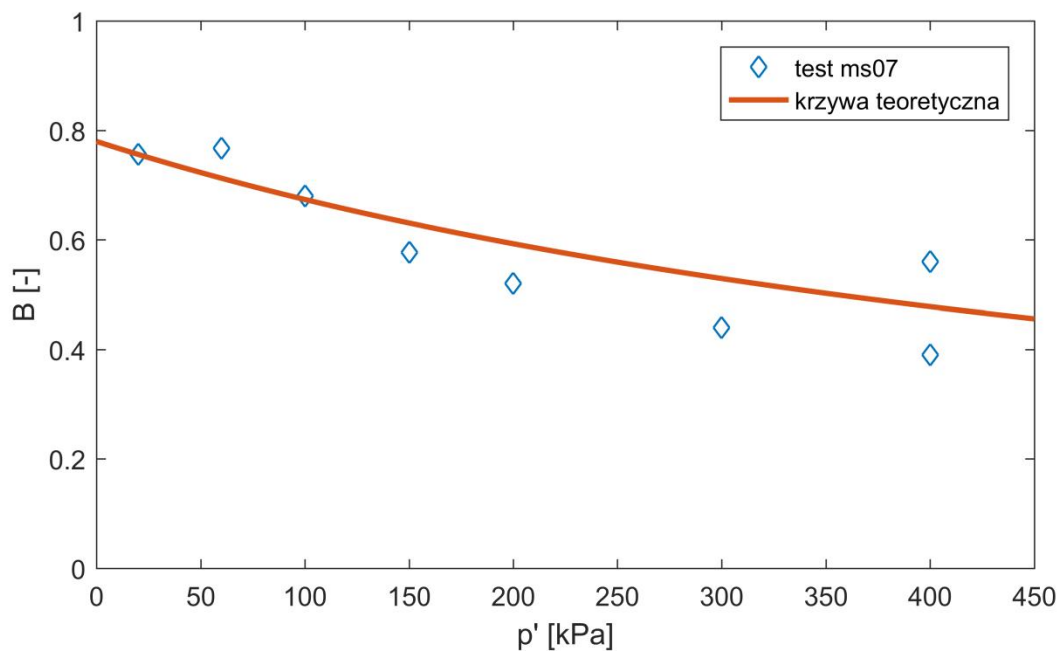
Powszechnie zakłada się, że stan pełnego nasycenia gruntu osiągnięty zostaje, gdy wartość parametru Skemptona B, pomierzonego przy średnim naprężeniu efektywnym $p' \cong 20$ kPa, przekroczy wartość 0.96. Gdy jednak za pomocą parametru B mamy określać stan nasycenia gruntu odbiegający od pełnego, należy uwzględnić wpływ stanu naprężenia.

W celu weryfikacji założeń teoretycznych wykonana została seria dwóch badań w aparacie trójosiowego ściskania na rekonstruowanych próbkach osadów OZM50 o kontrolowanym nasyceniu. Celem testów było pokazanie, jak zmienia się parametr Skemptona B podczas izotropowej konsolidacji.

W czasie badania mierzono zmiany parametru B w funkcji ciśnienia konsolidującego $\sigma'_3 = p'$. Wyniki wraz z teoretyczną predykcją zachowania się parametru B (w oparciu o wzór (2.30) i wartości κ_s wyznaczone w testach trójosiowych) przedstawiono na rys. 3.28 i rys. 3.29, odpowiednio dla wysokich wartości parametru B – test ms10, i średnich wartości – test ms07.



Rys. 3.28. Zmiana parametru B wraz z średnim naprężeniem efektywnym [ms10].



Rys. 3.29. Zmiana parametru B wraz z średnim naprężeniem efektywnym [ms07].

Powyższe wykresy wyraźnie pokazują, że w trakcie izotropowej konsolidacji następuje spadek wartości parametru Skemptona B wraz ze wzrostem średniego naprężenia efektywnego.

3.8. Eksperymentalne wyznaczenie wartości stopnia nasycenia w teście trójosiowego ściskania

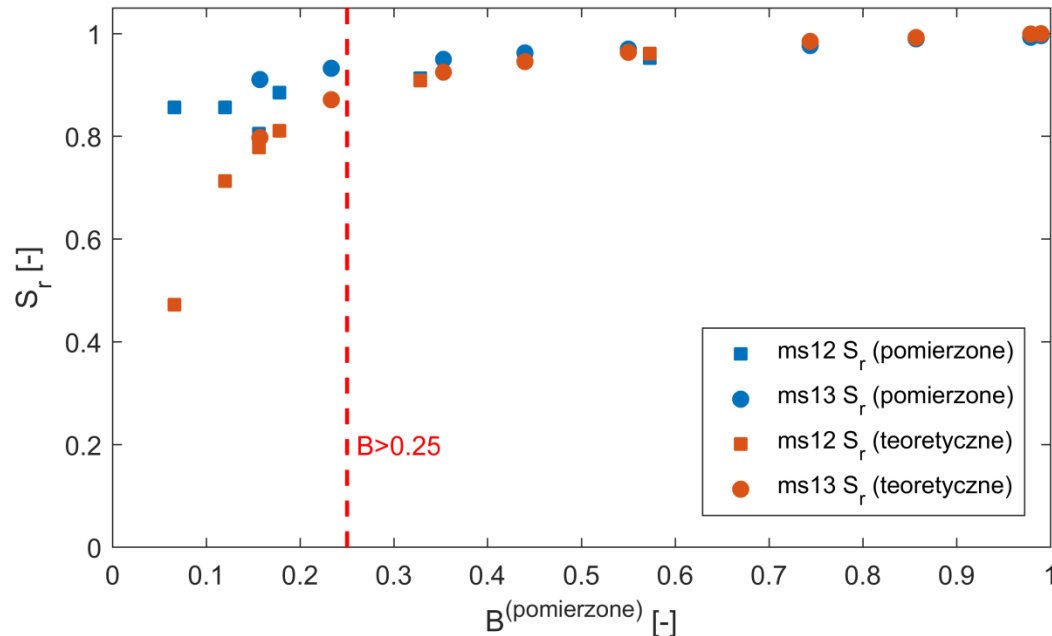
Stopień nasycenia zdefiniowany i opisany został w pkt. 2.2, gdzie zaakcentowano trudności w jego bezpośrednim pomiarze w trakcie prowadzenia badań w aparacie trójosiowego ściskania. W warunkach trójosiowych jest to możliwe przy ścisłej kontroli geometrii próbki (lokalne czujniki przemieszczeń, bardzo staranny pomiar początkowych wymiarów), ilości wody wpompowywanej do porów i wynikającej z tego zmiany ciśnienia porowego (dokładność czujnika pomiaru objętości za pomocą kontrolera ciśnienia – 1 mm³). Podczas takiego bezpośredniego pomiaru wykorzystać można zależność (2.4) wiążącą zmianę objętości cieczy w porach ze zmianą ciśnienia porowego, jaką wywołała.

Stopień nasycenia może być też obliczony teoretycznie (określony w sposób pośredni) na podstawie pomierzonego doświadczalnie parametru Skemptonu B. Wykorzystuje się w tym przypadku relacje odwrotną do wzoru (2.31) określającego zależność B od S_r . Sprawdzenie skuteczności takiej metody określania stopnia nasycenia jest niezwykle istotne, gdyż ma duże znaczenie przy modelowaniu zachowania się ośrodka nie w pełni nasyconego.

W celu porównania bezpośredniej i pośredniej metody określania stopnia nasycenia przeprowadzone zostały eksperymenty w aparacie trójosiowym (testy ms12 i ms13). Badanym gruntem były osady poflotacyjne OZM50, dla których wyznaczono wcześniej ściśliwość aksjatorową występującą we wzorze (2.31) (opis doświadczeń w pkt. 3.6.1). W początkowych etapach nasączania próbek wodą proces ten odbywał się bardzo powoli powodując powolne i w miarę równomierne wypychanie pozostających w porach pęcherzyków powietrza. Wyższe stopnie nasycenia uzyskiwane były w wyniku zwiększania ciśnienia wyrównawczego. W trakcie eksperymentu dokonywano również pomiarów parametru Skemptonu B na poszczególnych poziomach nasycenia.

Na rys. 3.30 przedstawiono stopnie nasycenia pomierzone bezpośrednio (wzór (2.4)) i wyznaczone dla odpowiednich, pomierzonych parametrów Skemptonu B (relacja odwrotna do wzoru (2.31)). Dla wartości parametru Skemptonu $B > 0.25$ wyniki uzyskane obiema metodami są zgodne, poniżej tej wartości stopnie nasycenia

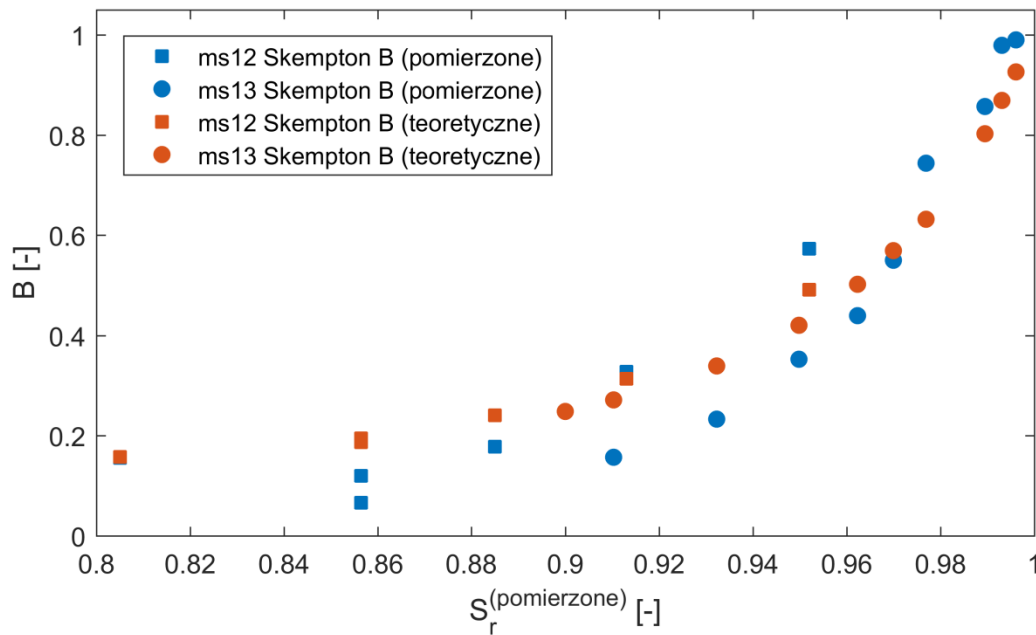
uzyskane teoretycznie są mniejsze od wartości pomierzonych, lecz w modelowaniu, jak i eksperymentach ośrodki o tak niskim B wykazują zachowanie niemalże identyczne z gruntem suchym.



Rys. 3.30. Stopnie nasycenia wyznaczone bezpośrednio i pośrednio.

Otrzymane wyniki można przedstawić w sposób odwrotny, porównując teoretyczny parametr B uzyskany na podstawie pomierzonego stopnia nasycenia z parametrem rzeczywiście pomierzonym, co zostało przedstawione na rys. 3.31. Widoczne jest, że dla $S_r > 0.8$, a więc dla zakresu niepełnego nasycenia, który to zakres jest głównym przedmiotem niniejszej pracy, wyniki eksperymentu są praktycznie zgodne z predykcją teoretyczną.

Wyniki przeprowadzonych doświadczeń potwierdzają prawdziwość teoretycznej zależności między stopniem nasycenia a parametrem Skemptonia B , prezentowanej na rys. 2.7 i rys. 2.8. Przedstawione wyniki dowodzą również, iż można w modelowaniu stosować zaproponowaną metodę pośredniego wyznaczenia stopnia nasycenia na podstawie pomiaru parametru Skemptonia B .



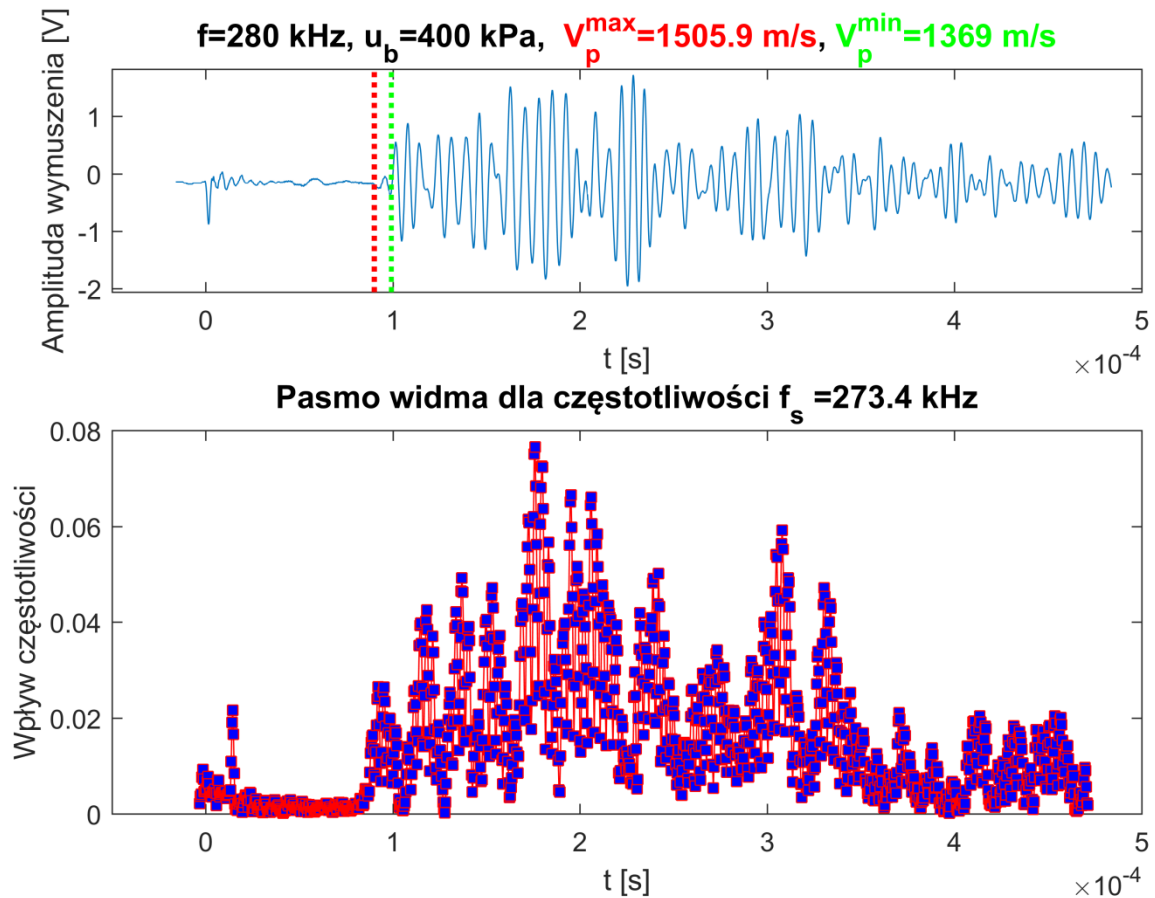
Rys. 3.31. Porównanie parametrów Skempton B pomierzonych eksperymentalnie i obliczonych teoretycznie.

3.9. Zależność prędkości fali podłużnej od stanu nasycenia

3.9.1. Analiza spektrograficzna wyników

W przeprowadzanych badaniach laboratoryjnych mierzono również prędkości przejścia przez próbkę podłużnej fali sejsmicznej wykorzystując do tego celu elementy piezoelektryczne. Wartości te uzyskiwano rejestrując przebiegi czasowe sygnału na odbiorniku umieszczonym w podstawie próbki, podczas gdy nadajnik znajdował się w górnej jej części. Aby ustalić prędkość przejścia fali, przy znanej wysokości próbki, potrzebny jest czas, w jakim fala ją przebywa. W celu identyfikacji czasu przejścia fali przez próbkę dokonana została analiza spektrograficzna poszczególnych sygnałów. Przykładowy przebieg fali przedstawia rys. 3.32. Moment dojścia fali do odbiornika określany był na podstawie pojawienia się w widmie częstotliwościowym odpowiedzi, składowej o częstotliwości odpowiadającej fali wygenerowanej na piezoelemencie będącym nadajnikiem. Czas minimalny (odpowiadający maksymalnej prędkości, na rysunku kolor czerwony) jest związany z pojawieniem się pierwszych symptomów zaburzenia w widmie częstotliwościowym, natomiast czas maksymalny (prędkość minimalna, kolor zielony) z pierwszym ekstremum lokalnym tegoż widma. Prędkość średnia pokazana na rys. 3.33 i rys.

3.34 jest średnią arytmetyczną z prędkości maksymalnych i minimalnych wyznaczonych dla wszystkich analizowanych w danym etapie badania częstotliwości.



Rys. 3.32. Przykładowa analiza sygnału dla badania ms13.

Próbkowanie sygnału otrzymanego z oscyloskopu wynosiło $T = 4 \cdot 10^{-7} \text{ s}$, okno zaś, na jakim dokonywano transformacji, wynosiło $N_{FFT} = 128$.

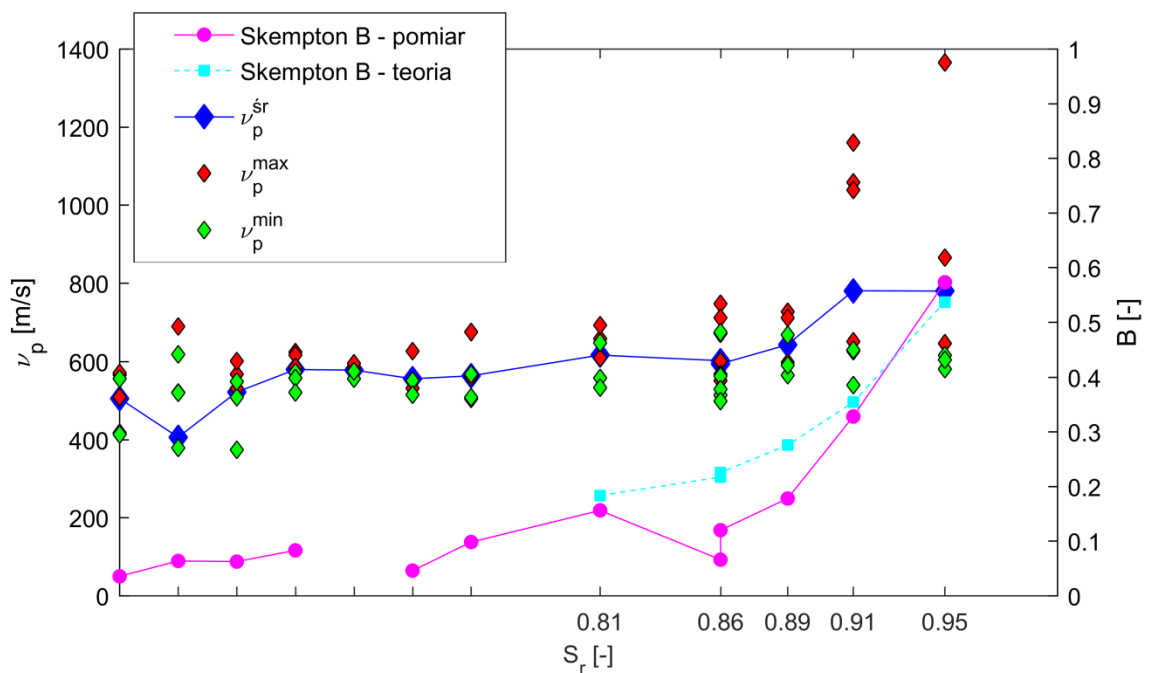
3.9.2. Korelacja prędkości fali podłużnej z stopniem nasycenia i parametrem Skempton B

W pkt. 2.6 przedstawiono wyniki pomiarów prędkości przejścia fali podłużnej metodami *cross-hole* (rys. 2.11), na których widoczny jest gwałtowny wzrost prędkości rozchodzenia się fali podłużnej na przypuszczalnej granicy strefy pełnego nasycenia.

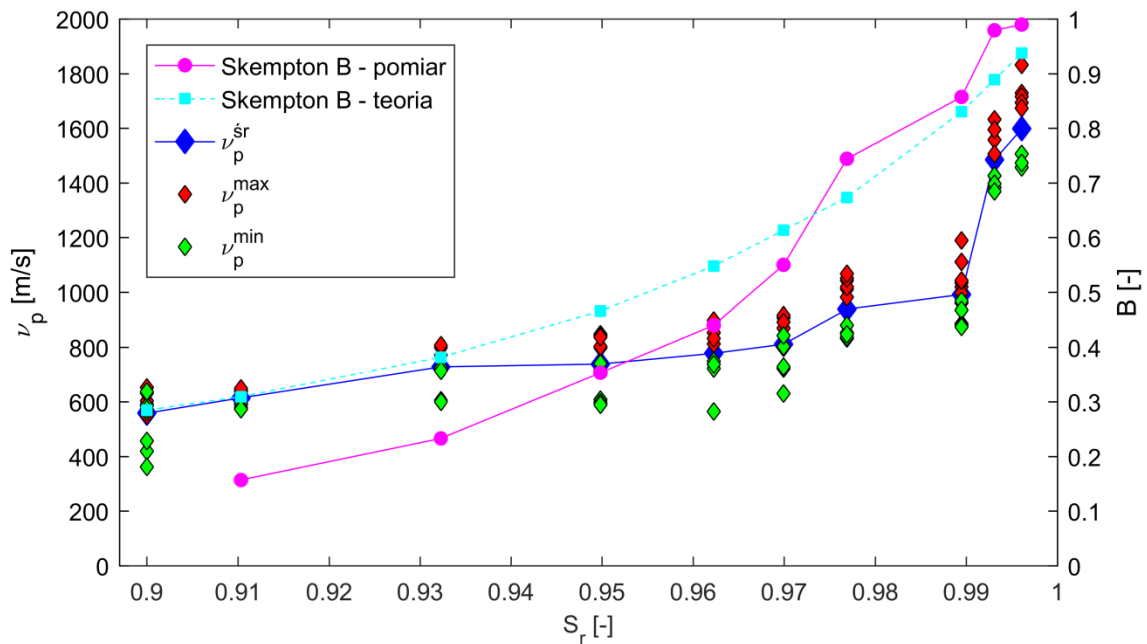
Przeprowadzone zostały badania w aparacie trójosiowego ściskania z pomiarem prędkości przejścia fal sejsmicznych, mające na celu identyfikację podobnego zjawiska w laboratorium oraz próbę korelacji prędkości fali podłużnej ze stopniem nasycenia i parametrem Skempton B. Polegały one na stopniowym zwiększaniu

nasylenia i pomiarach parametru Skempton B oraz prędkości rozchodzenia się fali podłużnej v_p . W pierwszych fazach eksperymentu nasylenie zwiększane było poprzez przemywanie próbki wodą i wypłukiwanie pęcherzyków powietrza, w kolejnych natomiast poprzez zwiększanie wartości ciśnienia wyrównawczego.

Rys. 3.33 i rys. 3.34 przedstawiają wyniki doświadczeń odpowiednio dla średnich i wysokich wartości stopnia nasylenia. W pierwszym wypadku (badanie ms12) obejmują one również fazę przesączania wody przez próbkę z umożliwiającym odpływem, co uniemożliwiło określenie dokładnych stopni nasylenia. W obu badaniach utrzymywano średnie naprężenie efektywne na poziomie $p' = 20$ kPa. Skonfrontowano również pomierzone doświadczalnie wartości parametru Skempton B (kolor fioletowy) z teoretycznymi uzyskanymi poprzez zależność (2.31) na bazie pomierzonych stopni nasylenia (kolor błękitny).



Rys. 3.33. Prędkość rozchodzenia się fali podłużnej dla średnich S_r [ms12].



Rys. 3.34. Prędkość rozchodzenia się fali podłużnej dla wysokich S_r [ms13].

Wyniki doświadczeń wskazują, iż istotnie gwałtowny skok wartości prędkości przejścia fali podłużnej towarzyszy osiągnięciu stopnia nasycenia bliskiego jedności. W zakresie niskich stopni nasycenia jednak zakres zmian prędkości jest niewielki.

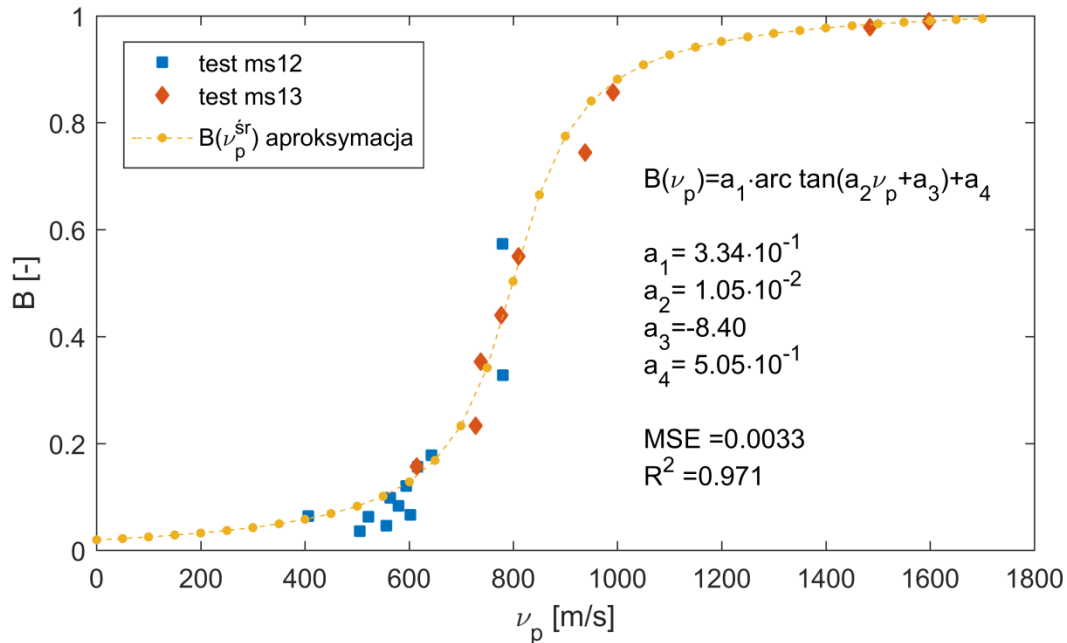
Analogiczna sytuacja zachodzi dla relacji parametru Skempton B z prędkością rozchodzenia się fali podłużnej (rys. 3.35).

Wyniki badań pokazane na rys. 3.35 aproksymowano metodą najmniejszych kwadratów wspólną funkcją trygonometryczną \arctan o postaci:

$$B(v_p) = a_1 \arctan(a_2 v_p + a_3) + a_4, \quad (3.13)$$

gdzie: $a_1 = 0.334$, $a_2 = 0.0105$, $a_3 = -8.40$, $a_4 = 0.505$.

Liczbę parametrów w funkcji (3.13) można zmniejszyć kosztem niewielkiej utraty dokładności przyjmując w miejsce parametrów a_1 i a_4 stałe wartości odpowiednio $1/\pi$ i 0.5 wynikające z analitycznych przekształceń funkcji \arctan .



Rys. 3.35 Aproksymacja zmian parametru Skemptona B wraz z prędkością fali podłużnej.

3.10. Badania na próbkach NNS

W celu sprawdzenia, jak zachowują się grunty nie w pełni nasycone w stanie naturalnym przeprowadzone zostały badania na próbkach o nienaruszonej strukturze (NNS) osadów pobranych z OUOW Żelazny Most. Próbki pobrane zostały przez KGHM S.A. i przekazane do celów naukowych na potrzeby niniejszej pracy. Wykonane zostały trzy doświadczenia (ms16, ms17 i ms18), w tym dwa w stanie wilgotności odpowiadającemu stanowi naturalnemu i jedno w stanie zwiększonego nasycenia.

3.10.1. Metoda poboru i typ próbek

Badane próbki pobrane zostały z masywu odpadów poflotacyjnych OUOW Żelazny Most. Wykorzystano do tego celu próbnik typu *push-gel sampler*, który pozwala na pobór próbek gruntów niespoistych o nienaruszonej strukturze z głębokości nawet kilkudziesięciu metrów. Możliwe jest to dzięki powłoce ze specjalnego żelu, którą otulona jest próbka wewnątrz próbnika.

Do dyspozycji autora dostępne były dwie próbki, pobrane z głębokości od 17 do 21 m p.p.t., o numerach CH-XXIII-1E-20-21 oraz CH-XXIII-1E-17-18. Jest to bowiem strefa pomiędzy poziomem zwierciadła wody stwierdzonego pomiarami piezometrycznymi w piezometrach otwartych, a linią pełnego nasycenia wyznaczoną

za pomocą badań geofizycznych w ramach sondowań SCPTU ze stożkiem sejsmicznym. W strefie tej spodziewać się można stanu niepełnego nasycenia (przez analogie do badań SCPTU wykonanych w pobliżu sąsiednich otworów – przykładowe wyniki przedstawiono na rys. 2.11).

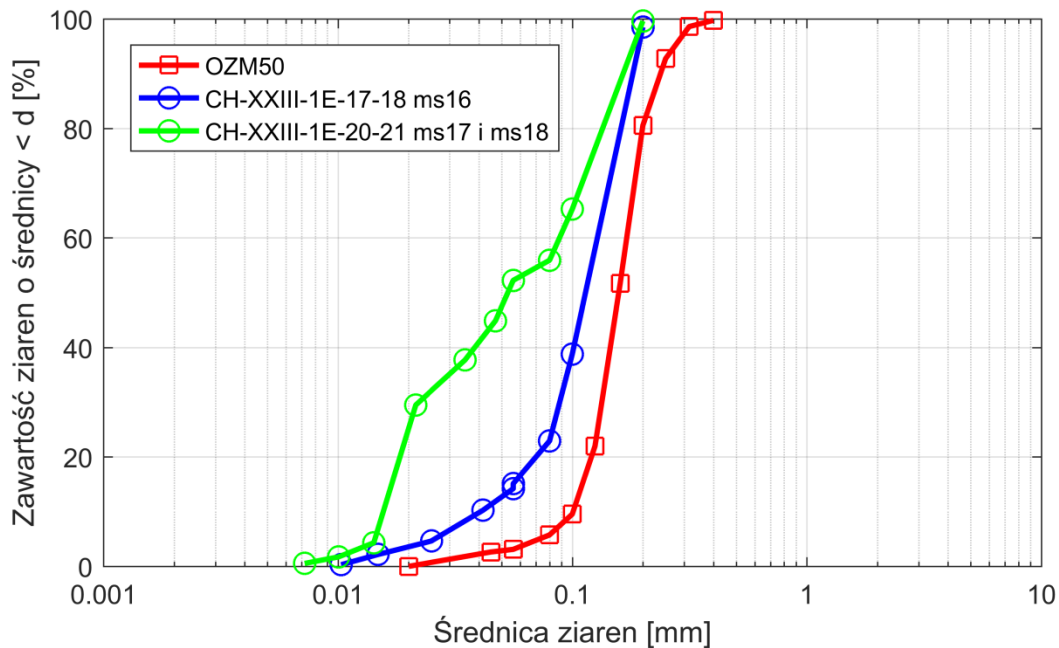
Podczas pobierania próby grunt w otoczce żelu dostaje się do stalowej gilzy długości 1 m i wraz z nią jest transportowany na powierzchnię i dalej do ośrodka laboratoryjnego, tam dopiero jest ponownie wypychany, przycinany i umieszczany w aparacie trójosiowym.

Wykonane zostały trzy badania monotonicznego ścinania na próbkach o nienaruszonej strukturze, co powiodło się, gdyż z gilzy o numerze CH-XXIII-1E-20-21 wykrojono materiał wystarczający do przeprowadzenia dwóch badań (ms17 i ms18).

3.10.2. Charakterystyka osadów

Badane osady pochodzą z tego samego obiektu co osady OZM50, różnice zachodzą w składzie granulometrycznym, co implikuje również inne parametry wytrzymałościowe i fizyczne. Wszystkie uwagi dotyczące charakteru i pochodzenia osadów odnoszące się do osadów OZM50 i przedstawione w punkcie 3.3.1 są słuszne również dla omawianych gruntów. Porównanie krzywych uziarnienia poszczególnych próbek z osadami OZM50 przedstawia rys. 3.36, zaś wybrane najistotniejsze charakterystyki fizyczne osadów pobranych w próbkach NNS zestawiono w tab. 3.9.

Na podstawie rys. 3.36 i danych zebranych w tabelach (tab. 3.1 i tab. 3.9) widać, że próbki NNS są zdecydowanie bardziej drobnoziarniste, podczas gdy osady OZM50 są charakteryzowane jako piasek drobny, próbka CH-XXIII-1E-17-18 stanowi piasek pylasty, a próbka oznaczona symbolem CH-XXIII-1E-20-21 jest pyłem piaszczystym.



Rys. 3.36. Krzywe przesiewu próbek NNS w porównaniu z osadami OZM50.

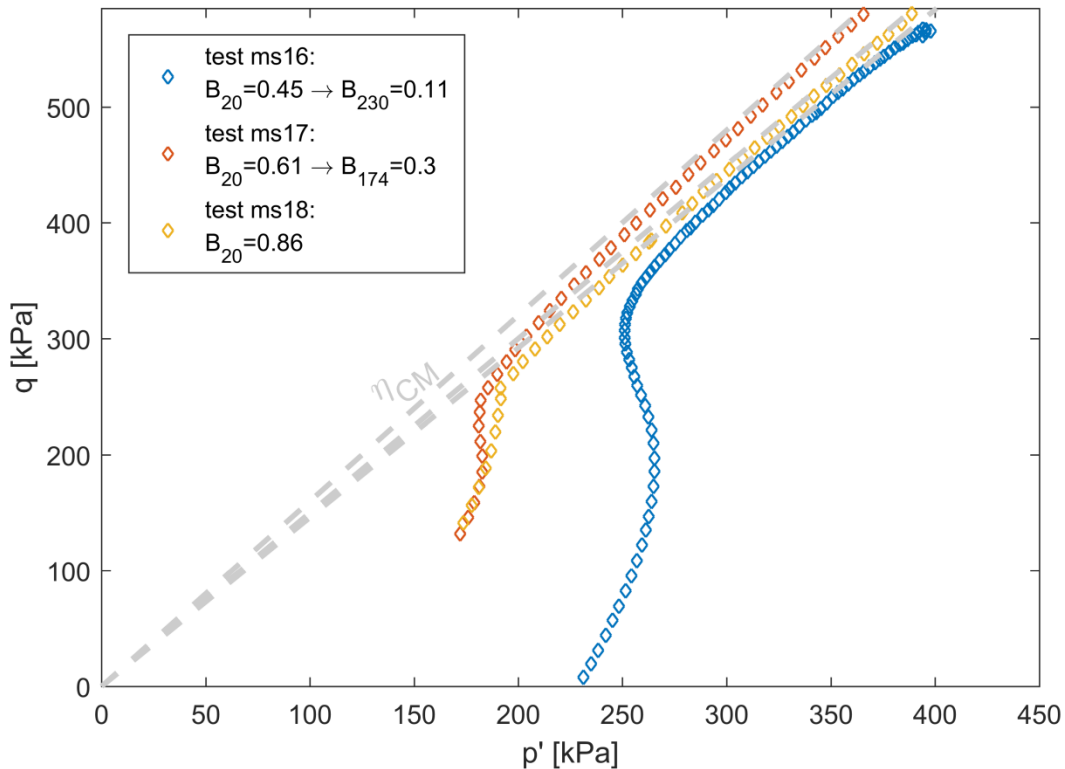
Tab. 3.9. Wybrane charakterystyki fizyczne osadów poflotacyjnych.

CH-XXIII-1E-17-18							
ρ_s	ρ_{min}	ρ_{max}	e_{min}	e_{max}	d_{50}	$d<0.075mm$	SFR
[g/cm ³]	[g/cm ³]	[g/cm ³]	[-]	[-]	[mm]	[%]	[-]
2.807	1.22	1.66	0.688	1.302	0.118	21.3	3.69
CH-XXIII-1E-20-21							
ρ_s	ρ_{min}	ρ_{max}	e_{min}	e_{max}	d_{50}	$d<0.075mm$	SFR
[g/cm ³]	[g/cm ³]	[g/cm ³]	[-]	[-]	[mm]	[%]	[-]
2.730	1.241	1.639	0.666	1.199	0.053	55.1	0.81

3.10.3. Ścinanie próbek NNS

W trakcie tej serii badań podjęto próbę odwzorowania warunków, w jakich grunt znajdował się w podłożu, z którego został pobrany. Ścinanie próbek NNS, których średnica wynosiła 72 mm, przeprowadzono w aparacie trójosiowym przedstawionym w pkt. 3.1.2. Wszystkie próbki konsolidowane były w taki sposób, aby przyłożone efektywne naprężenie pionowe odpowiadało temu panującemu na głębokości zalegania. W przypadku doświadczenia ms16 przeprowadzono izotropową konsolidację, a następnie ścinanie w warunkach bez odpływu, przy stałej wartości ciśnienia w komorze aparatu. W przypadku próbek ms17 i ms18 natomiast ścinanie poprzedzono anizotropową konsolidacją wzdłuż ścieżki K_0 . Zaowocowało to

wystąpieniem początkowej wartości dewiatora naprężenia różnej od zera, inaczej niż we wszystkich opisywanych do tej pory przypadkach monotonicznego ścinania. Wyniki doświadczeń przedstawione zostały na rys. 3.37.



Rys. 3.37. Ścinanie próbek NNS.

We wszystkich badaniach osady ujawniły silnie dylatywny charakter. Mimo że wszystkie próbki pobrane zostały z jednego otworu w odstępach nie przekraczających dwu metrów, zaobserwowane zostały różnice w położeniu powierzchni plastyczności poszczególnych próbek, dla testu ms16 η_{CM} wyniosło 1.46, podczas gdy dla testów ms17 i ms18 odpowiednio η_{CM} wyniosło 1.6 i 1.5.

4. Model teoretyczny

Półempiryczny model przyrostowy wiążący zmiany objętości gruntu suchego wywołane zadaniem obciążeniem z ciśnieniem porowym, które jest generowane w ośrodku nawodnionym w warunkach bez odpływu, został zaproponowany przez Sawickiego i Świdzińskiego w (Sawicki & Świdziński, 2010). Opisuje on zarówno generację ciśnienia porowego, jak i zmiany objętościowe gruntu suchego, odnosił się jednak tylko do ośrodków suchych lub w pełni nawodnionych.

Należy przy tym zauważyć, że w warunkach bez odpływu wody z porów równanie przyrostowe opisujące generację ciśnienia porowego zaproponowane przez Sawickiego i Świdzińskiego w (Sawicki & Świdziński, 2007) ma postać równania wyprowadzonego przez (Skempton, 1954), danego równaniem (4.1):

$$\Delta u = B \left[\Delta p + A \frac{(3A - 1)}{3} \Delta q \right], \quad (4.1)$$

gdzie stałe A i B są współczynnikami odpowiadającymi za wzrost ciśnienia porowego w wyniku odpowiednio obciążenia dewiatorowego q i aksjatorowego p .

Do analizy zachowania się gruntów nie w pełni nasyconych zastosowano model zaproponowany przez Świdzińskiego, w (Świdziński, 2015) oraz (Świdziński, et al., 2018), który został następnie zmodyfikowany przez autora niniejszego opracowania. Wprowadzone modyfikacje miały na celu uzyskanie lepszego dopasowania predykcji teoretycznych do wyników badań eksperymentalnych, szczególnie dla niskich wartości parametru Skemptona B . Prezentowana metoda modelowania pozwala prognozować zachowanie się gruntu w pełnej gamie stopni nasycenia (czy wartości parametru Skemptona B).

4.1. Postać ogólna

Model przyrostowy dla gruntów suchych lub całkowicie nawodnionych (Sawicki & Świdziński, 2010) prognozuje zmiany odkształceń objętościowych ośrodka poprzez superpozycje wpływów niezmienników tensora naprężenia: dewiatora i części kulistej (aksjatora):

$$d\varepsilon_v = M dp' + N d\eta, \quad (4.2)$$

gdzie funkcje M i N opisują wpływ poszczególnych wyizolowanych stanów:

$$M = \frac{d\varepsilon_v}{dp'}, \quad (4.3)$$

$$N = \frac{d\varepsilon_v}{d\eta}. \quad (4.4)$$

W praktyce mogą być one utożsamiane ze ściśliwością aksjatorową (izotropową) i dewiatorową szkieletu gruntowego (Świdziński, et al., 2018) prezentowanymi w pkt. 2.3. W tym przypadku część aksjatorowa została wyrażona poprzez współczynnik naprężenia η , z wykorzystaniem związku (2.10). W modelowanym przypadku gruntów nie w pełni nasyconych zakłada się, że warunek (2.28) mówiący o równości potencjalnych przyrostów objętości struktury szkieletu gruntowego i przestrzeni porowej pozostaje w mocy $\Delta V_p = \Delta V_s$. Porowatość łączy objętość porów i struktury szkieletu:

$$V_p = nV_s. \quad (4.5)$$

Odpowiednie zmiany odkształceń przestrzeni porowej i struktury szkieletu gruntowego wynoszą:

$$d\varepsilon_v^f = -\frac{\Delta V_p}{V_p} = -n \frac{\Delta V_s}{V_s}, \quad (4.6)$$

$$d\varepsilon_v^s = -\frac{\Delta V_s}{V_s}. \quad (4.7)$$

Na mocy (2.28) i (4.5) z (4.6) i (4.7) wynika, że:

$$d\varepsilon_v^s = n d\varepsilon_v^f. \quad (4.8)$$

Ściśliwość płynu porowego została określona w pkt. 2.4. Ze wzoru (2.14) wynika, że przyrost odkształceń płynu porowego można zapisać jako:

$$d\varepsilon_v^f = \kappa_f du. \quad (4.9)$$

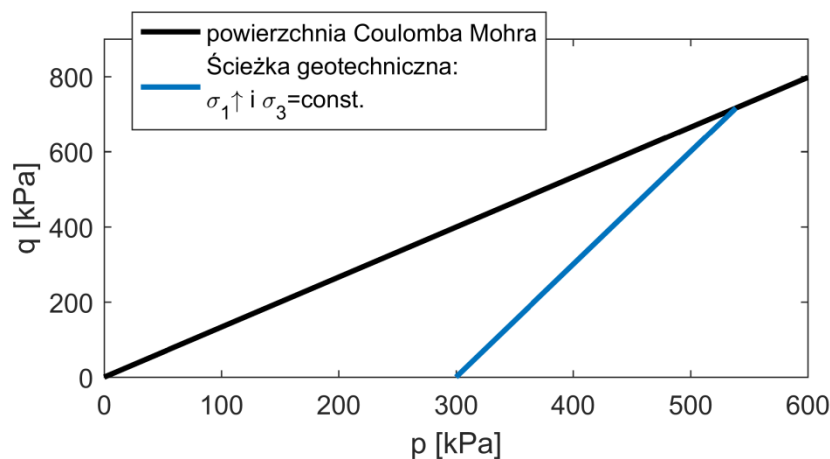
Po podstawieniu wzorów (2.9), (2.11) i (4.9) do równania (4.2) otrzymujemy ogólne równanie modelu:

$$n\kappa_f du = \kappa_s^{p'} dp' + \kappa_s^\eta d\eta, \quad (4.10)$$

które pozwala na opis zmian ciśnienia porowego wywołane obciążeniem w warunkach trójosiowego ściskania bez odpływu wody z porów.

4.2. Ścinanie w aparacie trójosiowego ściskania

Badania laboratoryjne w warunkach trójosiowego ściskania prowadzone są zazwyczaj przy stałym ciśnieniu w komorze aparatu trójosiowego, $\sigma_3 = \text{const}$. Jest to tak zwana „standardowa geotechniczna ścieżka naprężenia”, która w przestrzeni naprężeń całkowitych przedstawiona została na rys. 4.1. Jest najpopularniejszą, najprostszą, i mimo iż współczesne aparaty pozwalają na realizację bardzo różnorodnych schematów obciążenia, wciąż najczęściej stosowaną ścieżką naprężenia.



Rys. 4.1. „Ścieżka geotechniczna” przedstawiona w naprężeniach całkowitych.

Równanie (4.10) zawiera trzy zmienne i nie najlepiej nadaje się do rozwiązania metodami numerycznymi. Dla omawianej ścieżki naprężenia możliwa jest jednak eliminacja jednej z niewiadomych (Świdziński, et al., 2018).

Ponieważ dewiator i aksjator naprężenia definiowane są następująco:

$$q = \sigma_1 - \sigma_3, \quad (4.11)$$

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 - 2\sigma_3), \quad (4.12)$$

zaś w rozważanym przypadku:

$$\sigma_3 = \text{const.} \rightarrow d\sigma_3 = 0, \quad (4.13)$$

można więc zapisać, że:

$$dq = d\sigma_1, \quad (4.14)$$

$$dp = \frac{1}{3}d\sigma_1. \quad (4.15)$$

Stąd:

$$dp = \frac{1}{3} dq. \quad (4.16)$$

Z przekształcenia i zróżniczkowania równania (2.10) otrzymujemy:

$$dq = d(\eta \cdot p') = d\eta p' + dp' \eta. \quad (4.17)$$

Przekształcenie i zróżniczkowanie podstawowego równania wiążącego średnie naprężenia efektywne i całkowite (1.1) prowadzi do zależności:

$$du = dp - dp'. \quad (4.18)$$

Po podstawieniu (4.16) i (4.17) do (4.18) otrzymujemy równanie uzależniające przyrost ciśnienia porowego jedynie od dwu pozostałych niewiadomych równania (4.10):

$$du = \frac{1}{3} (d\eta p' + dp' \eta) - dp'. \quad (4.19)$$

Podstawiając (4.19) do (4.10) po uporządkowaniu otrzymujemy:

$$\frac{dp'}{d\eta} = \frac{n\kappa_f p' - 3\kappa_s^\eta}{3(\kappa_s^{p'} + n\kappa_f) - n\kappa_f \eta}. \quad (4.20)$$

Scałkowanie równania (4.20) pozwala na uzyskanie ścieżki naprężenia w przestrzeni (p', η) (Świdziński, et al., 2018), z której do przestrzeni (p', q) można przejść poprzez zależność (2.10).

Równanie (4.20) było w niniejszej rozprawie rozwiązywane numerycznie. W kolejnych krokach realizowane były przyrosty stanu naprężenia reprezentowane przez zmianę parametru η zgodnie z równaniem (4.21):

$$\eta_{m+1} = \eta_m + \Delta\eta. \quad (4.21)$$

W każdym przebiegu iteracji aktualizowane były poszczególne elementy rozwiązania, takie jak: wartości funkcji ściśliwości szkieletu $\kappa_s^{p'}$ i κ_s^η , dewiator q , średnie naprężenie efektywne p' , ciśnienie porowe u oraz stopień nasycenia S_r , w oparciu o który ustalana była ściśliwość płynu porowego κ_f .

Dane wejściowe do obliczeń stanowią: początkowe średnie naprężenie efektywne, dewiator naprężenia, ciśnienie porowe oraz stopień nasycenia. W rozwiązaniu numerycznym początkowy stan nasycenia określany jest przez wartość stopnia nasycenia S_r . W przypadku, w którym znana jest jedynie wartość parametru Skemptonu B, a tak dzieje się np. w przypadku badań laboratoryjnych

w aparacie trójosiowego ściskania, należy skorzystać z zależności wiążącej stopień nasycenia i parametr Skemptona B (4.22), powstałej w wyniku przekształceń algebraicznych po podstawieniu relacji (2.21) do związku (2.30):

$$S_r = \frac{1 - B \cdot \frac{\kappa_s^{p'}}{n} - \kappa_a}{\kappa_w - \kappa_a}, \quad (4.22)$$

gdzie $\kappa_s^{p'}$ odpowiada temu samemu p' dla którego wyznaczone jest B.

Przedstawiony model teoretyczny pozwala na uzyskanie predykcji zachowania się gruntu nie w pełni nasyconego poddanego ścinaniu w warunkach bez odpływu dla pełnego zakresu stanów nasycenia: od całkowicie suchego do całkowicie nawodnionego.

4.3. Modyfikacje wprowadzone do modelu

Modyfikacje wprowadzone do pierwotnego modelu obejmują przede wszystkim zastosowanie pełnej formuły określającej ściśliwość płynu porowego, uwzględniającej rzeczywisty stopień nasycenia gruntu, równanie (2.21). W odróżnieniu od pierwotnego modelu ściśliwość płynu porowego κ_f jest funkcją stopnia nasycenia, a nie jak poprzednio parametru Skemptona B. Warunkiem brzegowym w obliczeniach jest więc wartość stopnia nasycenia wyznaczona na podstawie pomierzonego parametru B poprzez zależność (2.31). Powoduje to, iż w każdym kroku obliczeniowym wartość stopnia nasycenia się zmienia. Dla nie w pełni nasyconego ośrodka kontraktywnego wraz z postępowaniem ścinania w warunkach bez drenażu stopień nasycenia zwiększa się, natomiast dla gruntu w stanie dylatywnym najpierw lekko zwiększa się, aby później maleć.

Drugą z kluczowych modyfikacji jest zastosowanie funkcji opisującej odciążenie aksjatorowe dla fragmentów ścieżki naprężenia, gdzie przyrost $\Delta p'$ jest ujemny. Wiąże się to z koniecznością eksperymentalnego wyznaczenia parametrów funkcji ściśliwości aksjatorowej przy odciążeniu. Uwzględnienie charakterystyki odciążeniowej ma duże znaczenie, gdyż w warunkach bez drenażu w ośrodku o początkowym stanie kontraktywnym, na skutek generacji ciśnienia porowego średnie naprężenie efektywne szybko maleje, w skrajnym przypadku doprowadzając do upłynnienia ośrodka.

Ponadto opracowano i wprowadzono metodę określania początkowego stopnia nasycenia na podstawie parametru Skemptona B uwzględniającą stan naprężenia, przy jakim został on pomierzony.

4.4. Modelowane ścieżki naprężenia w przestrzeni (p',q)

Opisywany model dokonuje predykcji zachowania się gruntu nie w pełni nasyconego poddanego ścinaniu. W tym rozdziale zaprezentowane zostały ścieżki naprężenia w przestrzeni (p',q) będące efektem jego działania. Aby pokazać w jaki sposób stan nasycenia gruntu wpływa na wynik obliczeń, dla każdego z prezentowanych przypadków przedstawiono kilka ścieżek naprężenia odpowiadających różnym wartościom parametru Skemptona B, obejmującym pełen zakres jego wartości z przedziału od 0 do 1.

Obliczenia przeprowadzono dla dwu omawianych w pracy rodzajów gruntu: osadów poflotacyjnych OZM50 i piasku modelowego Skarpa.

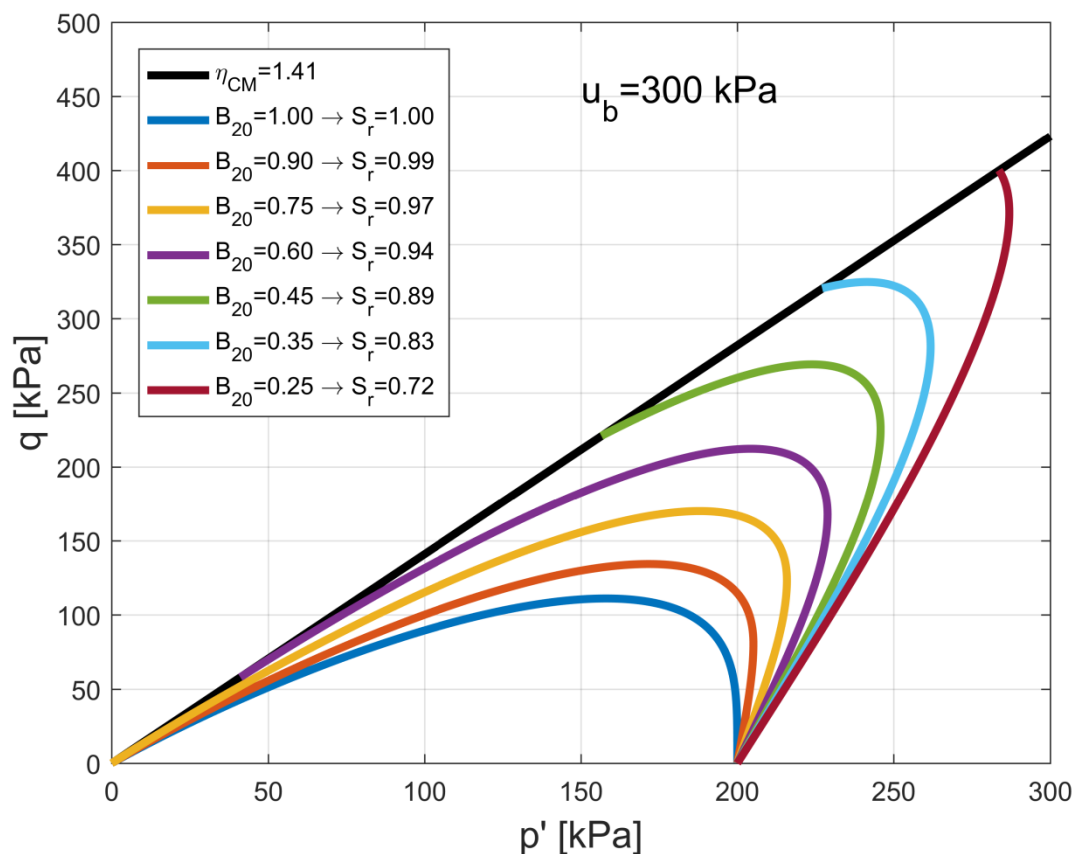
Parametry materiałowe, w tym odpowiednie funkcje ściśliwości potrzebne do przeprowadzenia obliczeń dla osadów OZM50, zostały wyznaczone w rozdziale 3 (Badania laboratoryjne), natomiast dla piasku Skarpa przyjęte na podstawie (Sawicki & Świdziński, 2010) i (Sławińska, 2015) (szczegóły w tab. 3.3 i pkt. 3.3.2). Średnie początkowe naprężenie efektywne dla ścieżek odpowiadających piaskowi Skarpa wynosiło $p'_0 = 200$ kPa, podczas gdy dla odpowiadających osadom poflotacyjnym $p'_0 = 400$ kPa. We wszystkich przypadkach przyjęto ciśnienie wyrównawcze $u_b = 300$ kPa.

Wszystkie obliczenia prezentowane w niniejszej rozprawie przeprowadzono przy użyciu autorskich skryptów napisanych w środowisku programistycznym MatLab, którego licencja udostępniona została przez Centrum Informatyczne Trójmiejskiej Akademickie Sieci Komputerowej (CI TASK).

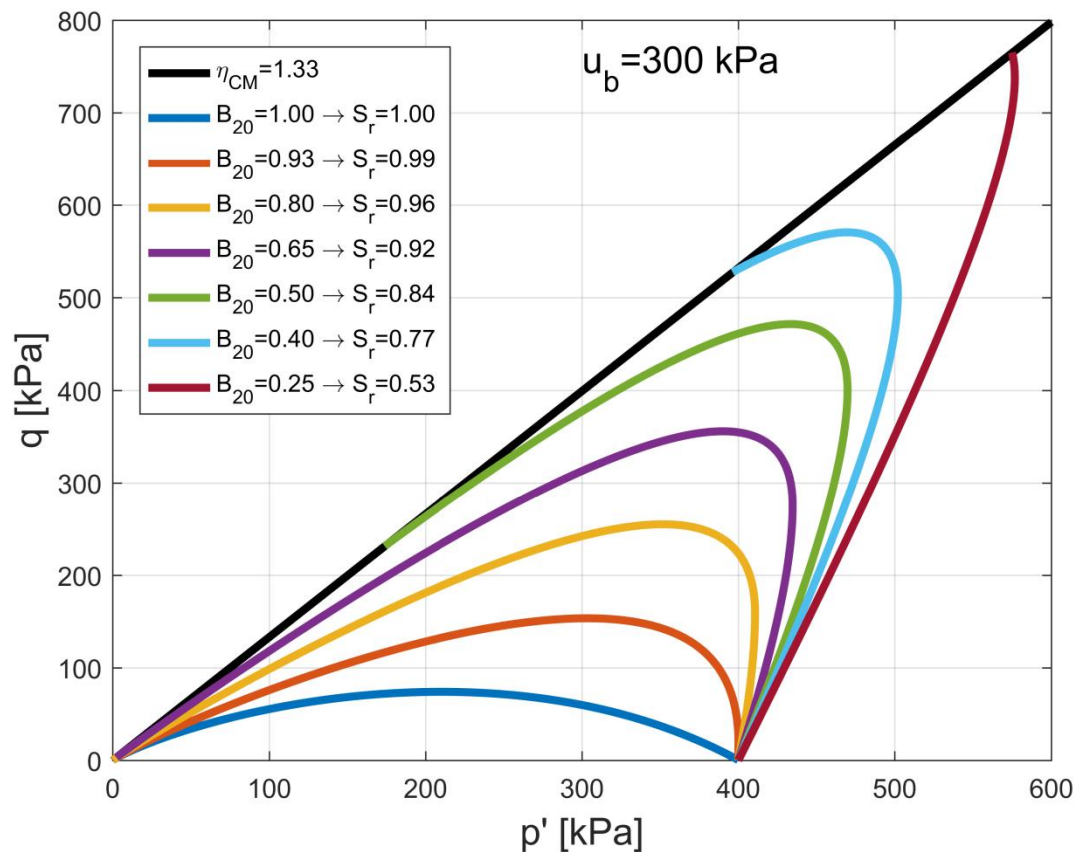
4.4.1. Zachowanie kontraktywne

Kluczowe znaczenie ma zachowanie się gruntów w stanie początkowo kontraktywnym, gdyż w określonych warunkach w stanie pełnego nasycenia mogą się one upłynnić.

Na rys. 4.2 pokazano spektrum wyników teoretycznych dla piasku modelowego Skarpa, dla wartości parametru B_{20} wahających się od 0.25 do 1. Odpowiada to zakresowi początkowych stopni nasycenia S_r od 0.72 do 1. Natomiast rys. 4.3 przedstawia analogiczną sytuację dla osadów poflotacyjnych. Przy takim samym zakresie parametrów B_{20} (między 0.25 a 1) zakres stopni nasycenia S_r wynosi jednak od 0.53 do 1. Wynika to bezpośrednio z różnych ścisłości obu gruntów, z którymi związany jest parametr Skemptona B (patrz wzór (2.30)).



Rys. 4.2. Spektrum modelu dla kontraktywnego piasku Skarpa.

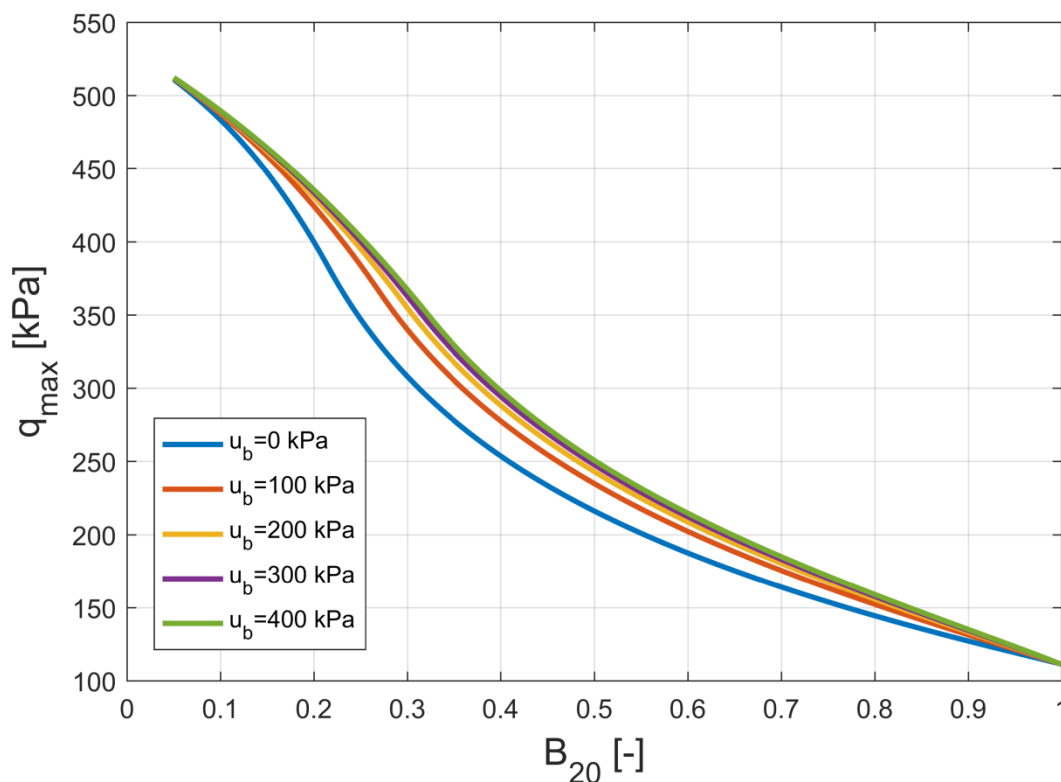


Rys. 4.3. Spektrum modelu dla kontraktywnych osadów poflotacyjnych.

Widać wyraźnie, iż model pokrywa cały dopuszczalny dla ścieżek naprężenia obszar w przestrzeni (p', q) , czyli przestrzeń pomiędzy powierzchnią graniczną Coulomba-Mohra a osią hydrostatyczną. Nawet dla niższych wartości parametru Skemptona B model odtwarza charakter typowego zachowania się nasyconego gruntu kontraktywnego w warunkach bez odpływu przedstawiony na rys. 1.8, jednak wraz ze spadkiem nasycenia rośnie zarówno maksymalny osiągnięty dewiator, jak i rezydualna wytrzymałość na ścinanie.

Na rys. 4.4 i rys. 4.5 pokazano zależność maksymalnych dewiatorów osiągniętych przy modelowaniu ścinania w warunkach trójosiowych odpowiednio piasku Skarpa i osadów poflotacyjnych w zależności od parametru Skemptona B, dla różnych wartości ciśnienia wyrównawczego. Reakcje obu gruntów są zbliżone, a wpływ ciśnienia wyrównawczego wydaje się być niewielki. Należy jednak pamiętać, że ośrodki wykazujące taką samą wartość parametru B przy różnych ciśnieniach wyrównawczych muszą różnić się wartościami stopnia nasycenia. Zależności maksymalnych dewiatorów od stopnia nasycenia uzyskanych w modelowaniu, przy

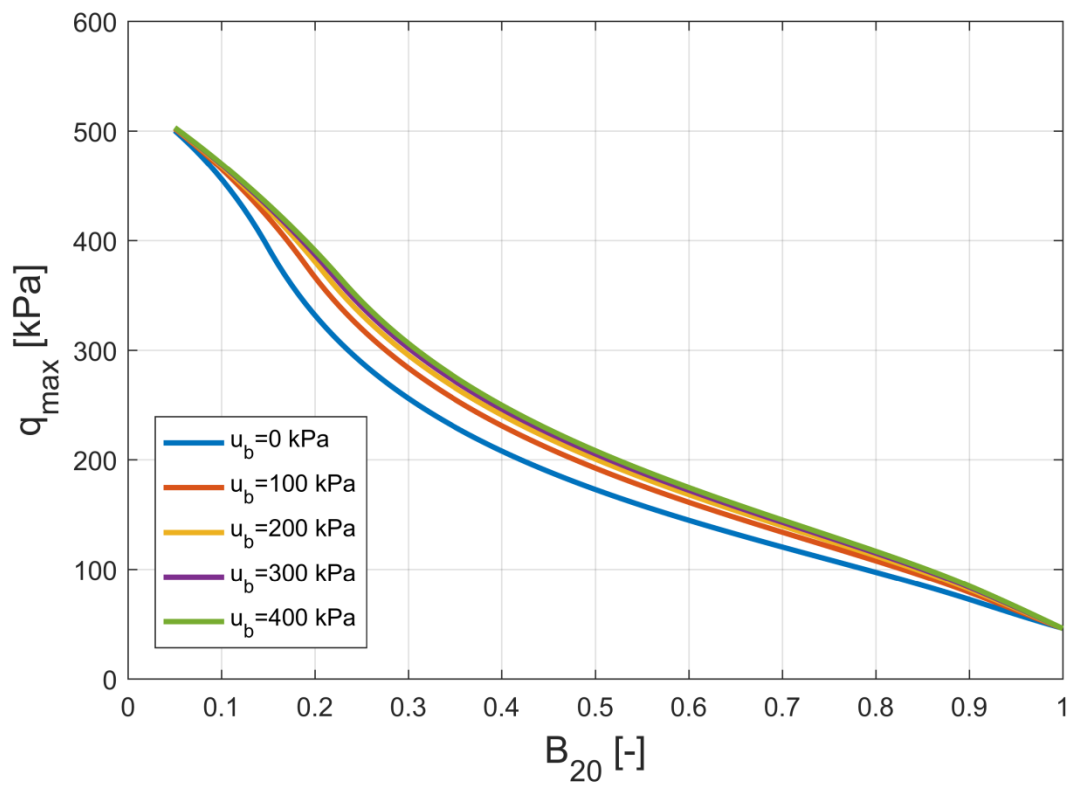
różnych wartościach ciśnienia porowego, przedstawiono na rys. 4.6 i rys. 4.7, odpowiednio dla piasku Skarpa i osadów poflotacyjnych. Wpływ ciśnienia wyrównawczego jest w takim ujęciu wyraźnie większy, niż w przypadku z rys. 4.4 i rys. 4.5.



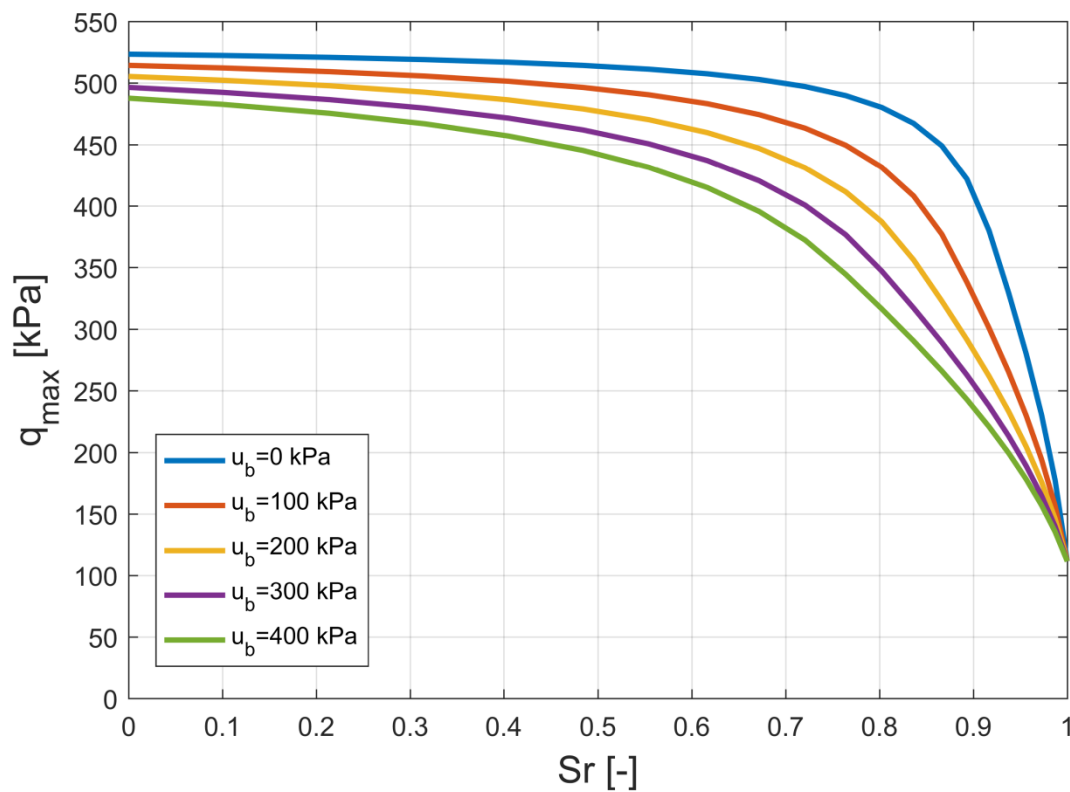
Rys. 4.4. Maksymalny dewiator w funkcji parametru Skemptona B [piasek Skarpa].

Widoczne jest, że dla piasku Skarpa najwyższa zmienność maksymalnego dewiatora ma miejsce w zakresie stopni nasycenia większych niż 0.8, szczególnie dla stosunkowo niskich ciśnień porowych. Aby uzyskać znaczący spadek dewiatora dla stopni nasycenia poniżej 0.8 konieczne jest wysokie ciśnienie płynu w porach rzędu 400 kPa, co odpowiada 40 m słupa wody. Osiągnięcie tak wysokich ciśnień porowych przy niskim stopniu nasycenia jest oczywiście możliwe do uzyskania w laboratorium, jak również do wymodelowania teoretycznego, lecz gdy mówimy o naturalnie występujących gruntach nie w pełni nasyconych jest to po prostu nie fizyczne.

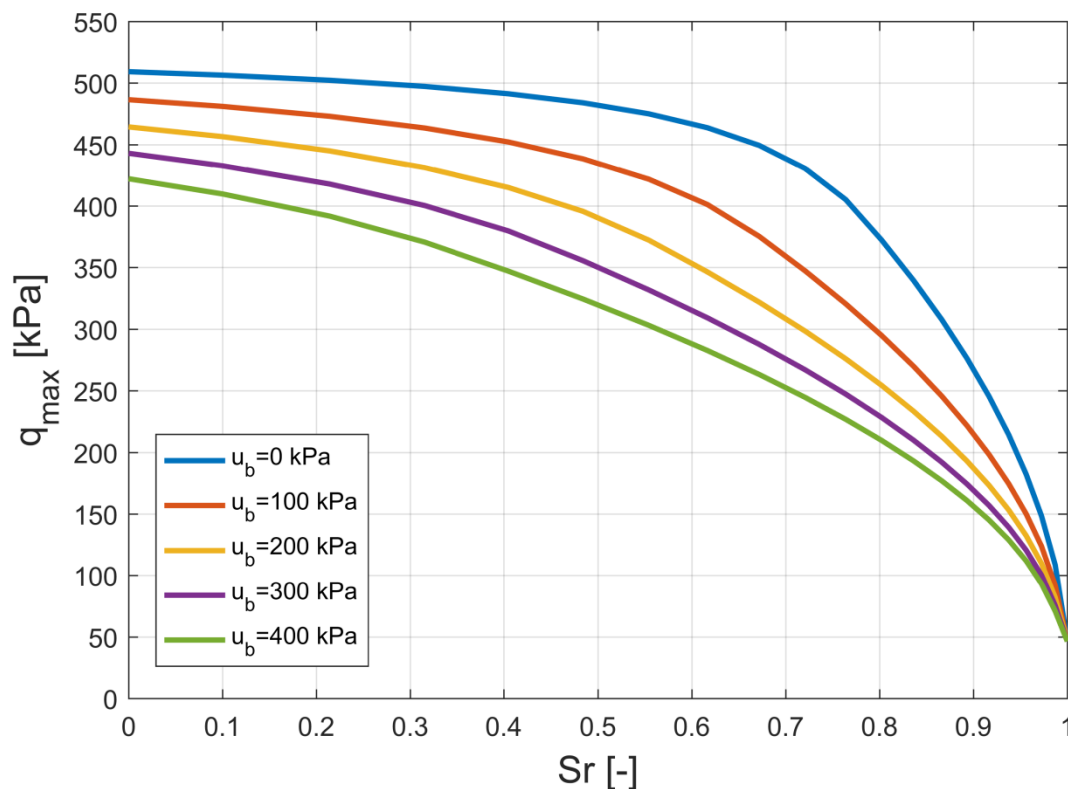
Zaobserwować można również, że dla osadów poflotacyjnych wpływ ciśnienia wyrównawczego jest większy, a istotny spadek dewiatora może dotyczyć nawet ośrodka o stopniu nasycenia ok. 0.7.



Rys. 4.5. Maksymalny dewiator w funkcji parametru Skemptona B [osady OZM50].



Rys. 4.6. Maksymalny dewiator w funkcji stopnia nasycenia [piasek Skarpa].



Rys. 4.7. Maksymalny dewiator w funkcji stopnia nasycenia [osady OZM50].

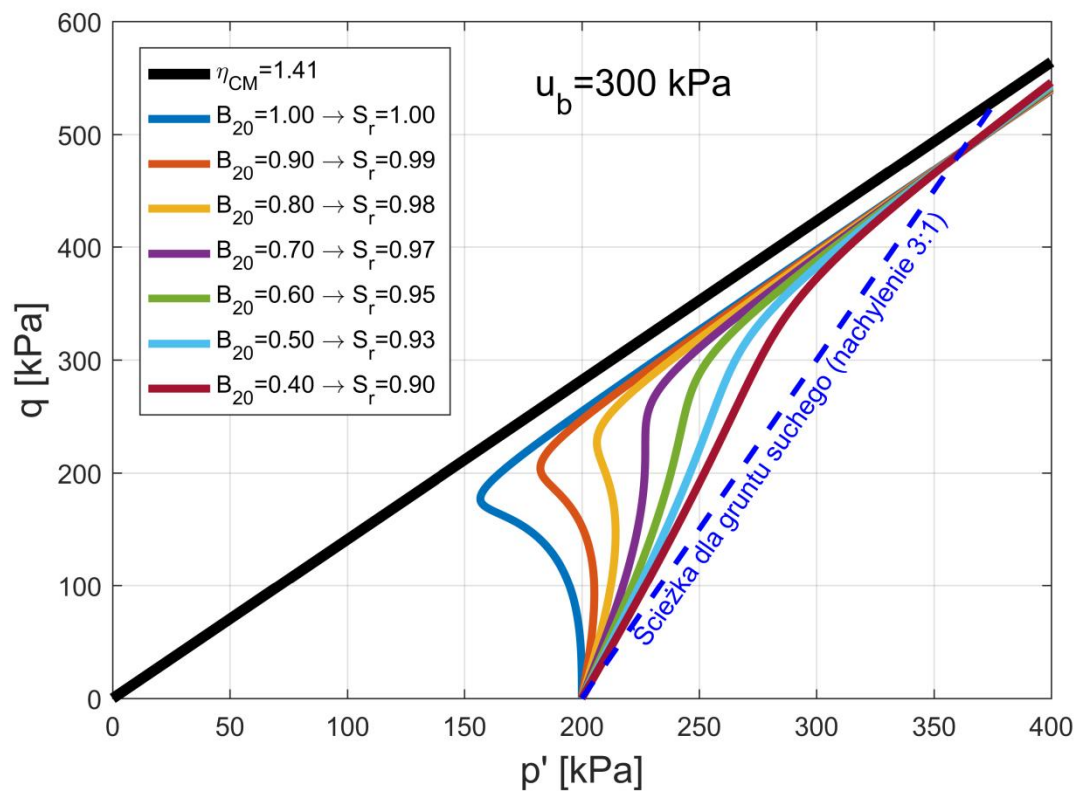
Powszechnie uznaje się, iż dla gruntów całkowicie nasyconych wodą wartość ciśnienia wyrównawczego w badaniach trójosiowych nie ma wpływu na wytrzymałość badanego gruntu w warunkach bez odpływu wody z porów. Jak wspomiano już wcześniej, we współczesnej światowej praktyce laboratoryjnej za w pełni nasycony uznaje się ośrodek o parametrze $B \geq 0.96$. Osad poflotacyjny przy $B_{20} = 0.96$ i $u_b = 500$ kPa posiada stopień nasycenia $S_r = 0.991$ i osiągnie w wyniku ścinania $q_{max} = 62.3$ kPa przy początkowej wartości średniego naprężenia efektywnego $p'_0 = 200$ kPa. Gdyby jednak ciśnienie wyrównawcze wynosiło jedynie $u_b = 50$ kPa (odpowiada to 5 m słupa wody, którego wystąpienie łatwiej wyobrazić sobie w praktyce inżynierskiej), a dalej $B_{20} = 0.96$, to przy $S_r = 0.998$ maksymalny dewiator wyniósłby $q_{max} = 58$ kPa. Porównując otrzymane wartości, otrzymując $\alpha = \frac{q_{max}^{500}}{q_{max}^{50}} = 1.08$ stwierdzić można, że różnica 8% w oszacowaniu maksymalnej wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu wody z porów potwierdza, iż nawet w przypadku gruntu (osady poflotacyjne), którego charakterystyki mechaniczne (funkcja ściśliwości szkieletu) predysponują do wykazania dużej

zmienności wraz z ciśnieniem wyrównawczym, nie ma ono znaczącego wpływu w przypadku stanu pełnego nasycenia.

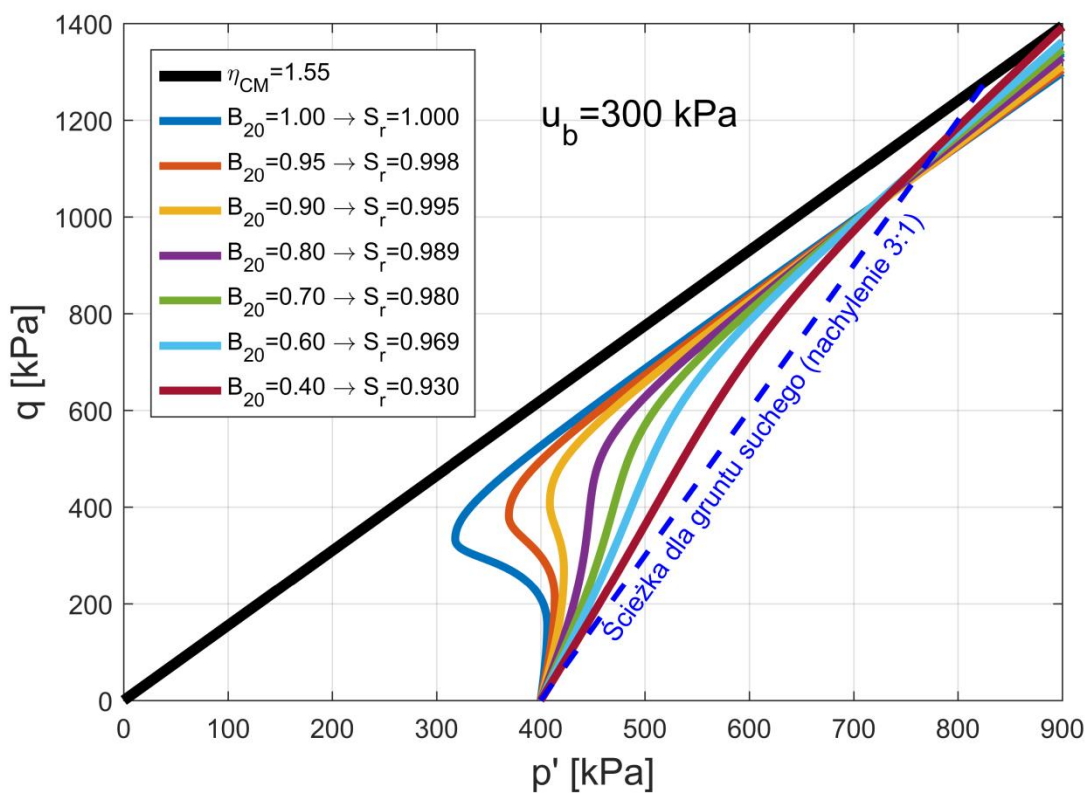
Natomiast w przypadku gruntów nie w pełni nasyconych kwestia ciśnienia wyrównawczego ma dużo większe znaczenie (co widać na rys. 4.6 i rys. 4.7), gdyż poprzez relacje (2.16) i (2.31) wpływa na parametry takie jak stopień nasycenia, parametr Skemptona B , a przede wszystkim ściśliwość płynu porowego κ_f .

4.4.2. Zachowanie dylatywne

Prezentowany model umożliwia również predykcję zachowania się gruntów nie w pełni nasyconych w stanach początkowo dylatywnych. Wpływ niepełnego nasycenia objawia się zanikaniem efektu spadku dewiatora w początkowej fazie ścinania wraz ze zmniejszaniem się stopnia nasycenia gruntu. Im mniej nawodniony grunt, tym jego reakcja bardziej przypomina zachowanie się ośrodka suchego (w przypadku standardowego trójosiowego ścinania ścieżka naprężenia o nachyleniu 3:1 w przestrzeni (p', q)). Generowane są przy tym mniejsze ciśnienia porowe. Rys. 4.8 i rys. 4.9 pokazują spektra teoretycznych ścieżek naprężenia dla wybranych parametrów Skemptona B .



Rys. 4.8. Spektrum modelu dla dylatywnego piasku Skarpa.



Rys. 4.9. Spektrum modelu dla dylatywnych osadów poflotacyjnych OZM50.

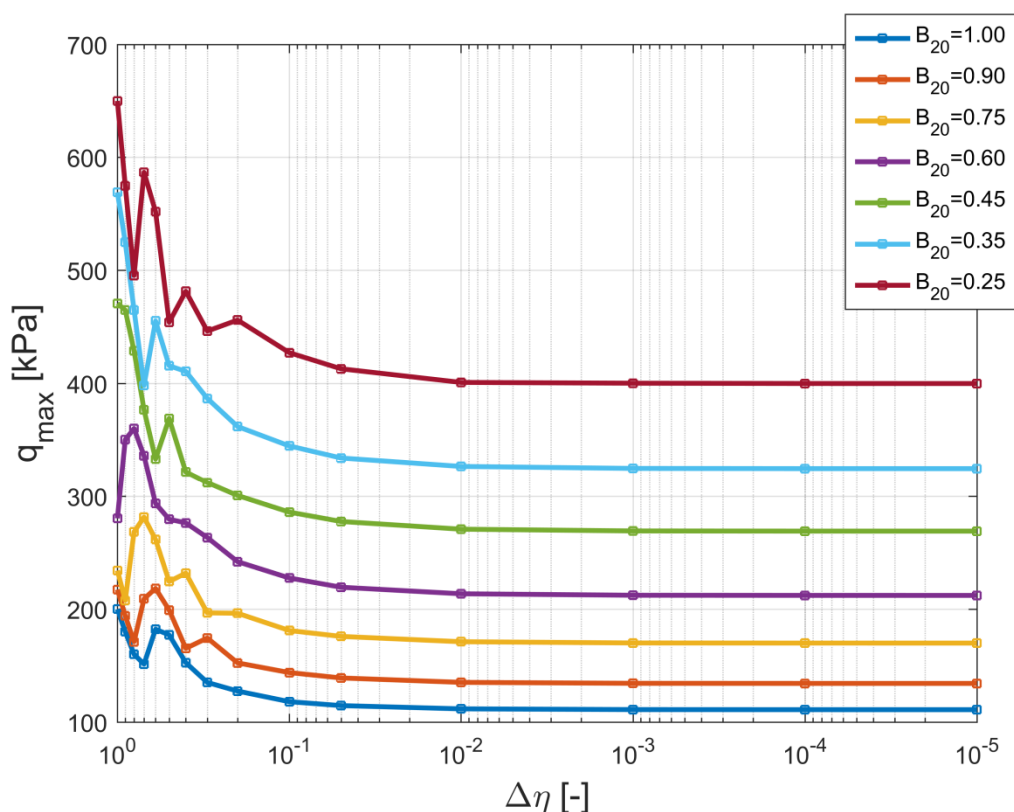
4.5. Analiza parametryczna

Istotnym aspektem, który należy rozważyć, jest wpływ poszczególnych parametrów modelu na uzyskane rozwiązanie i jego stabilność. Poniżej przedstawione zostały efekty zmian parametrów wejściowych na rozwiązanie modelu numerycznego na przykładzie kontraktywnego piasku Skarpa. Aby zobrazować znaczenie poszczególnych parametrów użytych w obliczeniach pokazano ich wpływ na maksymalny dewiator dla różnych poziomów nasycenia.

4.5.1. Zbieżność całkowania numerycznego $\Delta\eta$

Wszystkie obliczenia, których wyniki przedstawione zostały w niniejszej pracy, przeprowadzone zostały z krokiem przyrostu parametru η wynoszącym $\Delta\eta = 0.001$.

Na rys. 4.10 przedstawiono maksymalne dewiatory uzyskane dla poszczególnych ścieżek naprężenia przedstawionych na rys. 4.2 dla różnych kroków całkowania $\Delta\eta$.

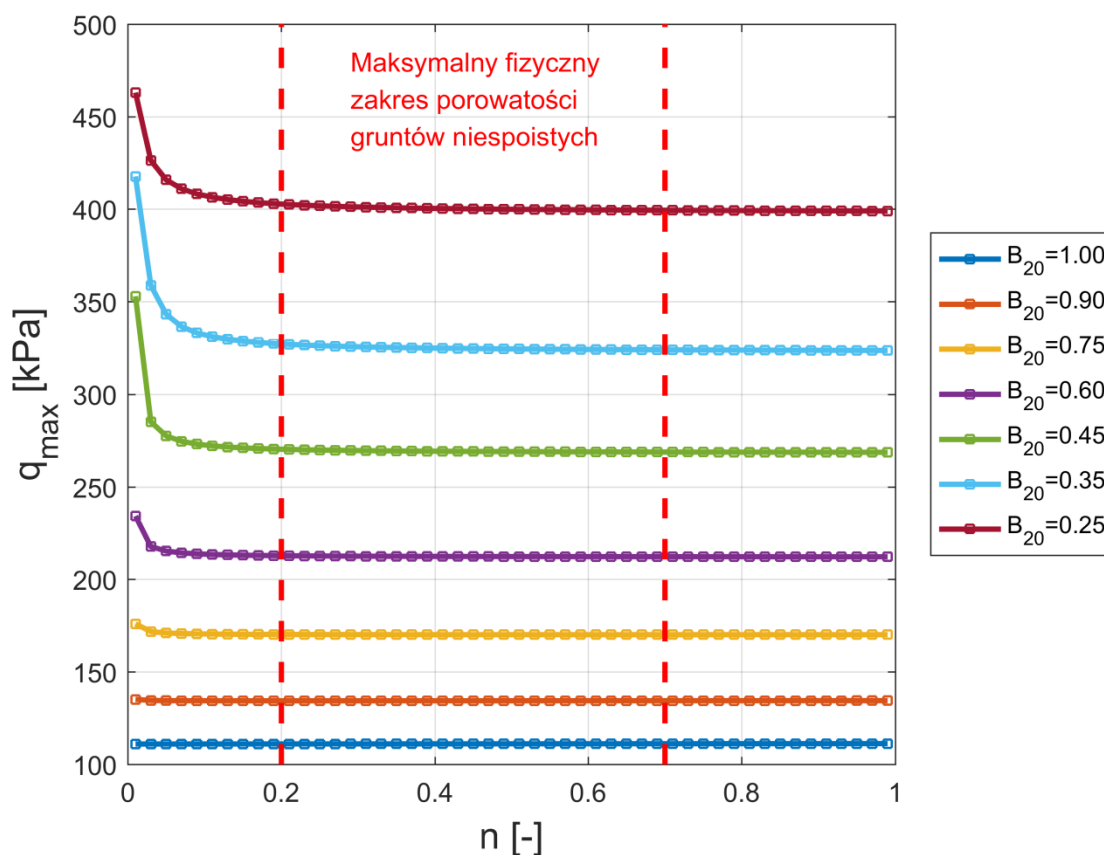


Rys. 4.10. Wpływ kroku całkowania na maksymalny dewiator.

Jak widać, po silnej zmienności w obszarze $\Delta\eta > 0.05$ następuje pełna stabilizacja wyników.

4.5.2. Charakterystyki fizyczne ośrodka

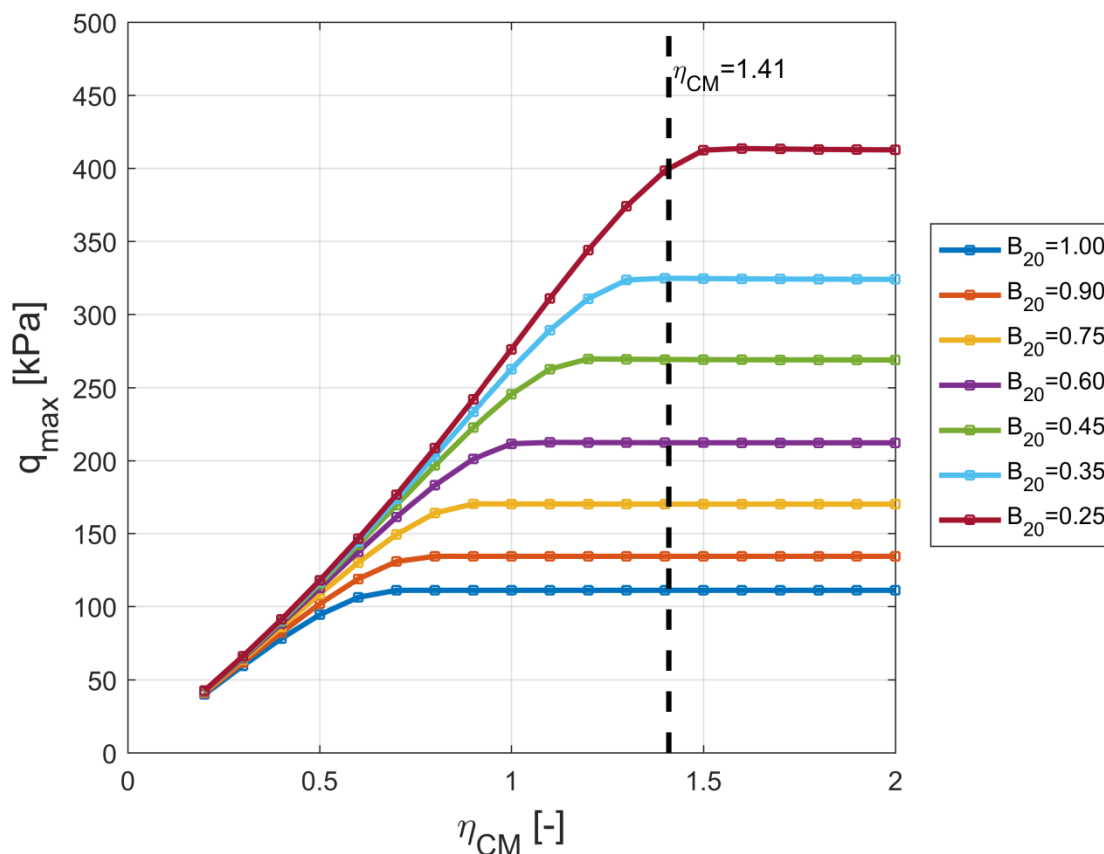
W modelu jako stałe parametry przyjmuje się porowatość początkową ośrodka n oraz położenie powierzchni granicznej Coulomba-Mohra (η_{CM}). Jak widać na rys. 4.11, porowatość w zakresie realnym do osiągnięcia przez ośrodek gruntowy zdaje się mieć bardzo niewielki wpływ na wartość maksymalnego dewiatora. Istotnie zmiana wartości parametru n w równaniach modelu nie powoduje dużych zmian dewiatora, należy jednak pamiętać, iż informacja o stanie początkowym gruntu, a więc i o porowatości, ukryta jest również we współczynnikach funkcji ściśliwości ośrodka, których wpływ na wyniki modelowania przedstawiony zostanie w pkt. 4.5.4.



Rys. 4.11. Wpływ porowatości na wartości maksymalnego dewiatora przy różnych wartościach B .

Położenie powierzchni granicznej natomiast stanowi o momencie zatrzymania algorytmu obliczeniowego. Możliwe są dwa przypadki takiego zatrzymania: upłynnienie się gruntu ($p' = 0$) lub osiągnięcie powierzchni plastyczności ($\eta = \eta_{CM}$). Na rys. 4.12 pokazano wyniki obliczeń dla różnych parametrów η_{CM} . Wynika z niego, że jeśli maksymalny dewiator został osiągnięty wewnątrz powierzchni granicznej, to

jej położenie (η_{CM}) nie ma znaczenia dla obliczeń. Najczęściej dzieje się tak dla gruntu, który upływnia się lub przed zniszczeniem notuje znaczny spadek dewiatora. W przeciwnym przypadku maksymalny dewiator jest osiągnięty właśnie na powierzchni plastyczności, więc jest on nierozdzielnie związany z jej położeniem. Taki przypadek charakterystyczny jest dla gruntów o mniejszym nasyceniu, które zachowują się w sposób bardziej zbliżony do ośrodka suchego (lub nasyconego z odpływem).



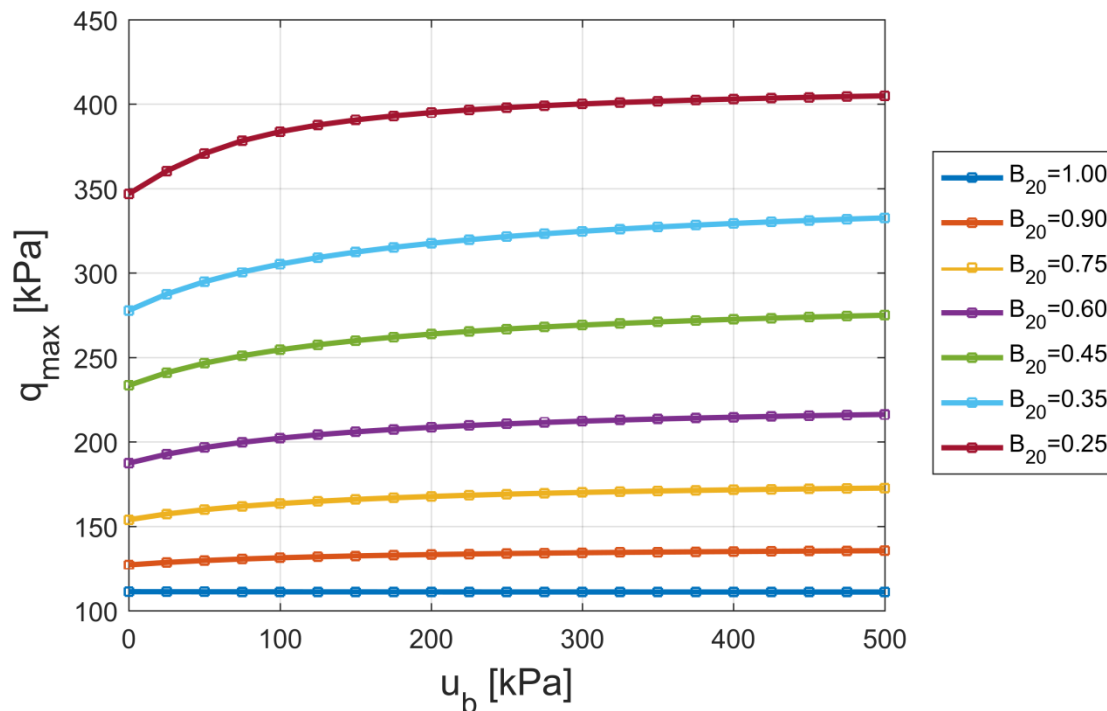
Rys. 4.12. Wpływ położenia powierzchni Coulomba-Mohra.

4.5.3. Ciśnienie wyrównawcze

Ciśnienie wyrównawcze zadawane w badaniach trójosiowych w warunkach naturalnych może być utożsamiane z początkowym ciśnieniem, jakie na danej głębokości wywiera słup wody gruntowej zakładając stan pełnego nasycenia. Wraz ze wzrostem początkowego ciśnienia silnie zmienia się objętość pęcherzyków powietrza, a co za tym idzie ściśliwość płynu wypełniającego pory κ_f .

Na rys. 4.13 pokazano, jak zmienia się maksymalny dewiator uzyskiwany dla piasku Skarpa wraz ze zmianami ciśnienia wyrównawczego. Przedstawione dane

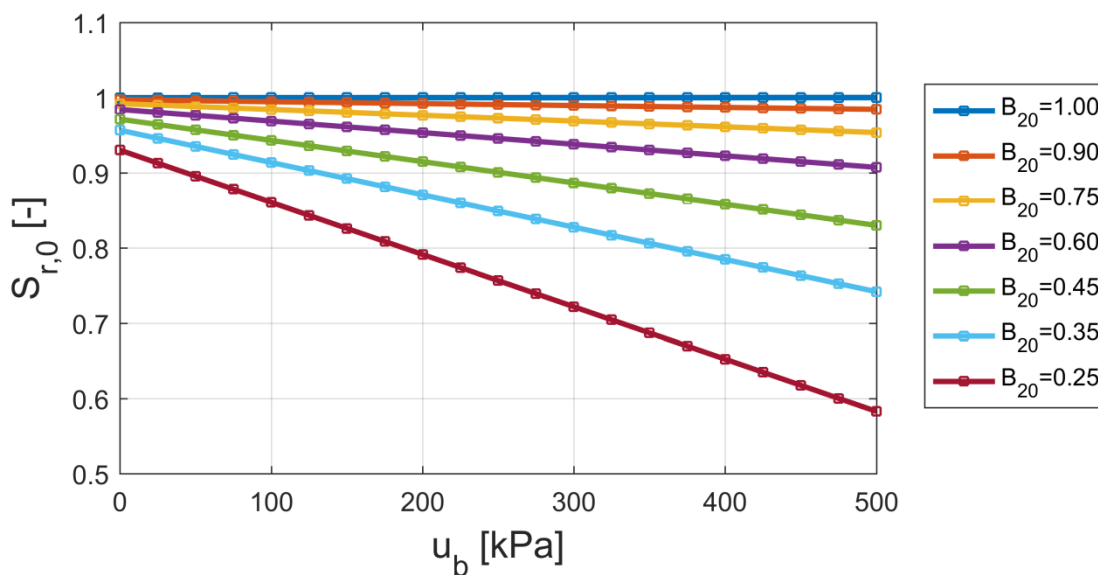
odpowiadają spektrum parametrów Skempton B, dla których ścieżki naprężenia przy ciśnieniu wyrównawczym równym 300 kPa przedstawiono na rys. 4.2.



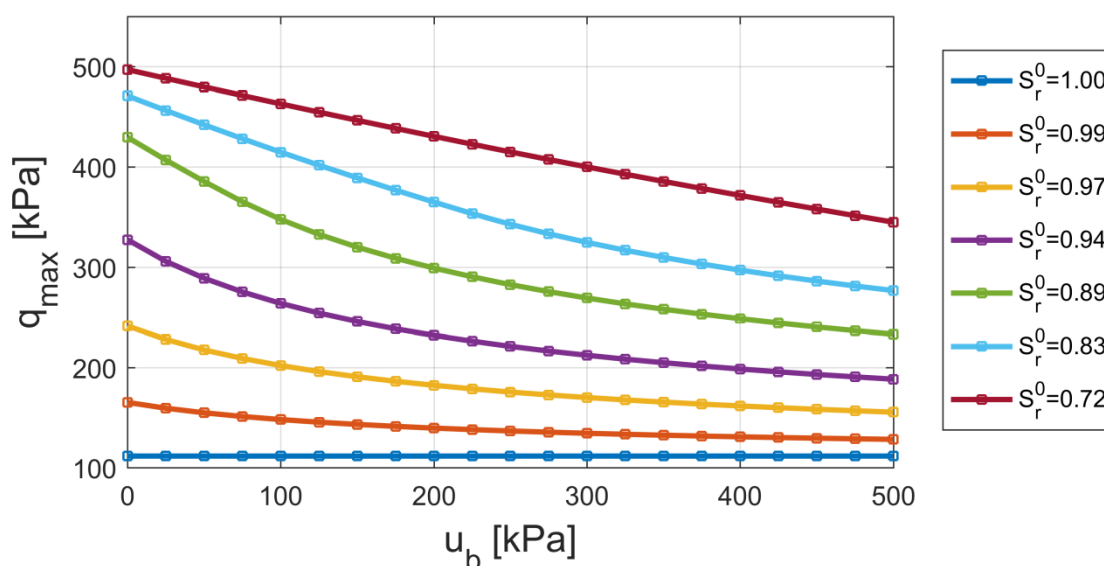
Rys. 4.13. Wpływ ciśnienia wyrównawczego na maksymalny dewiator przy stałym parametrze Skempton B.

Jak widać, wraz ze wzrostem ciśnienia wyrównawczego zmiany maksymalnego dewiatora stają się coraz mniejsze. Ponadto, wpływ ciśnienia porowego na maksymalny dewiator jest największy dla niskich wartości parametru Skempton B, a wraz ze wzrostem parametru B spada, by całkowicie zaniknąć dla ośrodka w pełni nasyconego ($B = 1$).

Ze względu na zmieniające się ciśnienie porowe, punkty na wykresie (rys. 4.13) o tym samym parametrze Skempton B charakteryzują się różnymi stopniami nasycenia S_r . Relacja między stopniem nasycenia, parametrem Skempton B i ciśnieniem wyrównawczym zastała szerzej przeanalizowana w rozdziale 2, zaś na rys. 4.14 przedstawiono zakres stopni nasycenia, jakim odpowiadają wartości widoczne na rys. 4.13. Zależność maksymalnego dewiatora od ciśnienia porowego dla różnych wartości stopnia nasycenia ośrodka przedstawiono na rys. 4.15.



Rys. 4.14. Zmiany początkowego stopnia nasycenia odpowiadające stałemu B.



Rys. 4.15. Wpływ ciśnienia wyrównawczego na maksymalny dewiator przy stałym początkowym nasyceniu.

Z porównania danych przedstawionych na rys. 4.13 i rys. 4.15 wynika, iż maksymalne dewiatory osiągnięte przy stałym parametrze Skemptona B dla różnych ciśnień wyrównawczych charakteryzują się mniejszą zmiennością, niż w przypadku stałego stopnia nasycenia. Świadczy to o tym, że parametr Skemptona B lepiej opisuje stan nasycenia ośrodka w kontekście jego wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu wody z porów.

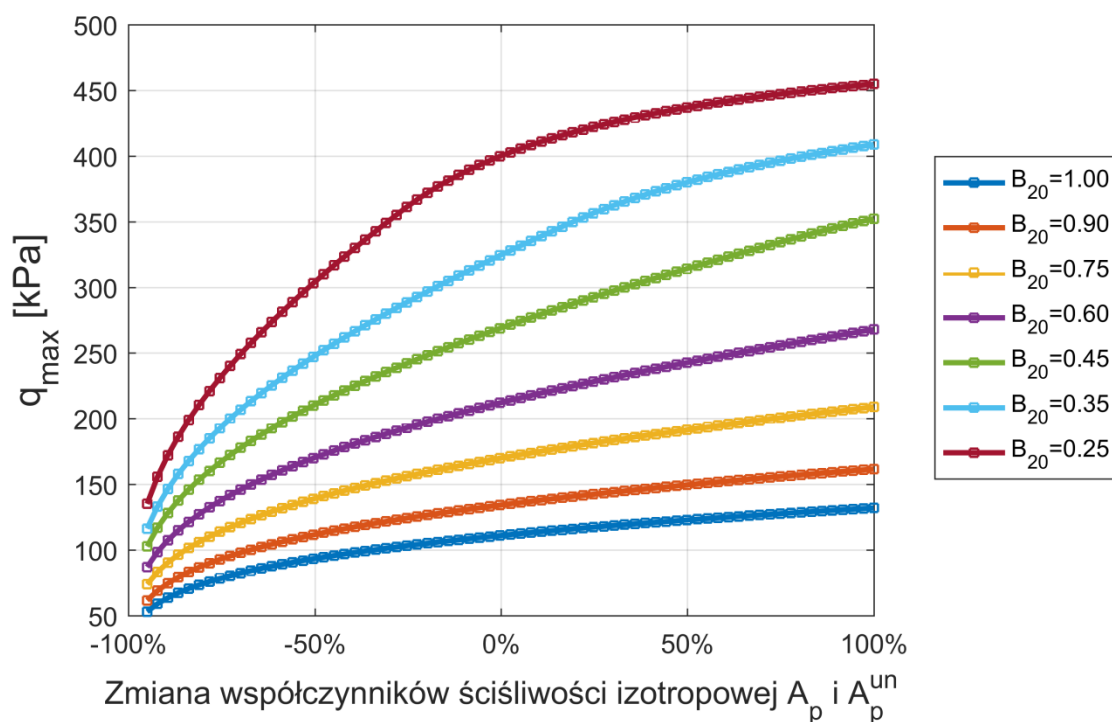
4.5.4. Parametry ścisłości gruntu

Głównymi parametrami opisującymi zachowanie się modelowanego ośrodka są funkcje ścisłości szkieletu. Za pomocą badań laboratoryjnych (szerzej opisanych w pkt. 3.6) wyznaczane są współczynniki funkcji opisujących ścisłość aksjatorową i dewiatorową szkieletu. W przypadku piasku Skarpa w stanie kontraktywnym są to odpowiednio A_p i A_p^{un} oraz A_η . Odpowiednie funkcje ścisłości szkieletu opisane są natomiast wzorami (4.23) i (4.24):

$$\kappa_s^{p'} = \frac{A_p}{2\sqrt{p'}}, \quad (4.23)$$

$$\kappa_s^\eta = 4A_\eta\eta^3. \quad (4.24)$$

Aby prześledzić, jak zmiany ścisłości wpływają na maksymalny osiągnięty dewiator, przeprowadzono dwie serie obliczeń. W pierwszej z nich zmniejszono lub zwiększono wartości współczynników odpowiedzialnych za ścisłość izotropową, a jej wyniki przedstawiono na rys. 4.16.

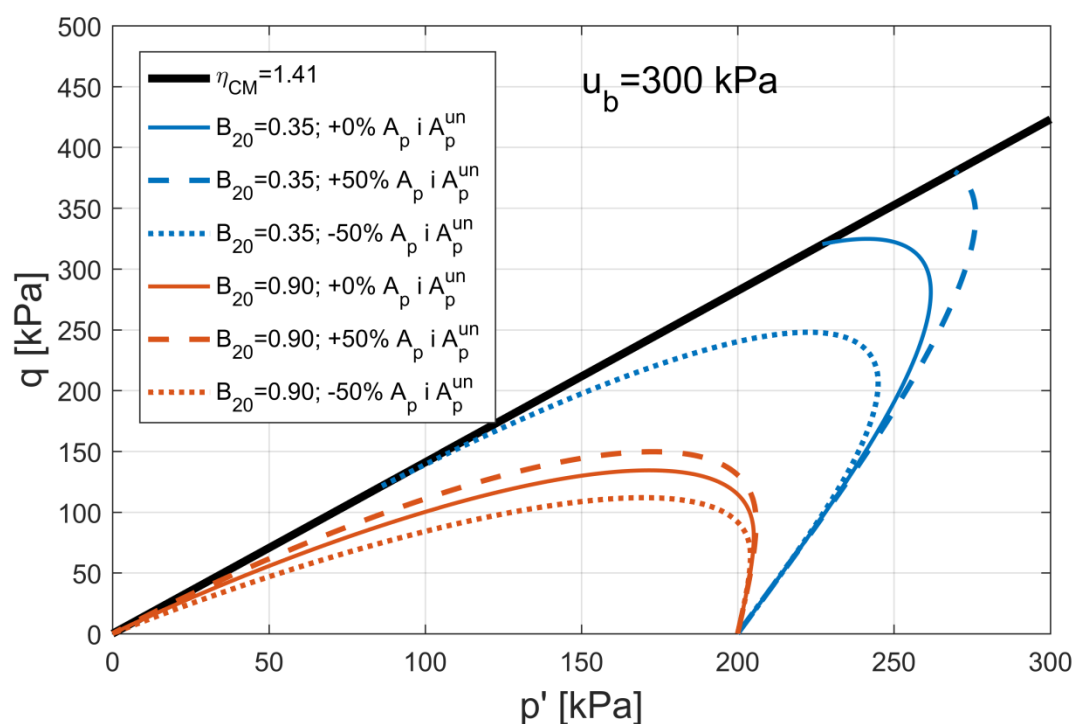


Rys. 4.16. Wpływ funkcji ścisłości aksjatorowej na maksymalny dewiator.

Pokazuje one, że wpływ niepełnego nasycenia rośnie wraz ze spadkiem ścisłości ośrodka (zmniejszające się A_p i A_p^{un}), co oznacza, że ośrodki o dużej sztywności objętościowej (wysoki moduł objętościowy K) charakteryzują się większą

podatnością na zmiany nasycenia. Pozostałe warunki początkowe oraz paleta stanów nasycenia dla jakich przeprowadzono obliczenia odpowiadają tym z rys. 4.2.

Wpływ zmian współczynników funkcji ściśliwości na reakcję gruntu nie w pełni nasyconego w warunkach bez drenażu zaprezentowano (rys. 4.17) dla wybranych parametrów Skemptona $B = 0.35$ i 0.90 . Wzrost współczynników ściśliwości na mocy wzorów (4.23) i (4.24) oznaczał również wzrost samej ściśliwości i spowodował zwiększenie się maksymalnego osiąganego dewiatora, natomiast spadek ściśliwości powodował spadek wytrzymałości. Powyższa obserwacja jest niezwykle cenna, gdyż sytuacja, w której sztywniejszy materiał przejawia mniejszą zdolność do przeniesienia obciążenia wydaje się być nieintuicyjna.

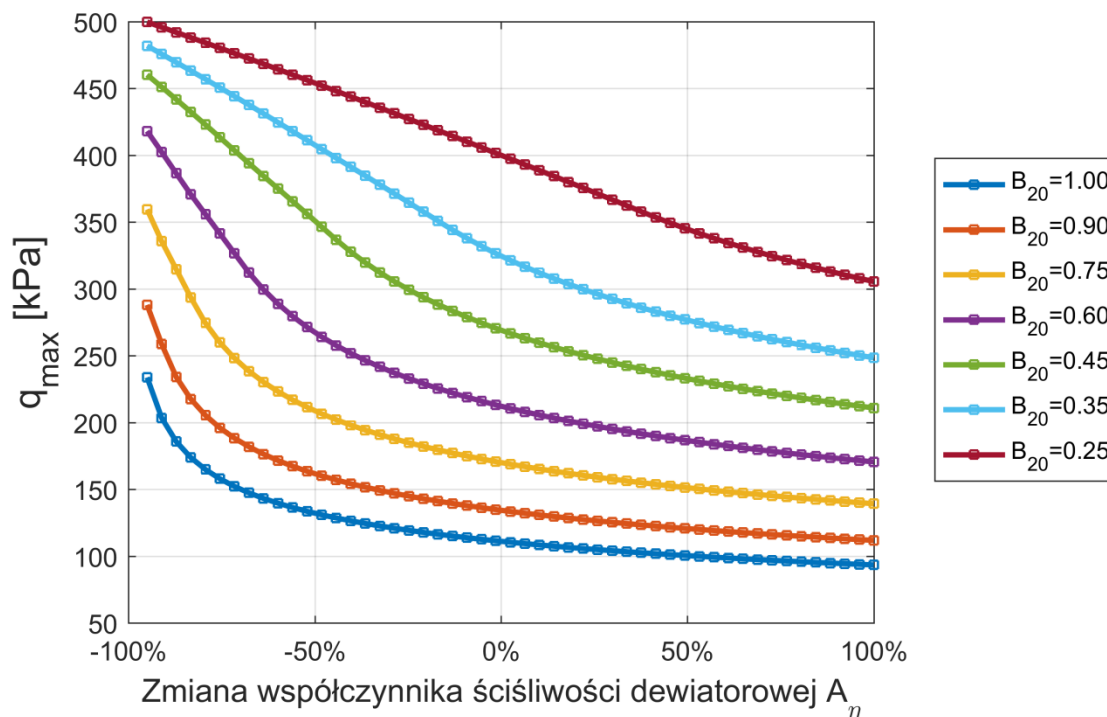


Rys. 4.17. Wybrane ścieżki naprężenia dla różnych parametrów A_p i A_p^{un} .

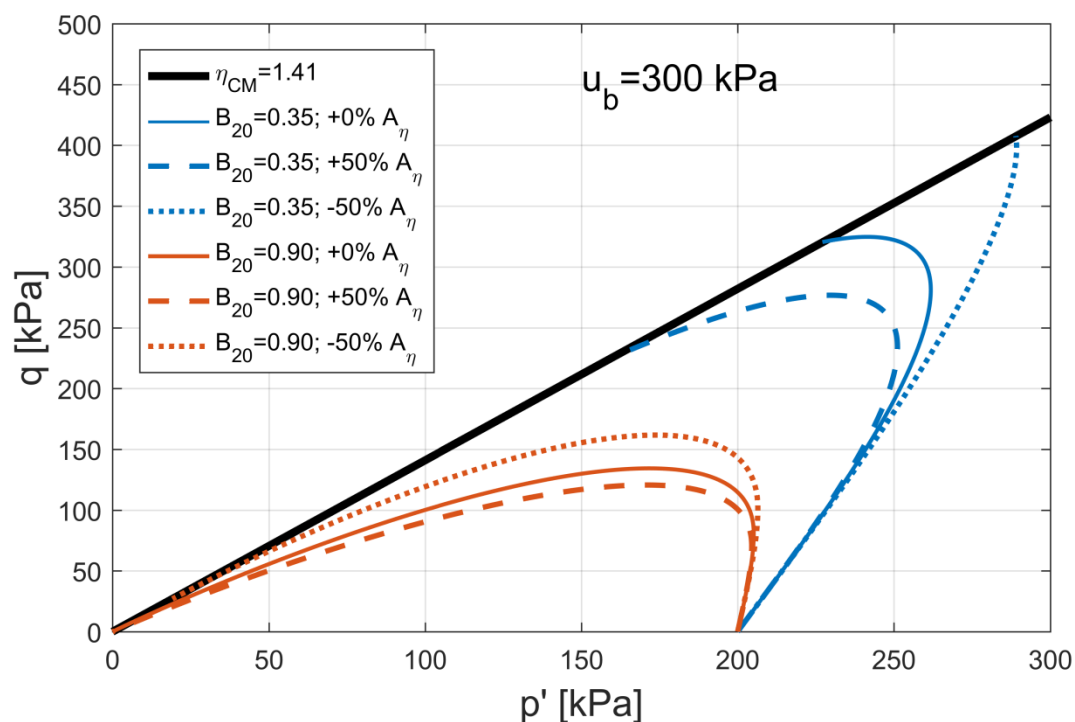
W drugiej natomiast serii, której wyniki przedstawia rys. 4.18, zmieniał się współczynnik A_η .

Wraz ze spadkiem ściśliwości dewiatorowej obserwowano wzrost maksymalnego osiąganego dewiatora, a więc odwrotnie niż dla zmian ściśliwości aksjatorowej.

Wpływ manipulacji sztywnością dewiatorową na przykładowe ścieżki naprężenia przedstawiono na rys. 4.19.



Rys. 4.18. Wpływ funkcji ściśliwości dewiatorowej na maksymalny dewiator.

Rys. 4.19. Wybrane ścieżki naprężenia dla różnych parametrów A_η .

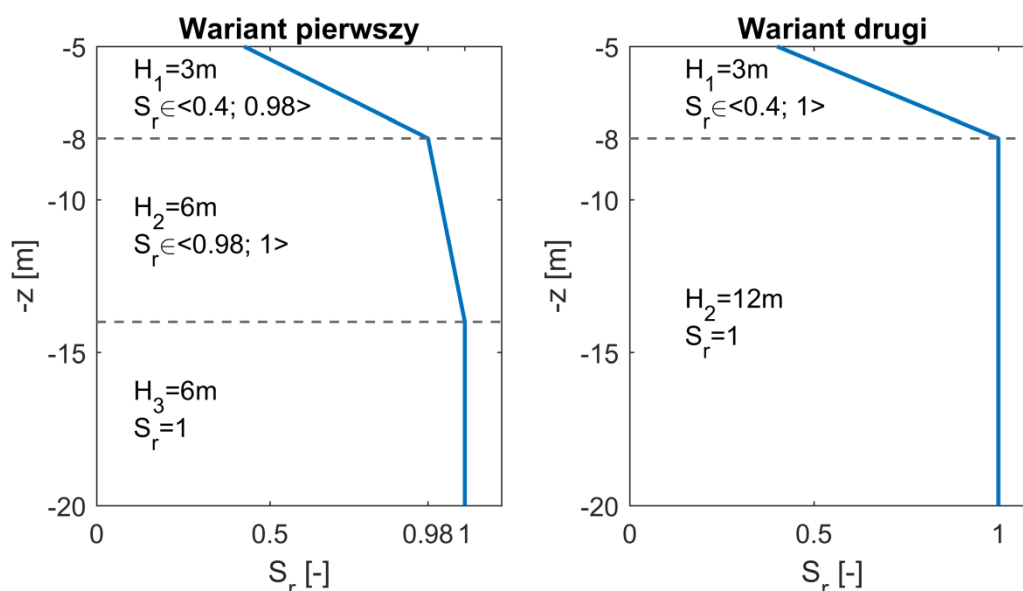
Z powyższych analiz wynika, że wzrost ściśliwości aksjatorowej działa pozytywnie, a dewiatorowej negatywnie na możliwość przenoszenia przez grunt obciążenia w warunkach bez drenażu. Ściśliwość dewiatorowa określająca zmiany objętościowe

przy ścinaniu odpowiada za zjawisko kontraktancji i dylatancji. W powyższych analizach jej wzrost powodował, iż grunt wykazywał zachowanie silniej kontraktywne, więc był bardziej podatny na degradację stanu naprężenia wywołaną generacją ciśnienia porowego. W konsekwencji osiągał mniejszą wytrzymałość na ścinanie.

4.6. Przykład obliczeniowy dla warstwy gruntu

W celu zobrazowania wpływu, jaki może mieć niepełne nasycenie ośrodka w praktyce inżynierskiej, poniżej zaprezentowany został trywialny akademicki przykład obliczeniowy dla warstwy gruntu. Nie stanowi on rozwiązania zagadnienia brzegowego, a jego wartość jest jedynie pogładowa.

Rozpatrzone i porównane zostaną dwa warianty nasycenia: częściowe i pełne. W celu maksymalnego uproszczenia przykładu analizowane będzie jednorodne podłoże gruntowe składające się z piasku modelowego Skarpa, obciążone kwadratową (wiotką) płytą fundamentową o boku długości $L = 7.5$ m posadowioną na głębokości $D = 5$ m poniżej poziomu terenu. Parametry fizyczne i charakterystyki odkształceniowe tego gruntu można odnaleźć w tab. 3.3 i tab. 3.4 w rozdziale 3.3.2 poświęconym badaniom laboratoryjnym.

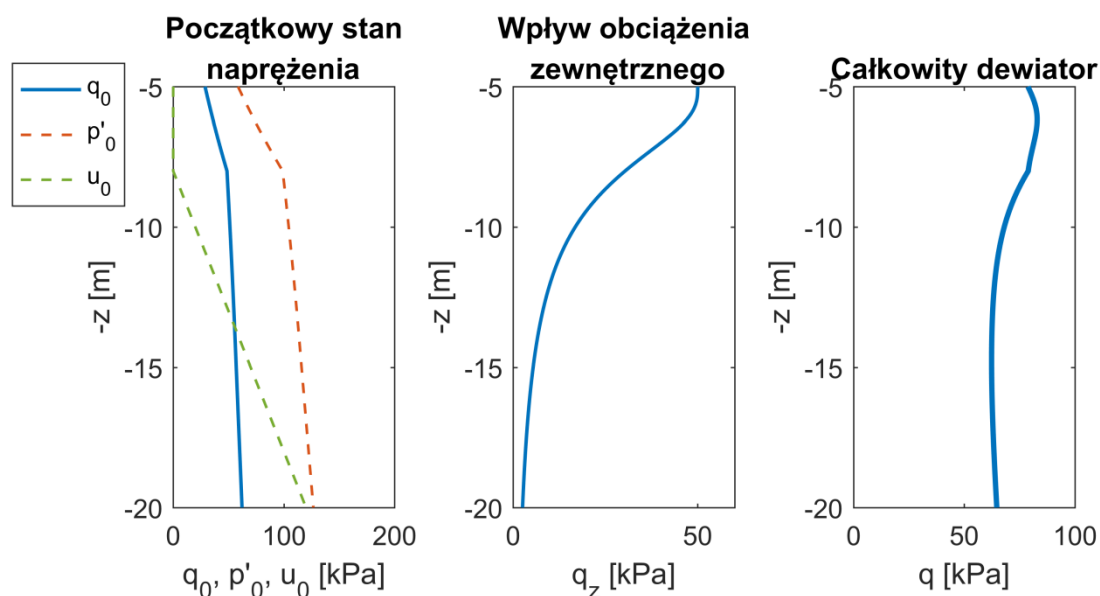


Rys. 4.20. Warianty nasycenia analizowanego ośrodka (skala pozioma skażona).

Nawiercone zwierciadło wody gruntowej w obu przypadkach występuje na głębokości $z = -8$ m p.p.t., natomiast w wariacie pierwszym obszar bezpośrednio

poniżej zwierciadła jest strefą niepełnego nasycenia (rys. 4.20), w której stopień nasycenia zmienia się liniowo wraz z głębokością od wartości $S_r = 0.98$ do $S_r = 1$.

Płyta wywiera na podłoże równomierny nacisk $q_{z,0} = 50$ kPa. Geostatyczny rozkład naprężeń, naprężenia od obciążenia zewnętrznego oraz docelowy dewiator jaki musi zostać przeniesiony przez grunt w osi środka płyty przedstawione zostały na rys. 4.21. W analizowanym przypadku mamy do czynienia z gruntem bardzo luźnym (stan kontraktywny) zatem do obliczeń naprężeń początkowych przyjęto zawyżony współczynnik parcia spoczynkowego $K_0 = 0.63$.

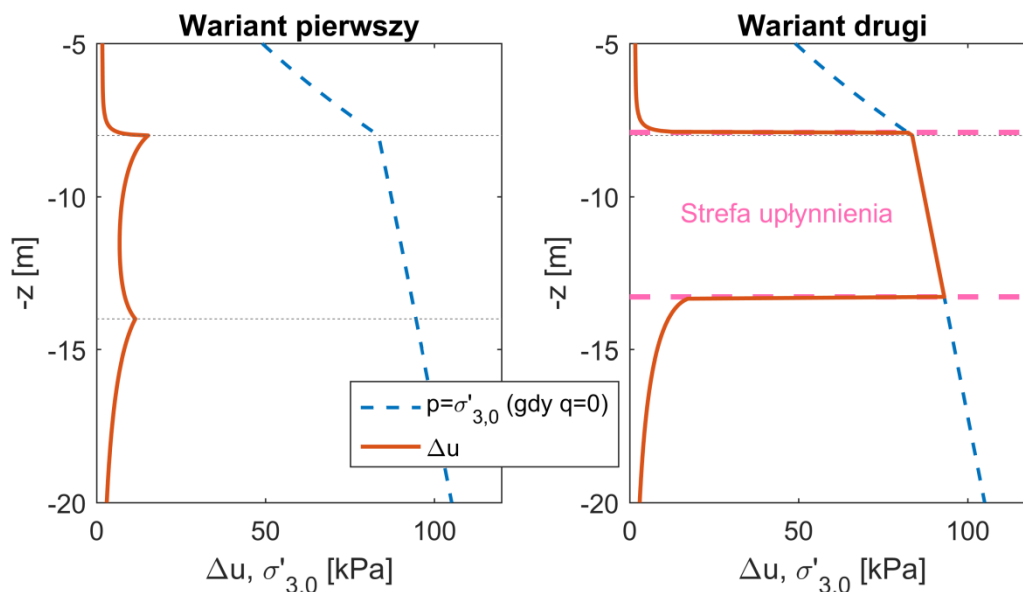


Rys. 4.21. Stan naprężenia pod płytą fundamentową.

W pełni upłynniony ośrodek gruntowy nie przenosi ścinania – dewiator spada do zera, a hydrostatyczny rozkład ciśnienia w cieczy można utożsamiać ze zmianą współczynnika parcia spoczynkowego do wartości $K_0 = 1$. Z tej obserwacji wynika, że w momencie upłynnienia całkowite średnie naprężenie jest równe całkowitemu naprężeniu początkowemu $p = \sigma_3$, co z kolei powoduje, iż do upłynnienia warstwy gruntu wystarczy osiągnięcie przez nadwyżkę ciśnienia porowego wartości średniego naprężenia efektywnego równej początkowemu efektywnemu naprężeniu początkowemu $\sigma'_{3,0}$.

Wyniki obliczeń przedstawia rys. 4.22, jak widać zawartość 2% powietrza na górnej krawędzi warstwy niepełnego nasycenia spadająca liniowo do 0% na jej dolnej krawędzi może powodować drastyczną zmianę w zachowaniu się gruntu i stanowić czynnik zapobiegający upłynnieniu się warstwy o dużej miąższości.

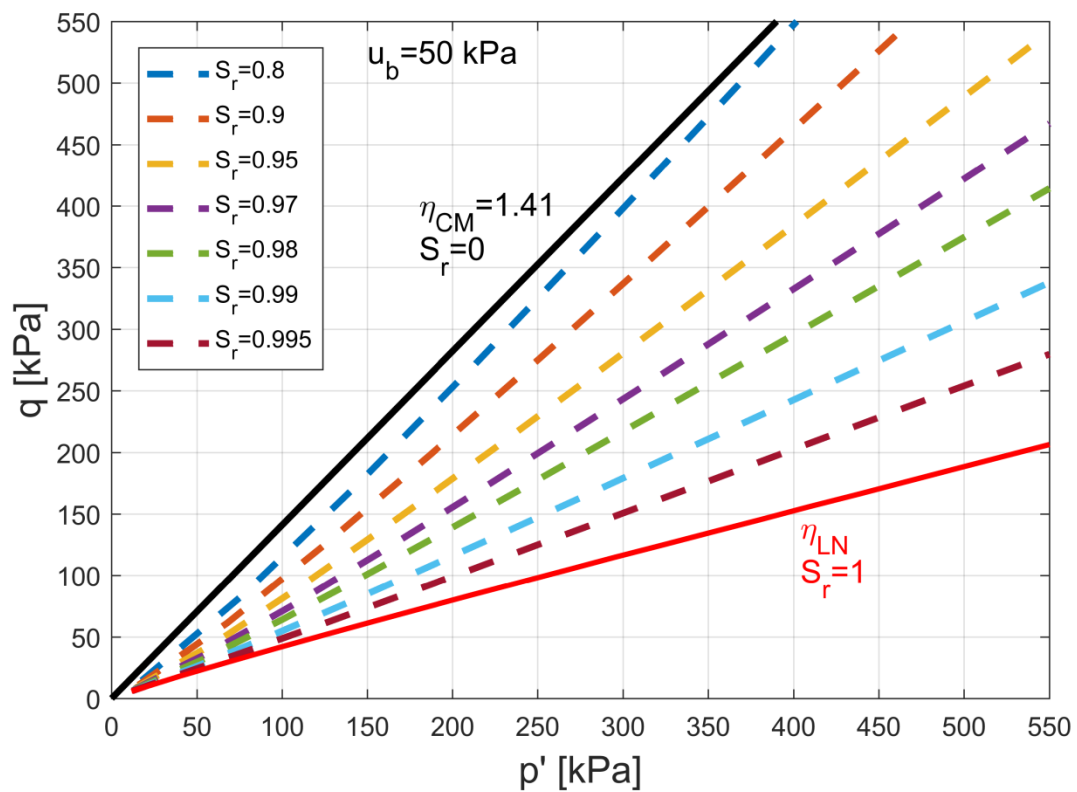
W analizowanym przykładzie w wariacie drugim upłynnieniu podlega warstwa o wysokości 5,37 m.



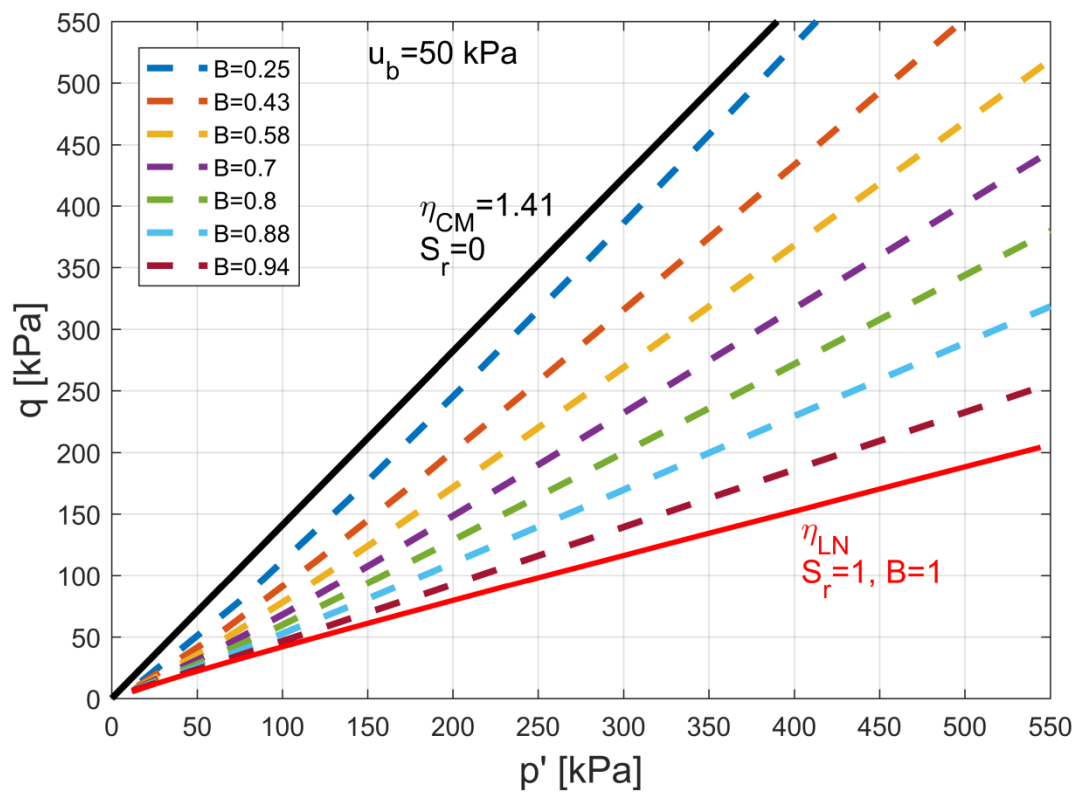
Rys. 4.22. Ciśnienia porowe wygenerowane w podłożu.

4.7. Problem niestabilności

Położenie linii niestabilności dla gruntów kontraktywnych w warunkach bez drenażu utożsamiane jest z położeniem linii maksymalnych dewiatorów w przestrzeni (p', q) , jakie osiągnęte są przy ścinaniu ośrodka. Jest tak jednak tylko dla ośrodków w pełni nasyconych. Wraz ze spadkiem nasycenia ośrodka linia maksymalnych dewiatorów zbliża się do linii reprezentującej warunek Coulomba-Mohra, a zachowanie gruntu coraz bardziej przypomina ośrodek suchy (lub z pełnym drenażem). Sytuacja ta zobrazowana jest na rys. 4.23 przedstawiającym zmiany położenia linii maksymalnych dewiatorów uzyskanych na podstawie modelu dla różnych wartości początkowego naprężenia efektywnego wraz ze zmieniającym się stopniem nasycenia gruntu. Prezentowany wykres został wykreślony w oparciu o wyniki modelu dla osadów poflotacyjnych, których szczegółowe charakterystyki przedstawiono w rozdziale 3.



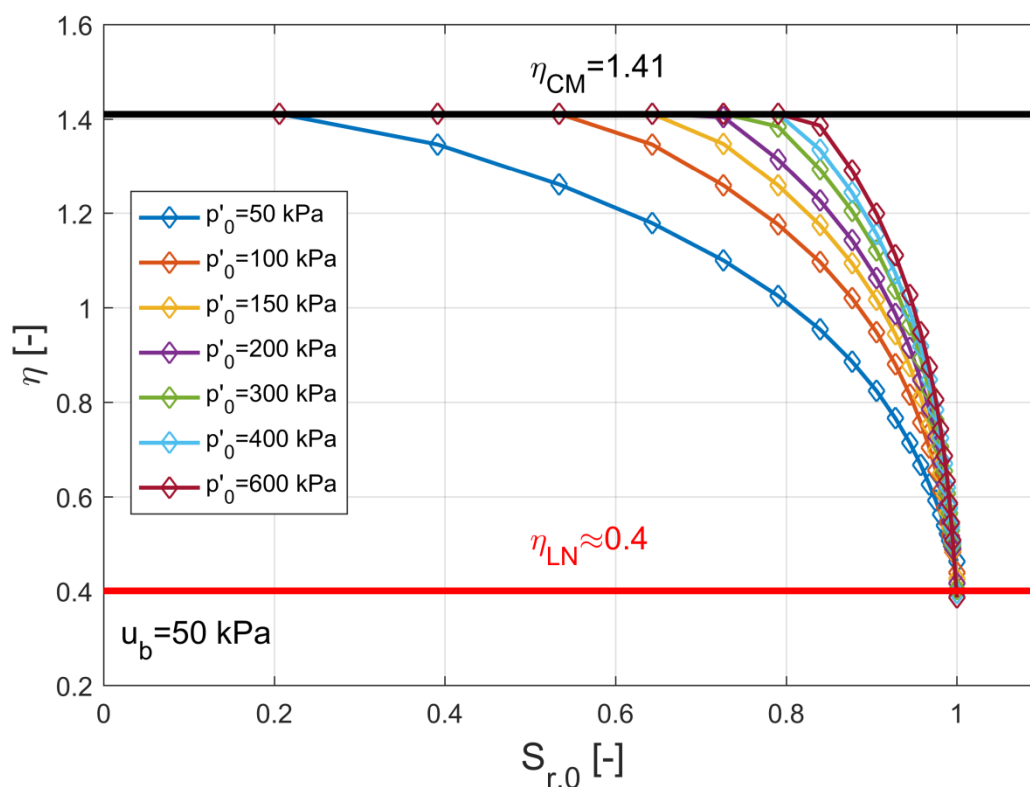
Rys. 4.23. Położenie linii maksymalnych dewiatorów w zależności od stopnia nasycenia.



Rys. 4.24. Położenie linii maksymalnych dewiatorów w zależności od parametru B.

Linie łączące punkty uzyskane dla tego samego początkowego nasycenia nie są niestety idealnie proste (przynajmniej w początkowej części swojego przebiegu, dla niskich wartości p'_0), co dobrze obrazuje rys. 4.25 zestawiający te same dane w innym układzie współrzędnych (zauważyć należy, że parametr η może być utożsamiany z nachyleniem prostej na płaszczyźnie (p', q) , jak na rys. 4.23). Linie odpowiadające różnym początkowym średnim naprężeniom efektywnym nie pokrywają się, lecz widać, że rozbieżności między nimi maleją wraz ze wzrostem p' , co należy tłumaczyć coraz wolniejszym wzrostem sztywności szkieletu gruntowego wraz ze średnim naprężeniem efektywnym.

Można w tym miejscu zauważyć, że choć w zdecydowanie mniejszym stopniu, predykcja modelu dotycząca linii niestabilności także nie jest idealną linią prostą.

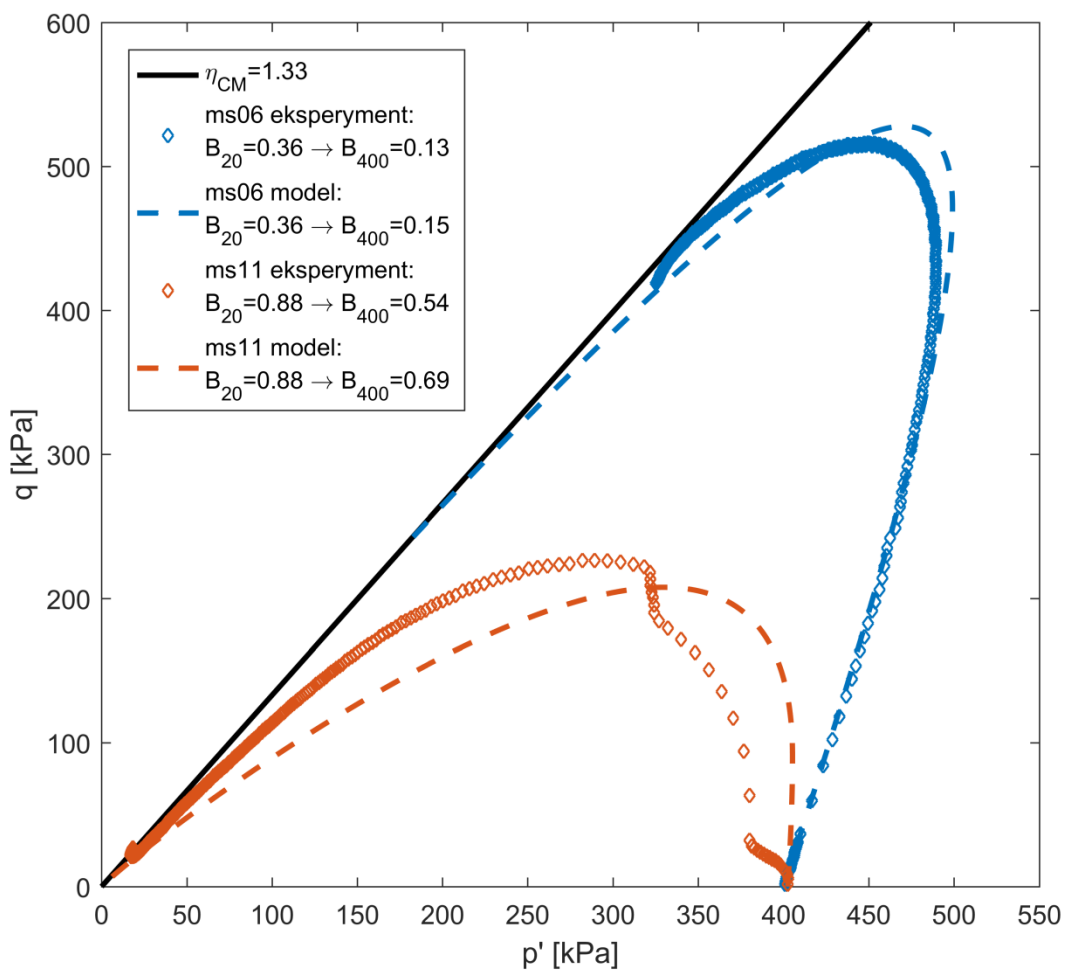


Rys. 4.25. Parametry η odpowiadające maksymalnym dewiatorom w funkcji stopnia nasycenia.

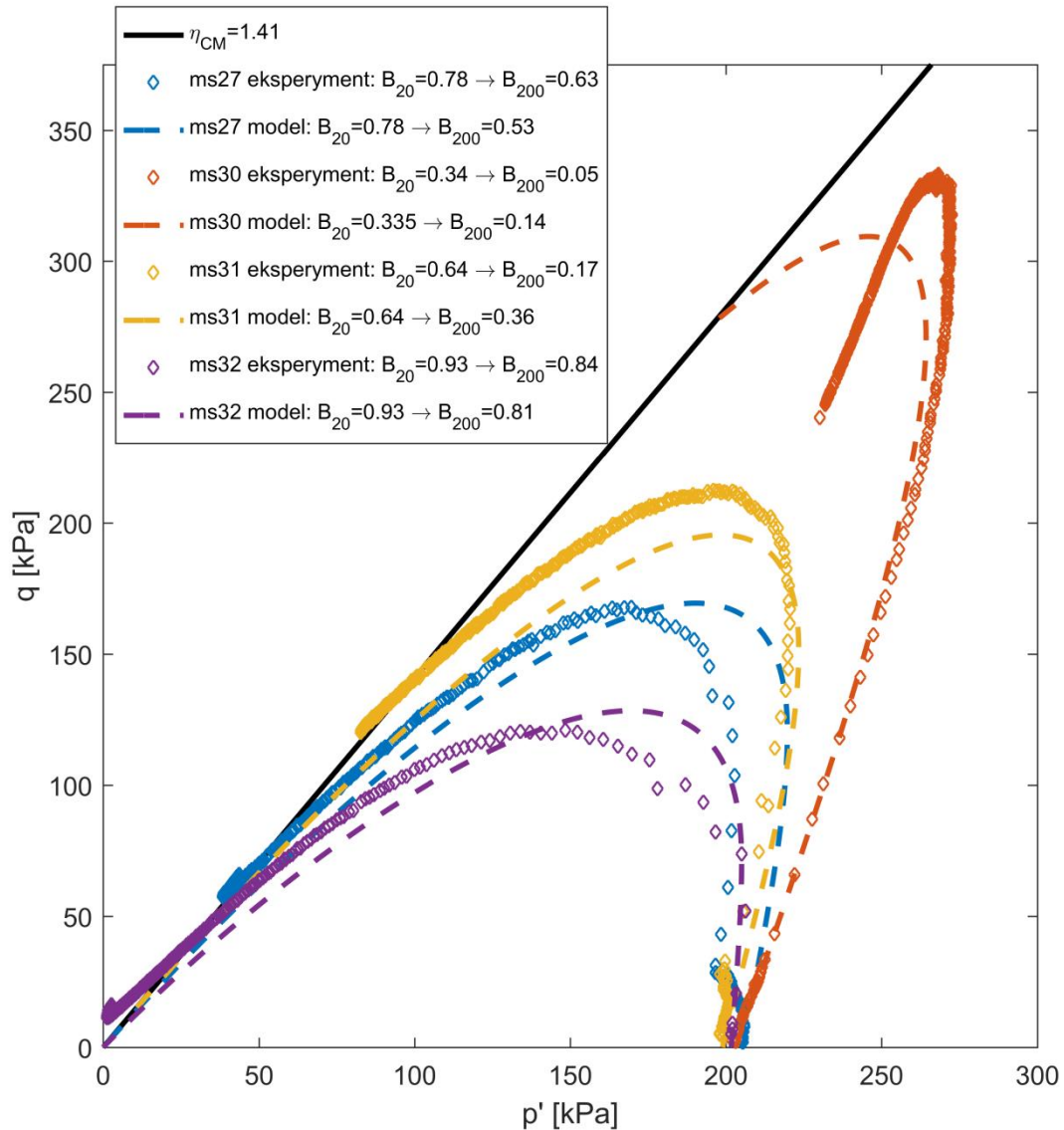
5. Analiza wyników badań i modelowanie

5.1. Porównanie wyników modelu z eksperymentem

Wyniki eksperymentów na kontraktywnych osadach OZM50 wraz z ich predykcją teoretyczną (linia przerywana) przedstawiono na rys. 5.1, zaś analogiczna sytuacja dla piasku modelowego Skarpa przedstawiona została na rys. 5.2.



Rys. 5.1. Porównanie wyników ścinania nie w pełni nasyconych osadów OZM50 w stanie kontraktywnym w warunkach bez odpływu z predykcją teoretyczną.



Rys. 5.2. Porównanie wyników ścinania nie w pełni nasyconego piasku Skarpa w stanie kontraktywnym w warunkach bez odpływu z predykcją teoretyczną.

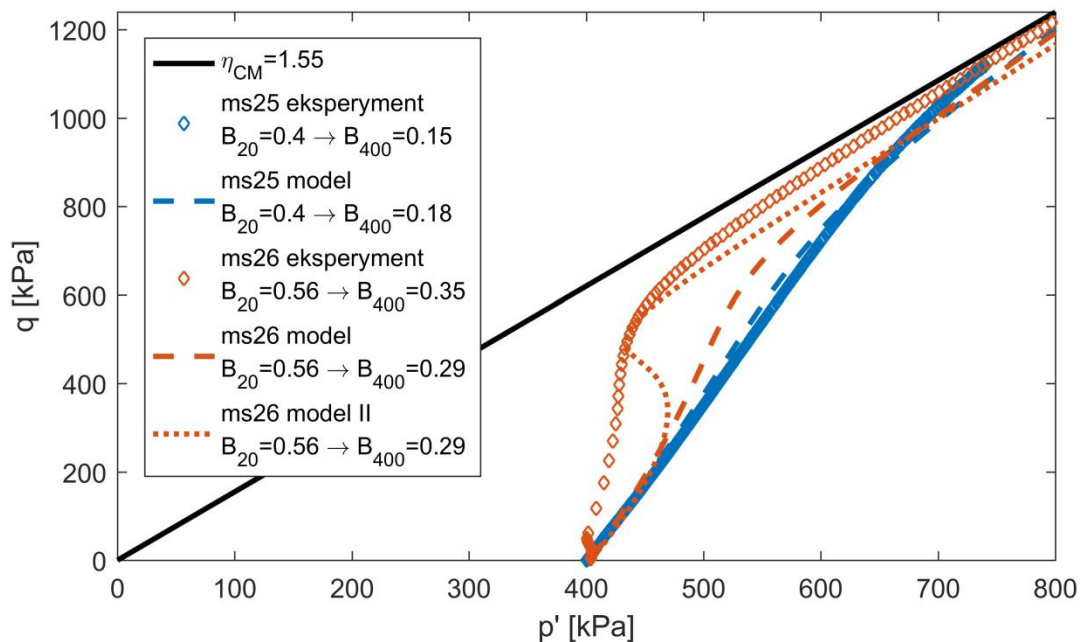
Stan nasycenia określany był pośrednio poprzez parametr Skemptona B . W trakcie testów parametr B mierzono dwukrotnie, zarówno dla stanu początkowego, gdzie średnie naprężenie efektywne wynosiło $p' = 20$ kPa, jak również po przeprowadzeniu izotropowej konsolidacji (przy $p' = 400$ kPa dla osadów OZM50 i $p' = 200$ kPa dla piasku Skarpa). Skutkuje to potencjalną możliwością wykreślenia dwu predykcji teoretycznych, z których każda związana będzie z jednym z tych pomiarów. Zależności wyników pomiarów parametru B od średniego naprężenia efektywnego opisano teoretycznie w pkt. 2.5.1 i sprawdzono doświadczalnie w pkt. 3.7. Na potrzeby niniejszej pracy postanowiono oprzeć się o wartości uzyskane

z pomiaru przy średnim naprężeniu efektywnym wynoszącym $p' = 20$ kPa. Uzasadnione jest to następującymi powodami:

- taki pomiar jest bardziej stabilny niż pomiar przy wyższym stanie naprężenia,
- jest on powszechnie stosowany w praktyce laboratoryjnej, istnieje więc możliwość porównania wyników z literaturą lub wcześniejszymi badaniami,
- pomiar ten wykonany został dla wszystkich przeprowadzonych badań.

Porównanie wyników eksperymentu z predykcjami teoretycznymi pokazuje dobrą zgodność zarówno jakościową, jak i ilościową.

Dla gruntów dylatywnych natomiast predykcje modelu zestawione zostały z wynikami badań laboratoryjnych na rys. 5.3, gdzie linią przerywaną oznaczono wyniki dla średnich parametrów ścisłości wyznaczonych w pkt. 3.6.



Rys. 5.3. Porównanie wyników ścinania nie w pełni nasyconych osadów OZM50 w stanie dylatywnym w warunkach bez odpływu z predykcją teoretyczną.

Współczynniki ścisłości dewiatorowej użyte w modelu wyznaczone były w badaniach czystego ścinania w aparacie trójosiowym (pkt. 3.1.1). W przypadku gruntów dylatywnych konieczne było zagęszczenie ich do bardzo dużych wartości stopnia zagęszczenia, co znacząco utrudniło formowanie powtarzalnych próbek i spowodowało duży rozrzut wyników (rys. 3.26). Na rys. 5.3 linią kropkowaną pokazana została predykcja testu ms26, w której do wyznaczenia współczynników modelu wykorzystano tylko jedno wybrane doświadczenie – test ms19. Zabieg taki

pozwoił na uzyskanie znacznie lepszego dopasowania, co pokazują jaką wagę ma jak najlepsze wyznaczenie współczynników modelu.

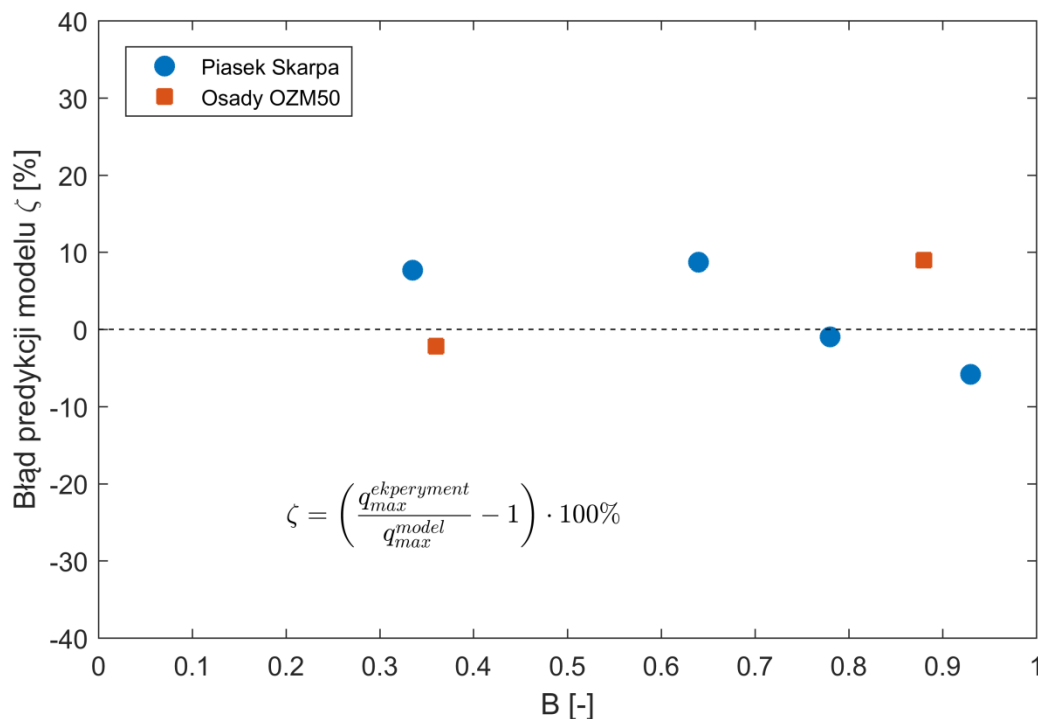
Uzyskane wyniki pokazują, że model może trafnie przewidywać zachowanie się nie w pełni nasyconych gruntów dylatywnych pod warunkiem zastosowania właściwej krzywej ściśliwości dewiatorowej.

5.1.1. Miary niedokładności

W ramach oceny ilościowego dopasowania modelu porównano maksymalne dewiatory uzyskane w badaniach laboratoryjnych z uzyskanymi za pomocą modelu dla ośrodków kontraktywnych. Uzyskano w ten sposób miarę niedokładności modelu ζ wyrażoną w procentach:

$$\zeta = \left(\frac{q_{\max}^{\text{eksperyment}}}{q_{\max}^{\text{model}}} - 1 \right) \cdot 100\%. \quad (5.1)$$

Wyniki przedstawione na rys. 5.4 pokazują, że dla wszystkich przypadków błąd jest mniejszy niż 10%, co w zagadnieniach mechaniki gruntów stanowi zadowalający wynik.

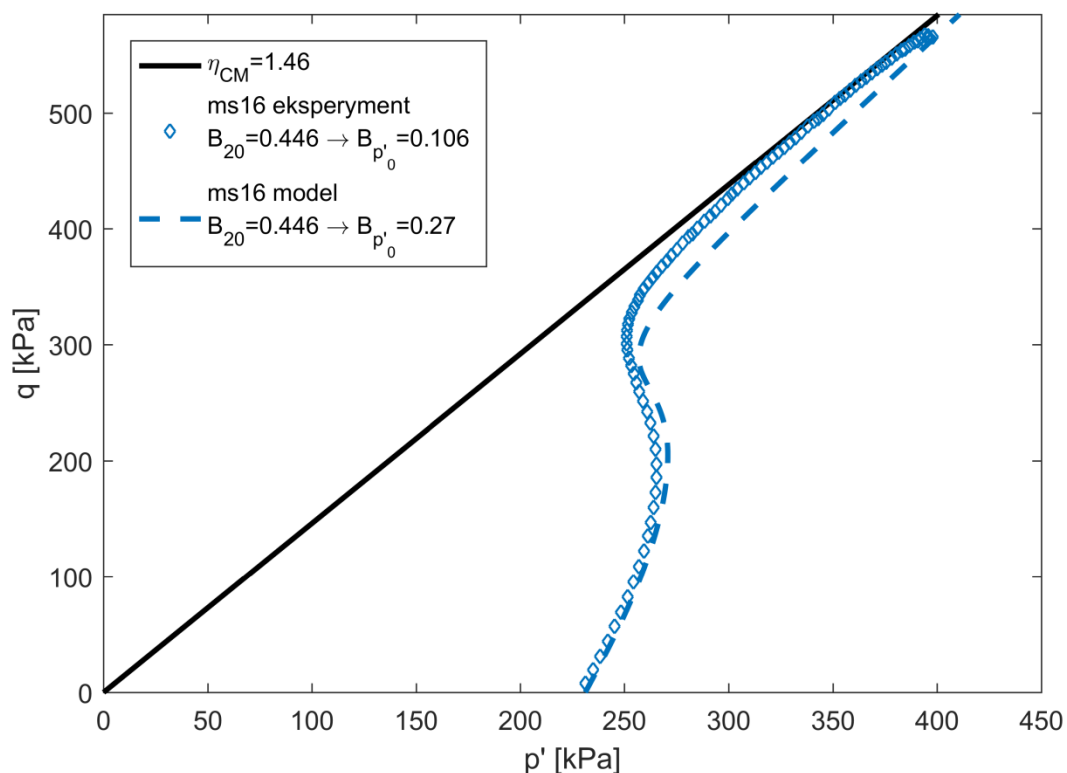


Rys. 5.4. Błędy predykcji modelu.

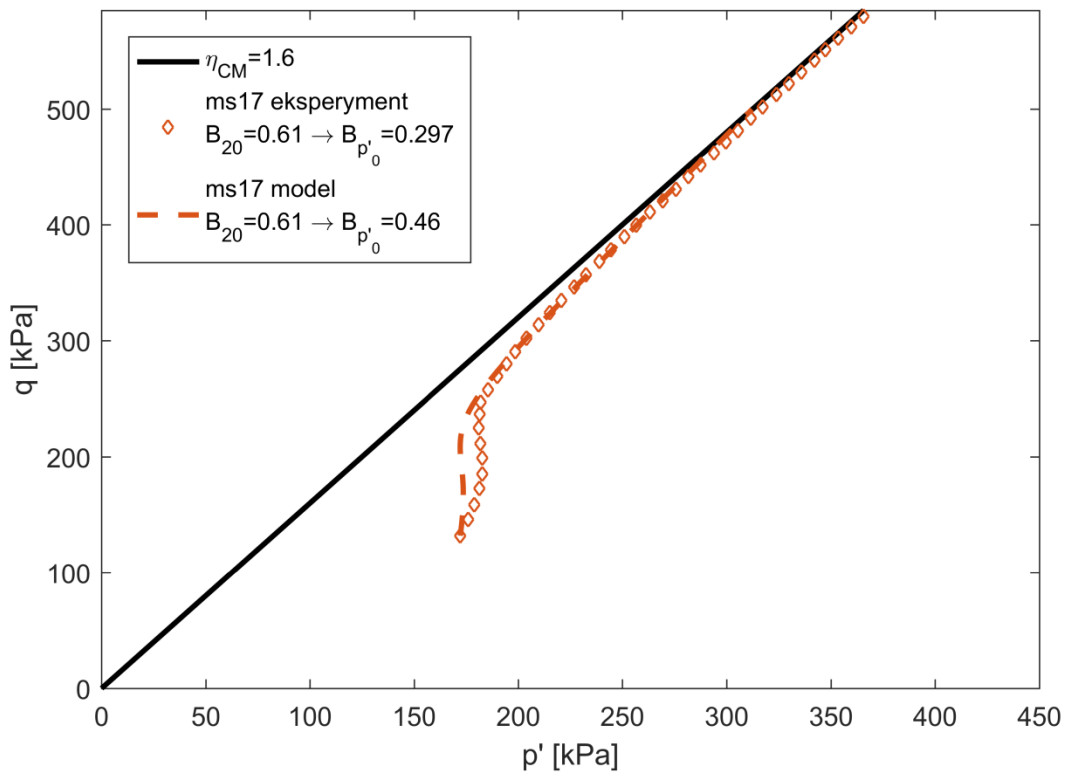
5.2. Weryfikacja modelu na próbkach NNS

Skuteczność i dokładność modelu teoretycznego opisywanego w rozdziale 4 zostały zweryfikowane w oparciu o wyniki badań na próbkach o nienaruszonej strukturze (NNS) osadów pobranych z OUOW Żelazny Most przedstawionych w pkt. 3.10.

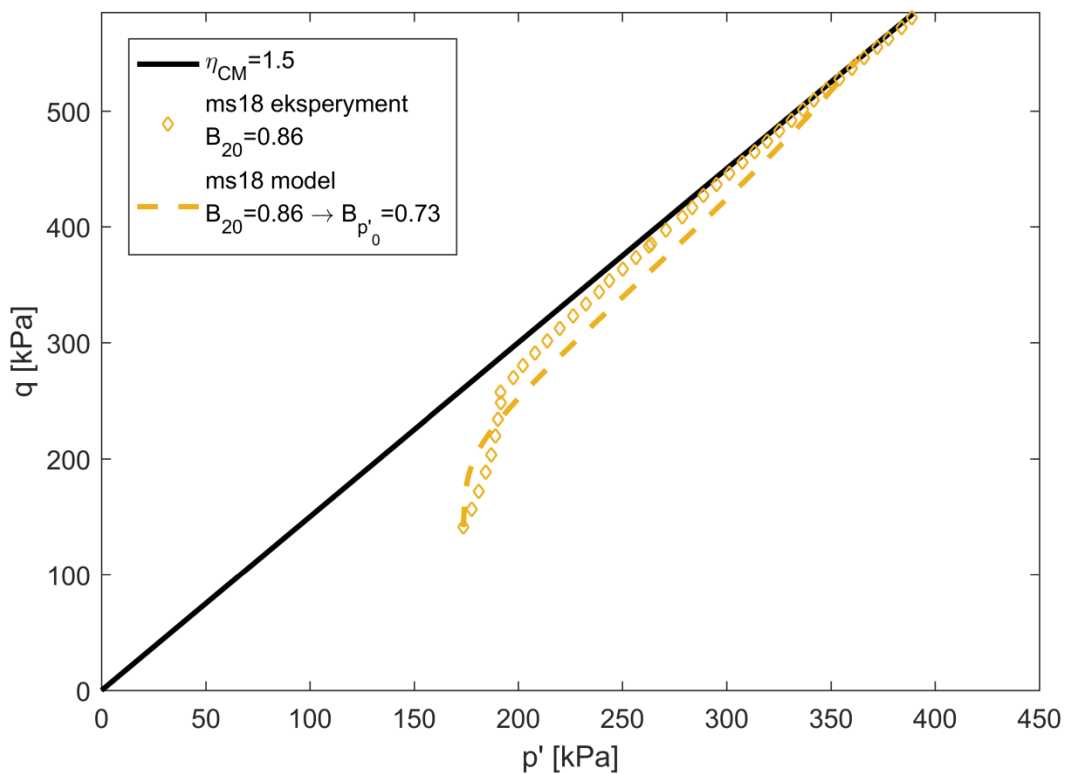
We wszystkich przypadkach (rys. 5.5, rys. 5.6 i rys. 5.7), otrzymane predykcje dobrze opisują przebieg eksperymentu. Współczynniki modelu wykorzystane do opisu poszczególnych doświadczeń zostały dobrane na podstawie wyników przedstawionych w rozdziale 3.6, lecz potraktowanych selektywnie. Predykcja każdego z testów NNS oparta została o współczynniki z najbardziej mu odpowiadającego badania czystego ścinania i izotropowej konsolidacji.



Rys. 5.5. Wyniki ścinania próbki NNS ms16 wraz z predykcją teoretyczną.

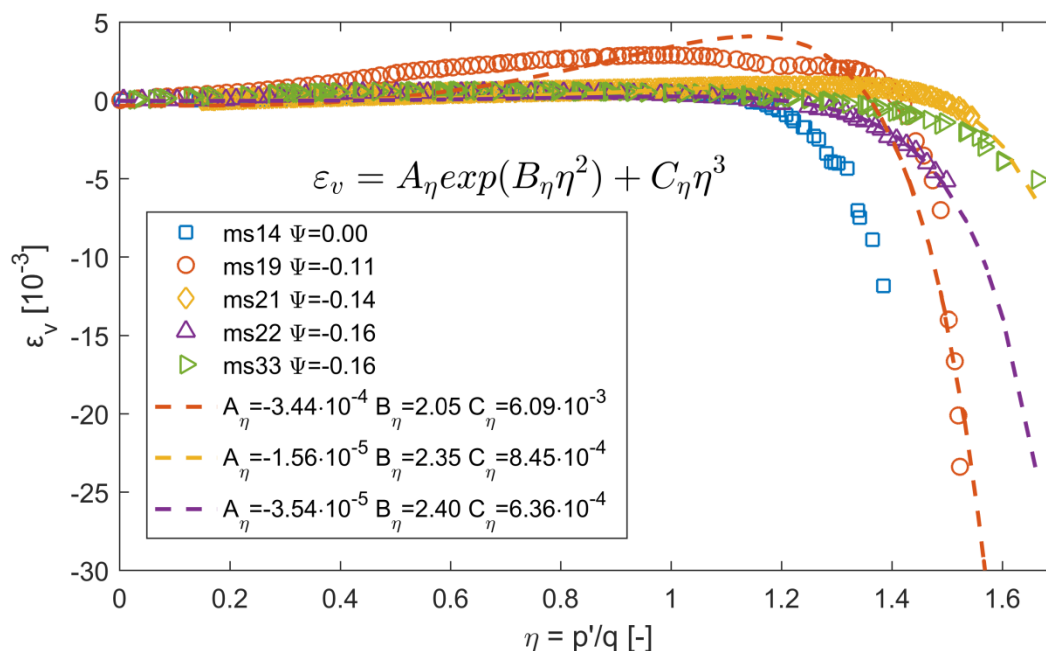


Rys. 5.6. Wyniki ścinania próbki NNS ms17 wraz z predykcją teoretyczną.



Rys. 5.7. Wyniki ścinania próbki NNS ms18 wraz z predykcją teoretyczną.

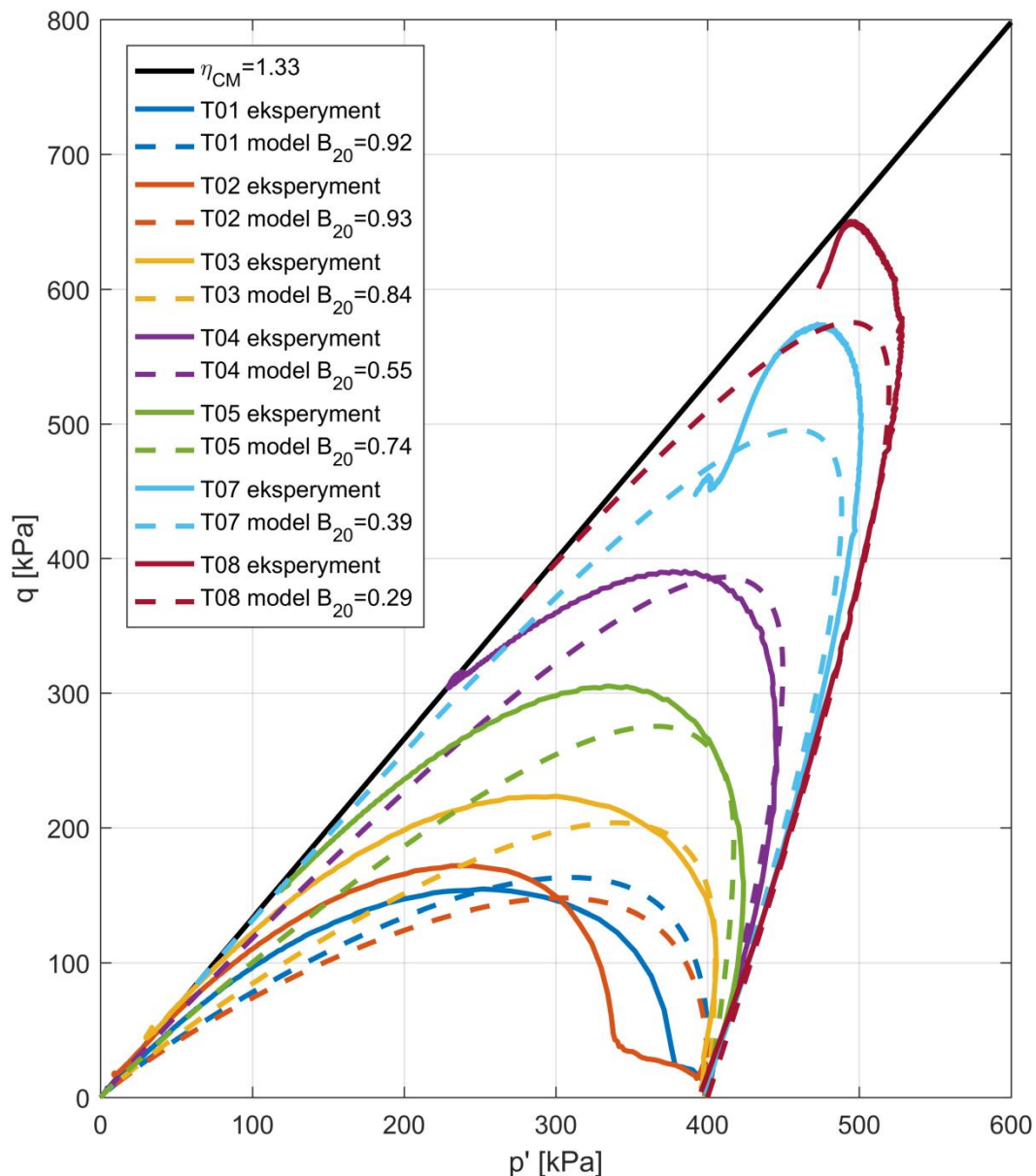
Podójście takie jest uzasadnione z kilku powodów. Po pierwsze przy wyznaczaniu parametrów modelu dla gruntów dylatywnych otrzymano duży rozrzut wartości współczynników, co w znacznej mierze wynika z faktu, iż próbki były bardzo mocno zagęszczane metodą ubijania na sucho co mogło skutkować zaburzeniami ich struktury. Po drugie grunt z prób NNS jest jedynie podobny do osadów modelowych OZM50 co wyraźnie widać na rys. 3.36, zasadne więc wydaje się użycie parametrów z badań, które wykazały podobne zachowania mechaniczne. Dobór krzywych dla poszczególnych doświadczeń przedstawia rys. 5.8, dla testu NNS ms16 użyto krzywej opartej o badanie ms19, z kolei dla testu NNS ms17 krzywej opartej o ms21, a dla testu NNS ms18 użyto z badania ms22.



Rys. 5.8. Wybrane współczynniki ścisłości dewiatorowej na tle wszystkich przeprowadzonych badań.

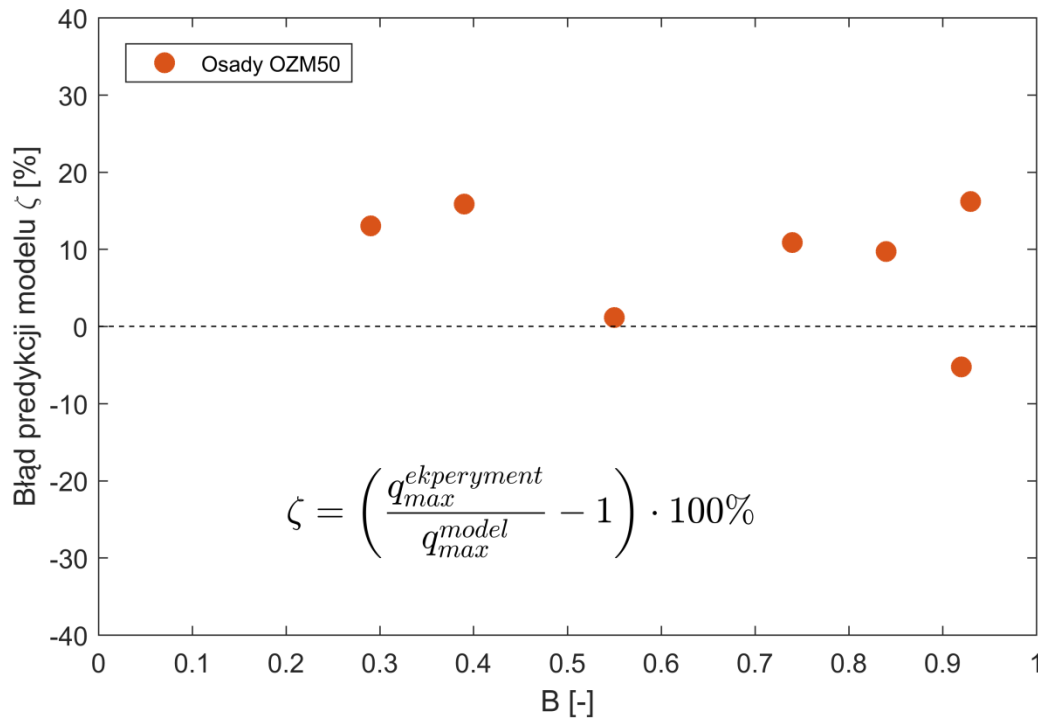
5.3. Porównanie predykcji modelu z badaniami innych autorów

W artykule (Świdziński, et al., 2017) autorzy przedstawili wyniki serii badań trójosiowego ścinania próbek osadów poflotacyjnych OZM50 o różnym stanie nasycenia definiowanym wartością parametru Skemptonu B. Predykcje jakie daje prezentowany model dla tych doświadczeń przedstawiono na rys. 5.9.



Rys. 5.9. Predykcje modelu dla wyników badań otrzymanych przez (Świdziński, et al., 2017).

Miary niedokładności, których metoda określania przedstawiona została w pkt. 5.1.1, zestawione zostały na rys. 5.10. Predykcje uzyskano przy użyciu współczynników funkcji ścisłości wyznaczonych w rozdziale 3.6, a więc dla ośrodka o zbliżonym (lecz nie identycznym) stanie początkowym. Mimo tego model jakościowo bardzo dobrze, a ilościowo dobrze odwzorowuje ścieżki naprężenia uzyskane w eksperymencie.



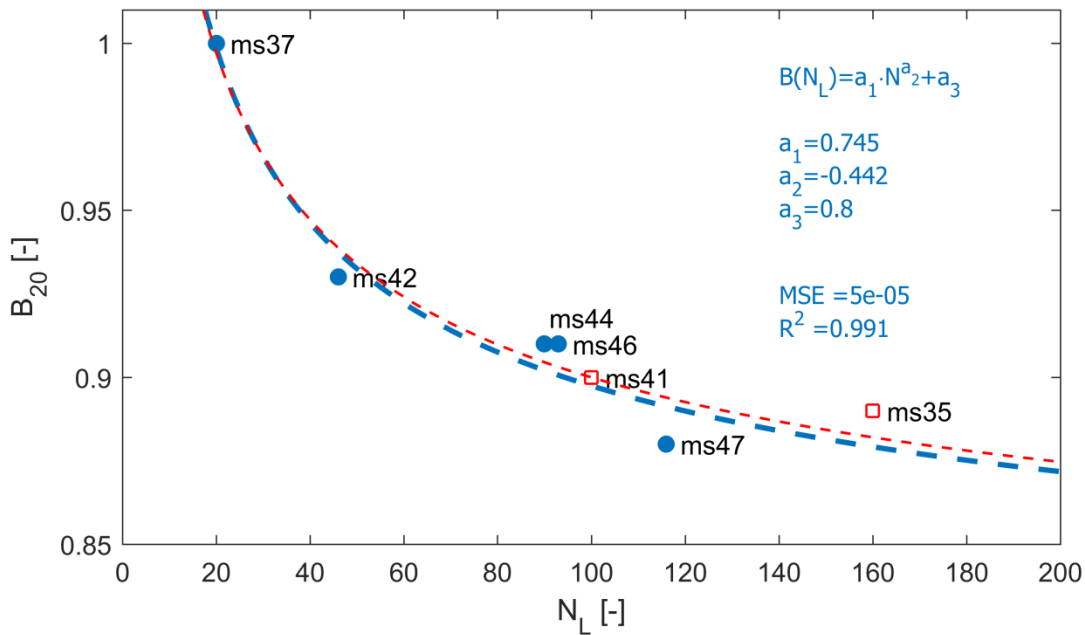
Rys. 5.10. Miary niedokładności predykcji modelu dla badań (Świdziński, et al., 2017).

5.4. Reakcja na wymuszenie cykliczne

Istnieje wyraźna zależność między stanem nasycenia próbki wyrażanym parametrem Skemptona B a generacją ciśnienia porowego (rys. 3.16), im wyższy parametr B tym następuje ona szybciej i osiąga wyższe wartości.

Zauważyć przy tym należy, iż to, że testy ms44 i ms46, przeprowadzone na próbkach o tym samym parametrze Skemptona B, dały bardzo zbliżone wyniki świadczy o powtarzalności badań i osiągnięciu celu, jakim było wyizolowanie wpływu nasycenia ośrodka na jego reakcję.

Pięć próbek o najwyższym nasyceniu (ms37, ms42, ms44, ms46, ms47; $B \in < 0.88; 1.0 >$) upłynniło się, a liczba cykli potrzebnych do upłynnienia rosła wraz ze spadkiem poziomu nasycenia. Sytuację tę obrazuje rys. 5.11 przedstawiający zależność parametru Skemptona B od liczby cykli do upłynnienia N_L .



Rys. 5.11. Wartość parametru Skemptona B od liczby cykli potrzebnych do upłynnienia próbki.

Ponadto na rys. 5.11 zaznaczono wyniki dwu przeprowadzonych badań (ms41 i ms35), dla których ze względu na awarie systemu akwizycji danych w fazie cyklicznego ścinania, nie zachowały się ścieżki naprężania i przebiegi zmian ciśnienia, a jedynie liczba cykli potrzebnych do upłynnienia ($B_{20}^{ms41} = 0.9$, $N_L^{ms41} = 100$; $B_{20}^{ms35} = 0.89$, $N_L^{ms35} = 160$).

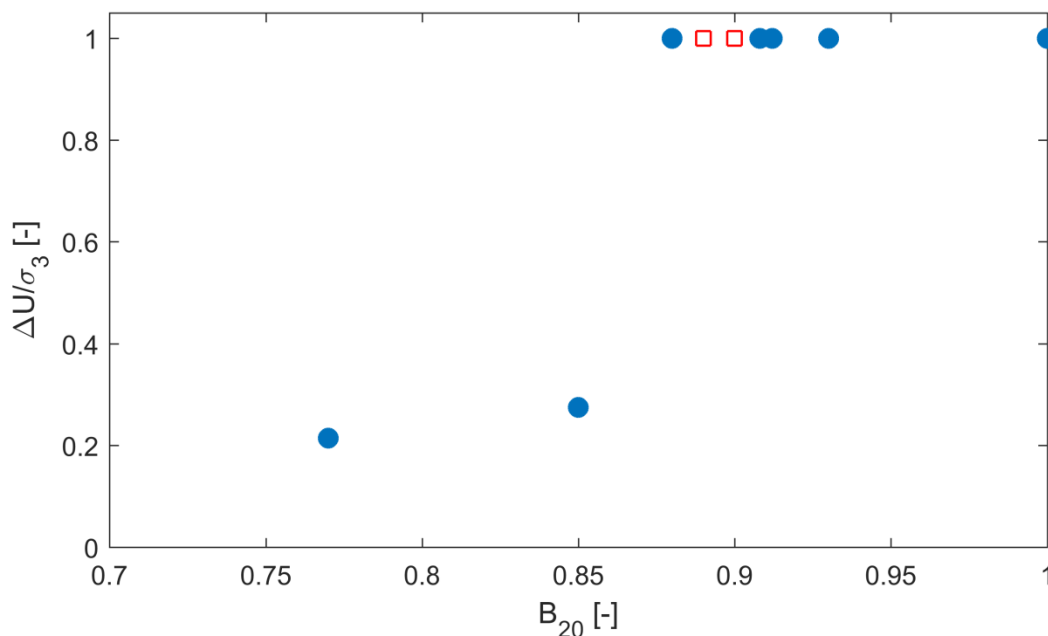
Przedstawione wyniki aproksymowano funkcją postaci:

$$B(N_L) = a_1 N^{a_2} + a_3 \tag{5.2}$$

zarówno z uwzględnieniem próbek ms41 i ms35 (czerwona linia przerywana), jak i bez ich uwzględnienia (niebieska linia przerywana), w obu wypadkach uzyskując bardzo podobne przebiegi funkcji. Podczas aproksymacji założono dodatkowo, co wynika z doświadczeń, że dla $B < 0.85$ próbka nie może upłynąć się w wyniku obciążenia nawet bardzo dużą liczbą cykli. Uzyskano w ten sposób współczynniki o wartościach $a_1 = 0.745$, $a_2 = -0.442$ i $a_3 = 0.8$.

Kolejną, dającą się zauważyć prawidłowością jest istnienie pewnej granicznej wartości nasycenia, dla której następuje zmiana charakteru reakcji ośrodka. Dla piasku Skarpa zawiera się ona pomiędzy B równym 0.85 a $B = 0.88$. Dla mniejszych wartości B następuje jedynie generacja ciśnienia porowego, która jednak szybko stabilizuje się na pewnym poziomie, natomiast dla wyższych poziomów nasycenia

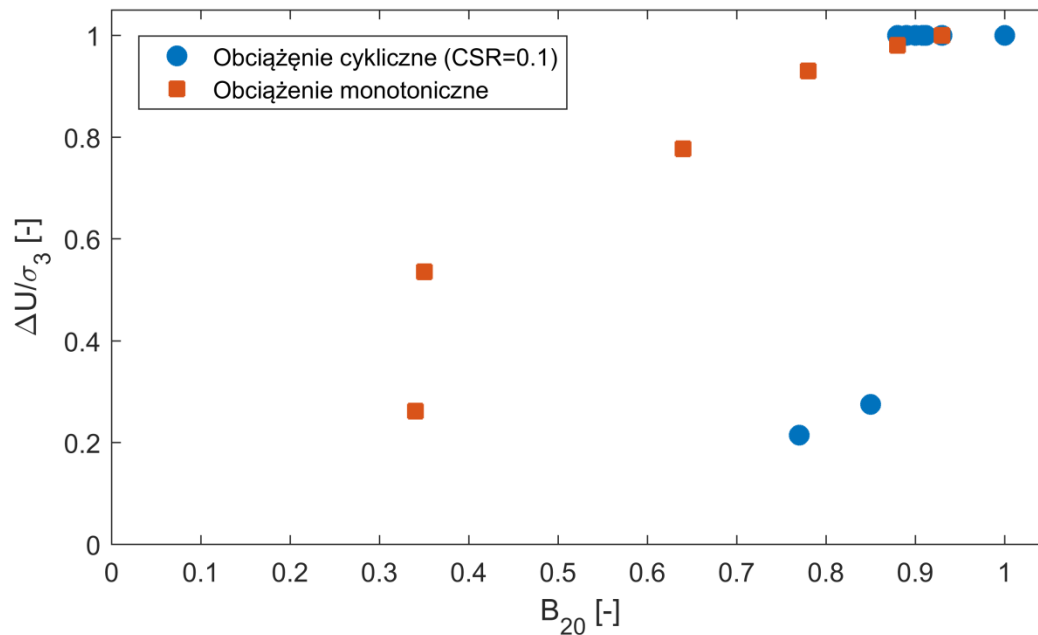
następuje bardzo wyraźny skok ciśnienia porowego w pierwszym cyklu obciążenia, a następnie rozłożony w czasie wzrost ciśnienia powodujący osiągnięcie linii niestabilności i w konsekwencji gwałtowne upłynnienie. Skok maksymalnych zanotowanych znormalizowanych ciśnień porowych (gdzie $\Delta u/\sigma_{3,0} = 1$ oznacza upłynnienie) w relacji do parametru Skemptonu B pokazuje rys. 5.12 (kolorem czerwonym oznaczono próbki ms35 i ms41). Identyczny mechanizm został zidentyfikowany dla gruntu antropogenicznego (osadów poflotacyjnych OZM50) przez (Świdziński, et al., 2017), jednak różna była wartość parametru Skemptonu B stanowiąca granicę dla sposobu reakcji gruntu, wynosiła ona $B \approx 0.95$.



Rys. 5.12. Znormalizowane wygenerowane ciśnienie porowe w zależności od parametru Skemptonu B.

Analogicznie do reakcji na obciążenia monotoniczne ośrodek obciążony cyklicznie upłynniał się tym łatwiej, im wyższy był jego stopień nasycenia. Zauważyć jednak należy, że do osiągnięcia upłynnienia w przypadku obciążeń cyklicznych potrzeba znacznie większej wartości parametru Skemptonu B. Różnica ta może wynikać z charakteru obciążenia, jak również z faktu, iż obciążenia cykliczne poprzedzane były konsolidacją anizotropową a monotoniczne izotropową. Porównanie znormalizowanych za pomocą wartości ciśnienia w komorze, przyrostów ciśnienia porowego dla obu typów obciążeń przedstawiono na rys. 5.13, wartość znormalizowanego ciśnienia wynosząca $\frac{\Delta u}{\sigma_3} = 1$ oznacza upłynnienie. W badaniach

cyklicznych dla mniejszych wartości parametru Skemptona B nie obserwowano tak znaczących przyrostów ciśnienia porowego jak miało to miejsce w przypadku obciążeń monotonicznych. Wynika to z faktu, iż te ostatnie prowadzone były do całkowitego zniszczenia próbki (osiągnięcie powierzchni granicznej Coulomba-Mohra), podczas gdy amplituda dewiatora w badaniach cyklicznych było stała ($CSR = 0.1$).



Rys. 5.13 Porównanie generowanych ciśnień dla obciążeń cyklicznych i monotonicznych.

6. Podsumowanie i wnioski

Przedstawiona praca traktuje o zachowaniu się ośrodków nie w pełni nasyconych. W obrębie poruszanej tematyki wyróżnić można trzy główne obszary, na których autor skupił swoją uwagę, są to:

- reakcje ośrodków nie w pełni nasyconych na obciążenie monotoniczne i ich modelowanie;
- zachowanie się gruntu nie w pełni nasyconego poddanego cyklicznemu ścinaniu;
- wpływ stanu nasycenia na rozchodzenie się w nim fal sejsmicznych.

W celu rozpoznania zachowania się niespoistych ośrodków nie w pełni nasyconych przeprowadzono szereg badań monotonicznego ścinania w aparatach trójosiowych. Uzyskane wyniki wskazują, że grunt nie w pełni nasycony w stanie kontraktywnym może podlegać zjawisku upłynnienia, a stan nasycenia gruntu determinuje wysokość nadwyżki ciśnienia porowego generowanej w czasie ścinania w warunkach bez odpływu wody z porów.

Ponadto w testach trójosiowych wyznaczono parametry modelu, ściśliwości aksjatorową i dewiatorową, dla osadów poflotacyjnych OZM50, które stanowiły jeden z badanych gruntów.

Kolejny etap prac stanowiło modelowanie teoretyczne. Dokonano modyfikacji półempirycznego modelu przyrostowego, w celu uzyskania poprawnych predykcji dla ośrodków nie w pełni nasyconych.

Podczas prac nad udoskonaleniem modelu przyjęto koncepcje, aby w trakcie obliczeń ściśliwość płynu porowego wiązać nie bezpośrednio z parametrem Skemptonu B , a ze stopniem nasycenia S_r otrzymanym na jego podstawie, równanie (4.22). Dzięki temu można było zastosować pełną formułę wzoru (2.21) oraz śledzić zmiany stopnia nasycenia wraz z postęпами procesu ścinania, co z kolei umożliwiło odnoszenie się zawsze do aktualnej wartości S_r . Ponadto zaobserwowano i wprowadzono do modelu zależność parametru Skemptonu B od początkowego średniego naprężenia efektywnego p' opisane w pkt. 2.5.1 i pkt. 3.7. Pozwoliło to na przejście od parametru B mierzonego przy średnim naprężeniu efektywnym

o wartości 20 kPa (B_{20}) do odpowiadającej mu wartości dla stanu naprężenia po izotropowej konsolidacji. W przeprowadzanych badaniach średnie efektywne naprężenie konsolidujące wynosiło $p'_0 = 400$ kPa dla badań osadów OZM50 i $p'_0 = 200$ kPa dla piasku modelowego Skarpa.

Uzyskane wyniki teoretyczne względem pierwotnego modelu (Świdziński, et al., 2018) prezentują znacznie lepsze ilościowo dopasowanie do eksperymentu. Efekt ten uzyskano w pracy dzięki następującym działaniom:

- zastosowaniu pełnej formuły określającej ściśliwość płynu porowego, wzór (2.21);
- poznaniu i zaimplementowaniu w modelu zmian parametru Skemptonu B wraz ze średnim naprężeniem efektywnym;
- zastosowaniu krzywych ściśliwości izotropowej wyznaczonych na podstawie dedykowanych badań laboratoryjnych;
- wyznaczeniu laboratoryjnym i wykorzystaniu w modelu rzeczywistej ściśliwości przy odciążeniu aksjatorowym.

Proponowany zmodyfikowany model dobrze odzwierciedla zachowanie się gruntów nie w pełni nasyconych. W szczególności odzwierciedla wpływ nasycenia gruntu na zmianę charakteru jego reakcji i wzrost podatności na upłynnienie.

Niezależnie zaproponowany model został pozytywnie zweryfikowany na próbkach NNS pobranych z rzeczywistej konstrukcji – masywu odpadów poflotacyjnych zmagazynowanych w OUOW Żelazny Most. Badania te potwierdziły, że model poprawnie prognozuje zachowanie się gruntu w warunkach inżynierskich.

Dodatkowo działanie modelu zostało skonfrontowane z wynikami badań uprzednio prowadzonych przez innych autorów, a uzyskane predykcje dają wysoki stopień zgodności z eksperymentem.

Kolejnym aspektem poruszonym w pracy jest zachowanie się ośrodków nie w pełni nasyconych pod obciążeniem cyklicznym. Przeprowadzona została seria badań w aparacie trójosiowym na modelowym piasku Skarpa. Zrealizowane eksperymenty charakteryzowały się poprzedzającą je anizotropową konsolidacją, a więc stan początkowy był zbliżony do stanu gruntów występujących w naturze. Stanowi to dość oryginalne podejście, gdyż przemożna większość badań, których wyniki można znaleźć w literaturze poprzedzanych było konsolidacją izotropową, co

z kolei powodowało, że w czasie obciążenia cyklicznego dopuszczany był przypadek tzw. trójosiowego rozciągania, który w badaniach prezentowanych w niniejszej rozprawie nie występował.

Zaobserwowana i opisana została zależność między zmniejszającym się nasyceniem ośrodka a rosnącą liczbą cykli potrzebnych do jego upłynnienia. Ponadto ustalono istnienie granicznego nasycenia wyrażonego konkretną wartością parametru Skemptona B , poniżej której, w danych warunkach obciążenia cyklicznego, wygenerowane ciśnienie nie powoduje upłynnienia się gruntu.

Trzecim i ostatnim zagadnieniem poruszonym w pracy była zależność prędkości rozchodzenia się podłużnej fali sejsmicznej od nasycenia ośrodka oraz możliwość oszacowania na tej podstawie parametrów ośrodka przy wykorzystaniu np. badań sejsmicznych *in situ*. W wyniku przeprowadzonych eksperymentów otrzymano empiryczną korelację między wartościami prędkości rozchodzenia się fali podłużnej a stanem nasycenia ośrodka, co wskazuje, iż znając inne charakterystyki danego ośrodka można modelować zachowanie gruntu określając jego nasycenie w oparciu prędkość rozchodzenia się fali podłużnej.

Informacja

Obliczenia wykonano wykorzystując oprogramowanie udostępnione przez Centrum Informatyczne Trójmiejskiej Akademickiej Sieci Komputerowej (CI TASK).

Bibliografia

- Arab, A., Belkhatir, M. i Sadek, M., 2016. Saturation Effect on Behaviour of Sandy Soil Under Monotonic and Cyclic Loading: A Laboratory Investigation. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34(1), pp. 347-358.
- Arab, A., Shahrour, I. i Lancelot, L., 2011. A laboratory study of liquefaction of partially saturated sand. *Journal of Iberian Geology*, 37(1), pp. 29-36.
- Been, K. i Jefferies, M., 1985. A State Parameter for Sands. *Géotechnique*, 35(2), pp. 99-112.
- Bian, H. i Shahrour, I., 2009. Numerical model for unsaturated sandy soils under cyclic loading: Application to liquefaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(2), pp. 237-244.
- Biot, M. A., 1941. General theory of three-dimensional consolidation. *Journal of Applied Physics*, 12(2), pp. 155-164.
- Bishop, A. W., 1959. The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad*, 106(39), pp. 859-863.
- Castro, G. i Poulos, S. J., 1977. Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Tom 103, pp. 501-516.
- Coussy, O., 2004. *Poro mechanics*. London: Wiley.
- Della, N. i Arab, A., 2010. Laboratory Investigation on the Saturation and Initial Structure Effects on the Undrained Behavior of Granular Soil Under Static Loading. *Acta Polytechnica Hungarica*, 7(5), pp. 143-160.
- Della, N., Arab, A. i Belkhatir, M., 2011. *Laboratory testing of the monotonic behavior of partially saturated granular*. Rabat, INVACO2.
- Eseller-Bayat, E., Yegian, M., Alshawabkeh, A. i Gokyer, S., 2013a. Liquefaction Response of Partially Saturated Sands. I: Experimental Results. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(6), pp. 863-871.
- Eseller-Bayat, E., Yegian, M., Alshawabkeh, A. i Gokyer, S., 2013b. Liquefaction Response of Partially Saturated Sands. II: Empirical Model. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(6), pp. 872-879.
- Fourie, A. B., Blight, G. E. i Papageorgiou, G., 2001. Static liquefaction as a possible explanation for the Merriespruit tailings dam failure. *Canadian Geotechnical Journal*, Tom 38, pp. 707-719.

- Goto, S. i Shamoto, Y., 2002. Estimation method for the liquefaction strength of unsaturated sandy soil (part 2). *Proceedings of 37th Japan National Conference on Geotechnical Engineering*, pp. 1987-1988.
- He, J., Chu, J. i Liu, H., 2014. Undrained shear strength of desaturated loose sand under monotonic shearing. *Soil and Foundations*, 54(4), pp. 910-916.
- Huang, Y., Tsuchiya, H. i Ishihara, K., 1999. Estimation of partial saturation effect on liquefaction resistance of sand using P-wave velocity. *Proc. JGS Symp.*, Tom 113, pp. 431-434.
- Ishihara, K., 1996. *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*. New York: Oxford University Press.
- Ishihara, K., Tatsuoka, F. i Yasuda, S., 1975. Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils and Foundations*, 15(1), pp. 29-45.
- Ishihara, K., Tsuchiya, H., Huang, Y. i Kamada, K., 2001. Keynote Lecture: Recent studies on liquefaction resistance of sand effect of saturation. *International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, 30.
- Ishihara, K., Tsukamoto, Y. i Kamada, K., 2004. Undrained behaviour of near-saturated sand in cyclic and monotonic loading. W: T. Triantafyllidis, red. *Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena*. London: Taylor & Francis Group, pp. 27-39.
- Kamata, T., Tsukamoto, Y. i Ishihara, K., 2009. Undrained Shear Strength of Partially Saturated Sand in Triaxial Tests. *Bulletin of New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 42(1), pp. 57-62.
- Kimoto, S., Ishikawa, R. i Akaki, T., 2017. *Behavior of unsaturated sandy soil during triaxial compression tests under fully undrained conditions and its modelling*. Seul, ICSMGE, pp. 1187-1190.
- Ladd, R., 1978. Preparing Test Specimens Using Undercompaction. *Geotechnical Testing Journal*, 1(1), pp. 16-23.
- Lade, P. V., 1992. Static instability and liquefaction of loose fine sandy slopes. *J. Geotech. Engrg., ASCE*, 118(1), pp. 51-70.
- Leroueil, S., Hight, D. i Cabral, A., 2015. Practical implications of gas-water interactions in soils. W: A. Sfriso, D. Manzanal i R. Rocca, redaktorzy *Series Advances in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Geotechnical Synergy*. Buenos Aires: IOS Press BV, pp. 209-259.

- Lipiński, M., 2013. *Kryteria wyznaczania parametrów geotechnicznych*. Warszawa: Wydawnictwo SGGW.
- Makhneko, R. i Labuz, J. F., 2013. *Saturation of porous rock and measurement of B coefficient*. San Francisco, ARMA.
- Mierczyński, J., 2000. *Mechanika procesu odrywania obiektu od podłoża nawodnionego*, Rozprawa doktorska, Gdańsk: IBW PAN.
- Mierczyński, J., 2014. *Mechanika upłynnionego gruntu*. Gdańsk: IBW PAN.
- Mital, U., Mohammadnejad, T. i Andrade, J., 2017. Flow liquefaction instability as a mechanism for lower end of liquefaction charts. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143(9).
- Murray, E. J. i Sivakumar, V., 2010. *Unsaturated Soils: a Fundamental Interpretation of Soil Behaviour*. Oxford: Wiley-Blackwell.
- Nakazawa, H., Ishihara, K., Tsukamoto, Y. i Kamata, T., 2004. Case studies on evaluation of liquefaction resistance of imperfectly saturated soil deposits. W: T. Triantafyllidis, red. *Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena*. Bochum: A. A. Balkema Publishers, pp. 295-304.
- OCDI, 2009. Actions and Material Strength Requirements. C6 Ground Liquefaction. W: *Technical Standards and Commnetaries for Port and Harbour Facilities in Japan*. Tokyo: The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan, pp. 282-287.
- Okamura, M. i Soga, Y., 2006. Effects of Pore Fluid Compressibility on Liquefaction Resistance of Partially Saturated Sand. *Soils and Foundations*, 46(5), pp. 695-700.
- Okur, V. i Umut, U. S., 2013. Energy approach to unsaturated cyclic strength of sand. *Bull Earthquake Eng*, 11(1), pp. 503-519.
- Olson, S. M., Stark, T. D. i Castro, G., 2000. 1907 Static Liquefaction Flow Failure of the North Dike of Wachusett Dam. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(12), pp. 1184-1193.
- Poulos, S. J., 1981. The Steady State of Deformation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 107(5), pp. 501-516.
- Puzrin, A. M., Alonso, E. E. i Pinyol, N. M., 2010. Cassion Failure Inducted by Liquefaction: Barcelona Harbour, Spain. W: *Geomechanics of Failures*. Londyn: Springer, pp. 85-148.
- Raghunandan, M. & Juneja, A., 2011. A Study on the Liquefaction Resistance and Dynamic Properties of De-Saturated Sand. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Volume 16, pp. 109-123.

- Sawicki, A., 2012. *Zarys Mechaniki Gruntów Sypkich*. Gdańsk: IBW PAN.
- Sawicki, A., 2014. *The Puzzle of Soil Liquefaction*. Gdańsk: IBW PAN.
- Sawicki, A., Sławińska, J. i Mierczyński, J., 2014. Structure and Calibration of Constitutive Equations. *Studia Geotechnica et Mechanica*, XXXVI(4), pp. 35-46.
- Sawicki, A. i Świdziński, W., 2007. Drained Against Undrained Behaviour of Sand. *Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics*, 54(3), pp. 207-222.
- Sawicki, A. i Świdziński, W., 2010. Stress-Strain Relations for Dry and Saturated Sands. Part I: Incremental Model. *Journal of Theoretical and Applied Mechanics*, 48(2), pp. 309-328.
- Seed, H. B. i Idriss, I. M., 1967. Analysis of soil liquefaction: Niigata earthquake. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 93(SM3), pp. 83-108.
- Seed, H. B. i Idriss, I. M., 1971. Simplified procedures for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics Foundation Division*, 97(SM9), pp. 1249-1273.
- Sherif, M. A., Ishibashi, I. i Tsuchiya, C., 1977. Saturation effect on initial soil liquefaction. *J. Geotech. Engng Div., ASCE*(103), pp. 914-917.
- Sikora, Z. i Ossowski, R., 2003. Uwagi na temat zasady naprężeń efektywnych dla gruntów częściowo nasyconych. *Zeszyty Naukowe. Budownictwo / Politechnika Śląska*, Tom 97, pp. 159-166.
- Skempton, A., 1954. The Pore-pressure Coefficients A and B. *Géotechnique*, 4(4), pp. 143-147.
- Skutnik, Z., 2013. Badanie Parametrów Wytrzymałościowych Piasku Średniego w Aparacie Trójosiowego Ściskania z Kontrolowanym Ciśnieniem Ssania. *Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, 2013(4), pp. 159-165.
- Sławińska, J., 2015. *Modelowanie zjawisk poprzedzających stan graniczny w gruntach niespoistych*, Rozprawa doktorska, Gdańsk: IBW PAN.
- Szymkiewicz, A., 2013. Mathematical Models of Flow in Porous Media. W: *Modelling water flow in unsaturated porous media*. Berlin: Springer Science & Business Media, pp. 9-47.
- Szymkiewicz, A., Sikora, Z., Ossowski, R. i Tisler, W., 2014. Właściwości retencyjne, przewodność hydrauliczna i naprężenia efektywne w gruntach nienasyconych. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, Tom 5, pp. 445-452.
- Świdziński, W., 2006. *Mechanizmy Zagęszczania i Uplynniania Gruntów Sypkich*. Gdańsk: IBW PAN.

- Świdziński, W., 2015. *Teoretyczny opis reakcji nawodnionych piasków w warunkach niepełnego nasycenia - raport wewnętrzny*, Gdańsk: IBW PAN.
- Świdziński, W. i Mierczyński, J., 2005. Instability Line as a Basic Characteristic of Non-Cohesive Soils. *Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics*, 52(1), pp. 59-85.
- Świdziński, W., Mierczyński, J. i Mikos, A., 2017. Response of partially saturated non-cohesive soils. *Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics*, 64(3-4), pp. 187-207.
- Świdziński, W., Mierczyński, J. i Smyczyński, M., 2018. Modelling of the response of partially saturated non-cohesive soil subjected to undrained loading. *Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics*, 65(1), pp. 11-29.
- Świdziński, W. i Smyczyński, M., 2018. Analiza parametrów determinujących stan nasycenia w gruntach niespoistych. *Acta Scientiarum Polonorum Architectura*, 17(2), pp. 3-13.
- Tsuchida, H., 1970. Evaluation of liquefaction potential of sandy deposits and measures against liquefaction induced damage. *Proceedings of the annual seminar of the Port and Harbour Research Institute*, 3(1), pp. 3-30.
- Tsukamoto, Y., Kawabe, S., Matsumoto, J. i Hagiwara, S., 2014. Cyclic resistance of two unsaturated silty sands against soil liquefaction. *Soil and Foundations*, 54(6), pp. 1094-1103.
- Unno, T., Kazama, M., Uzuoka, R. i Sento, N., 2008. Liquefaction of Unsaturated Sand Considering the Pore Air Pressure and Volume Compressibility of the Soil Particle Skeleton. *Soils and Foundations*, 48(1), pp. 87-99.
- Verdugo, R. i Ishihara, K., 1996. The Steady State of Sandy Soils. *Soils and Foundations*, 36(2), pp. 81-91.
- Verruijt, A., 1969. Elastic storage of aquifers. W: R. J. M. De Wiest, red. *Flow through porous media*. New York: Acad. Press, pp. 331-376.
- Wakumatsu, K. i Numata, A., 2004. Effect Of Liquefaction Susceptibility On Building Damage During The 1995 Kobe Earthquake. *13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada*, Issue 377.
- Wang, H. i inni, 2016. Effect of saturation on liquefaction resistance of iron ore fines. *Soil and Foundations*, 56(4), pp. 732-744.
- Xia, H. i Hu, T., 1991. Effects of saturation and back pressure on sand liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(9), pp. 1347-1362.

-
- Yang, J., 2002. Liquefaction resistance of sand in relation to P-wave velocity. *Géotechnique*, 52(4), pp. 295-298.
- Yang, J., Savidis, S. i Roemer, M., 2004. Evaluating Liquefaction Strength of Partially Saturated Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(9), pp. 975-979.
- Yasuda, S. i inni, 1999. Effect of degree of saturation on the liquefaction strength of Masa. *Proceedings of 34th Japan National Conference on Geotechnical Engineering*, pp. 2071-2072.
- Yoshimi, Y., Tanaka, K. i Tokimatsu, K., 1989. Liquefaction Resistance of a Partly Saturated Sand. *Soils and Foundations*, 29(3), pp. 157-162.
- Zhou, Y.-G. i Chen, Y.-M., 2007. Laboratory Investigation on Assessing Liquefaction Resistance of Sandy Soils by Shear Wave Velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(8), pp. 959-972.

Streszczenie

W niniejszej pracy omówiona została charakterystyka ośrodków nie w pełni nasyconych, a samo pojęcie zostało zdefiniowane i uściślone w kontekście badań gruntów niespoistych. W celu identyfikacji ich reakcji na obciążenia monotoniczne i cykliczne przeprowadzono szereg badań laboratoryjnych w aparatach trójosiowego ściskania. Do testów wykorzystane zostały dwa ośrodki: naturalny modelowy piasek średni i antropogeniczne osady poflotacyjne powstałe podczas produkcji miedzi. Zasadniczą część eksperymentów stanowi monotoniczne i cykliczne ścinanie gruntów o stanie nasycenia kontrolowanym za pomocą parametru Skempton B. Ponadto zbadano doświadczalnie wpływ średniego naprężenia efektywnego na zmiany parametru Skempton B oraz korelację tych parametrów z prędkością rozchodzenia się podłużnej fali sejsmicznej w ośrodku. Zweryfikowana eksperymentalnie została również pośrednia metoda wyznaczania stopnia nasycenia próbki i jego korelacja z parametrem Skempton B. Wyznaczono doświadczalnie ściśliwość aksjatorową i dewiatorową osadów poflotacyjnych stanowiących materiał badawczy. W ostatnim etapie badań sprawdzono jak zachowuje się ośrodek nie w pełni nasycony pobrany w postaci prób o nienaruszonej strukturze z masywu rzeczywistego składowiska odpadów.

W celu prognozowania reakcji ośrodka nie w pełni nasyconego poddanego obciążeniom monotonicznym dokonano modyfikacji półempirycznego modelu przyrostowego, zaproponowanego przez (Świdziński, et al., 2018), mających na celu uzyskanie lepszego dopasowania ilościowego. Główne modyfikacje dotyczyły rozszerzonej formuły określającej ściśliwość płynu porowego, zaimplementowania zmian parametru Skempton B wraz z średnim naprężeniem efektywnym oraz zastosowania parametrów ściśliwości wyznaczonych w dedykowanych badaniach laboratoryjnych, w tym w szczególności dotyczących odciążenia aksjatorowego. Dokonano analizy parametrycznej modelu i pokazano wpływ poszczególnych czynników na ostateczne predykcje.

Model teoretyczny został zweryfikowany poprzez porównanie jego predykcji z wynikami badań laboratoryjnych, uzyskana została bardzo dobra zgodność, zarówno jakościowa, jak i ilościowa.

Abstract

This work is focused on the response of partially saturated, granular soils to external loadings in undrained conditions. In order to identify the response to monotonic and cyclic loads, a series of laboratory tests were conducted in triaxial compression apparatus. In the research two types of soil were investigated, namely: natural medium sand and anthropogenic postflotation tailings. The main part of the testing program consists of the monotonic and cyclic shearing of partially saturated soils, the saturation state of which is controlled by the Skempton B parameter. Furthermore, the impact of the mean effective stress on changes of this parameter and its relation to the velocity of the longitudinal seismic wave in the soil medium are examined experimentally. Moreover, an indirect method of determination of the degree of saturation of the sample and its relation to the Skempton B parameter is also verified, together with the isotropic and deviator compressibility of the tested material. In the last stage of the experimental investigations, a response of the partially saturated soil collected in the form of undisturbed samples from the mass of tailings is identified.

In order to predict the reaction of the partially saturated soil medium subjected to monotonic loading in undrained conditions, the semi-empirical incremental model proposed by (Świdziński, et al., 2018) is modified to achieve a better quantitative fit to experimental data. The main modifications are the following: extended formula defining the compressibility of the pore fluid, implementation of Skempton B parameter changes along with the mean effective stress and application of compressibility parameters determined in dedicated laboratory tests, including in particular the isotropic unloading. The parametric analysis of the model is made and the influence of individual factors on the final predictions is shown.

The theoretical model was verified by comparing its prediction with the results of laboratory tests showing very good compliance, both qualitative and quantitative.

Zał. A - Wersja elektroniczna – płyta CD