

Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie

Roman Bednarek

Zmiany parametrów
konsolidowanego podłoża organicznego

Szczecin 2019

Recenzenci

prof. dr hab. inż. Eugeniusz Dembicki

prof. dr hab. inż. Maciej Gryczmański

Opracowanie redakcyjne

Wojciech Markowski

Skład $\text{\LaTeX}$

Roman Bednarek

Wydano za zgodą

Rektora Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego w Szczecinie

ISBN 978-83-7663-295-7

Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego w Szczecinie

al. Piastów 48, 70-311 Szczecin, tel. 91 449 47 60, e-mail: wydawnictwo@zut.edu.pl

Druk PPH „Zapół” Sobczyk Sp.j., al. Piastów 42, 70-310 Szczecin

Spis treści

1. Wprowadzenie	5
2. Reologia w opisie zachowania gruntu	17
2.1. Opis zachowania gruntu	17
2.2. Reologiczny model gruntu organicznego	30
3. Podstawy reologii	35
3.1. Wprowadzenie	35
3.2. Modele reologiczne na bazie analogów	37
3.3. Modele reologiczne wieloparametrowe	45
3.4. Reologiczne modele podłoża gruntowego	56
3.5. Empiryczne modele reologiczne gruntu	58
4. Zmiany parametrów geotechnicznych konsolidowanego gruntu organicznego	61
4.1. Krzywa elementarna	61
4.2. Wpływ podstawowych cech fizycznych gruntu organicznego na parametry modelu	64
4.3. Wpływ obciążenia na parametry modelu empirycznego	68
4.4. Wpływ czasu na parametry modelu	70
4.5. Obciążenie zmienne w czasie	76
4.6. Osiadanie całkowite	79
5. Reologiczny model Terzagiego	83
5.1. Ujęcie klasyczne	83
5.2. Zmiany ciśnienia wody wywołane obciążeniem zmiennym	87
6. Zmiany parametrów podłoża organicznego w czasie	101
7. Badania laboratoryjne zmian ciśnienia wody w gruncie	107
8. Praktyczne zastosowanie empirycznego modelu podłoża organicznego	113
8.1. Perspektywy zagospodarowania terenów z gruntami organicznymi	113
8.2. Dobór warstwy mobilizującej	115
8.3. Zastosowanie modelu w praktyce	117
9. Podsumowanie	129
Literatura	133
Streszczenie	141
Summary	145
Zusammenfassung	147

1

Wprowadzenie

Rozwój miast, przemysłu oraz wychodzenie z budownictwem przemysłowym i mieszkaniowym poza granice administracyjne miast wiąże się z ekspansją na tereny, których nie tak dawno unikano, ponieważ trudne warunki gruntowo-wodne uniemożliwiały bezawaryjne wznoszenie konstrukcji inżynierskich. Obecnie dzięki rozwojowi budownictwa i wielu dziedzin pokrewnych tereny te stają się coraz częściej bardzo atrakcyjne dla inwestycji. Niestety grunty w dolinach rzek i w okolicach jezior charakteryzują się najczęściej słabą nośnością i znacznym osiadaniem. Grunty zbudowane z cząstek organicznych uniemożliwiają przekazanie obciążenia z budowli w podłoże. Stosunkowo nieduże obciążenie dodatkowe niszczy ich strukturę wewnętrzną i wywołuje duże osiadanie. Obecnie obszary takie ze względu na swoją lokalizację – bliskie sąsiedztwo miasta i stosunkowo niskie ceny, chociaż trudne w zagospodarowaniu, są coraz częściej doceniane przez inwestorów. Sytuacja ta zmusza inżynierów do wznoszenia konstrukcji na gruntach słabych, które wymagają szczegółowej analizy warunków posadowienia konstrukcji.

Przykładem miasta, którego ekspansja mocno nakierowana jest na tereny z gruntami słabymi, jest Szczecin, licznie otoczony gruntami organicznymi. Ze względu na swoją miąższość torfowiska w tym rejonie były skuteczną przeszkodą w rozwoju aglomeracji miejskiej i przemysłu. Oprócz Szczecina jest wiele innych miejscowości położonych w dolinach rzek i w okolicach jezior. Miejscowości te charakteryzują się słabymi gruntami organicznymi, a niejednokrotnie grunty słabe znajdują się w centrum aglomeracji.

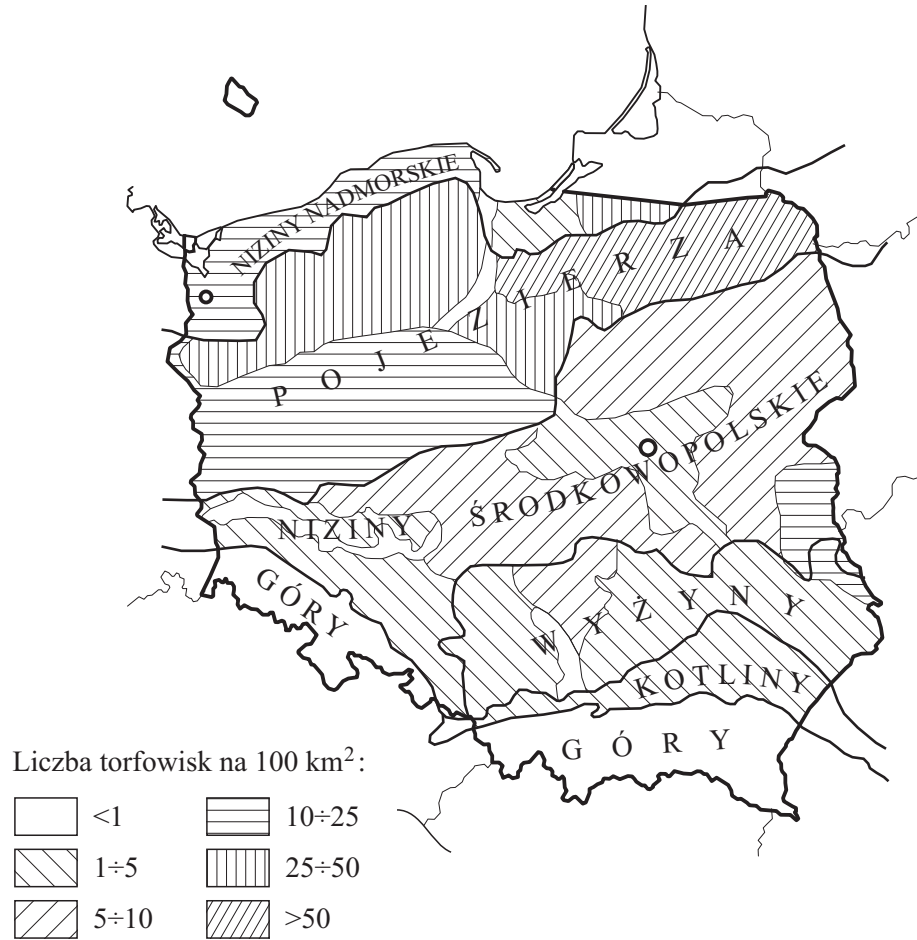
Grunty słabe to nazwa często stosowana przez inżynierów do określenia gruntów o małych wartościach parametrów charakteryzujących ich wytrzymałość. Zaliczamy do nich grunty organiczne, antropogeniczne oraz spoiste nieskonsolidowane o znacznej wilgotności. Cechą

wspólną jest mała wartość kąta tarcia wewnętrznego, niewielka wartość spójności i mała wartość modułu ściśliwości. Z punktu widzenia przeznaczenia oraz właściwości geologiczno-inżynierskich torfy oraz ogólnie grunty organiczne charakteryzuje: niska wytrzymałość początkowa, anizotropia strukturalna, duża ściśliwość i nieliniowość w zależności od związku obciążenie–osiadanie, zmienny współczynnik filtracji. Warstwa gruntów organicznych pod wpływem obciążenia może zmienić swoją początkową miąższość o ponad 50 %. Powszechna praktyka omijania obszarów, na których występują grunty słabe, prowadziła do rozwoju miast w kierunku gruntów nadających się do bezpośredniego posadowienia budowli. Wiele atrakcyjnych miejsc pod względem lokalizacji jest jeszcze niezagospodarowanych. Tymczasem rozwój budownictwa i nagła potrzeba rozbudowy szlaków komunikacyjnych zmniejszyła możliwości wyboru terenów pod rozbudowę. Posadowienie na takich gruntach nie zwalnia inżyniera projektanta z zapewnienia konstrukcjom bezpiecznej współpracy fundamentu z podłożem. Czynniki te spowodowały rozwój prac teoretycznych i doświadczalnych dotyczących gruntów słabonośnych. Prawidłowe rozpoznanie mechanizmów rządzących procesem deformacji obciążonej warstwy pozwoliłoby na bezpieczne i bardziej ekonomiczne projektowanie posadowienia konstrukcji inżynierskich. Jak duży jest to problem, ukazać mogą dane w tabeli 1.1, gdzie przedstawiono powierzchnię zajmowaną przez torfowiska w Europie, oraz na rycinie 1.1, gdzie przedstawiono liczbę torfowisk na terenie Polski.

Tabela 1.1. Powierzchnia torfowisk w Europie w km² (Tûremnov 1957)

Lp.	Kraj	Powierzchnia w km ²
1	Finlandia	100 000
2	Szwecja	55 000
3	Anglia i Irlandia	36 520
4	Polska	23 000
5	Niemcy	16 770
6	Norwegia	7 500
7	Francja	4 000
8	Dania	1 000
9	Włochy	1 000
10	Holandia	350
11	Szwajcaria	55
12	Hiszpania	3

Grunty organiczne zajmują znaczny obszar Polski, 1/24 część Polski to obszary podmokłe, w których występowały sprzyjające warunki do powstania torfowisk. Miejsc problematycznych, głównie mowa tu o torfowiskach, w Polsce jest bardzo dużo i obszary te stanowią będą wyzwaniem dla inżynierów i postępującej urbanizacji.

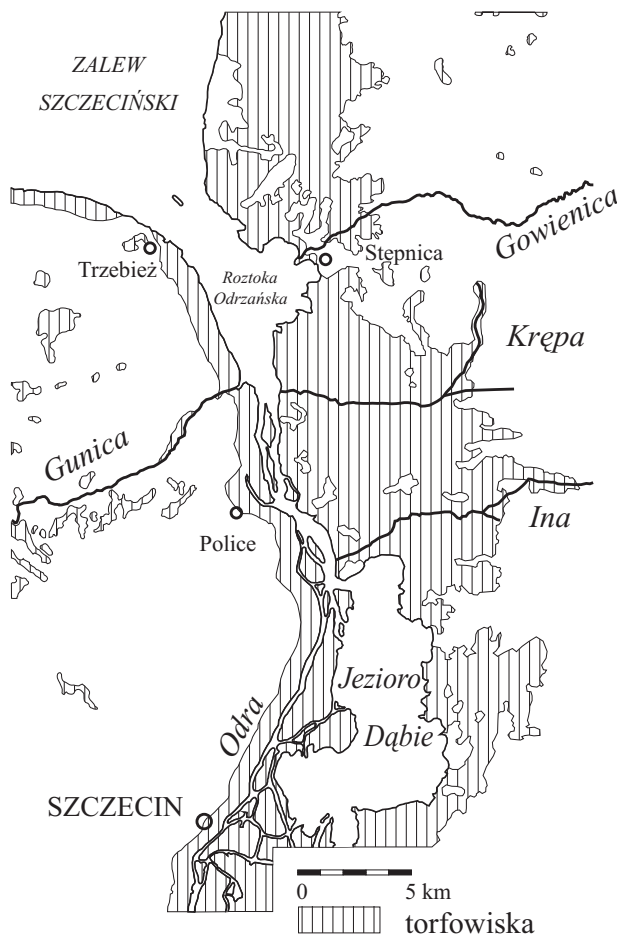


Ryc. 1.1. Liczba torfowisk w regionach fizyczno-geograficznych Polski (Ilnicki 2002)

W porównaniu z resztą kraju rejon Szczecina jest jednym z obszarów najbogatszych w torfy (ryc. 1.2). Miasto otoczone jest przez kilkaset tysięcy torfowisk, w tym jedno z największych w Polsce, występujące w dolinie Odry, którego fragmenty znajdują się w obrębie miast: Szczecina, Gryfina i Świnoujścia.

Torfowisko jest wielocłonową geobiocenozą, która według definicji Tołpy i in. (1967) składa się z: roślinności, warstwy torfogennej, złoża torfowego i często także podtorfowych osadów organogenicznych – gytii. W tzw. stadium bagiennym (Kaczyński 2017) tworzyły się osady organogeniczne, takie jak torfy i namuły organiczne. Według Wąsa (1965) głównym czynnikiem napędowym rozwoju torfowiska jest woda i jej wysoki poziom. W gruntach organicznych faza stała jako szkielet gruntowy zbudowana jest przede wszystkim z części organicznych i niewielkiej liczby części mineralnych. Pod wpływem czynników zewnętrznych części organiczne zachowują się zupełnie odmiennie od części mineralnych. W bagiennych warunkach takiego ekosystemu pod wpływem mikroorganizmów, przy okresowym dostępie

powietrza i słabym natężeniu świeżego powietrza zachodzi w warstwie torfogenej tylko częściowy rozkład ciągle gromadzącej się biomasy – obumierających rokrocznie roślin i ich przemiana w substancję torfową, w wyniku czego odbywa się przyrost złoża na grubość. Nie ma drugiego takiego ekosystemu na Ziemi, który miałby taką zdolność zachowania stosunkowo trwale wytworzonej przez tysiąclecia materii organicznej.



Ryc. 1.2. Torfowiska na obszarze północnej części Doliny Dolnej Odry
(Dobracki 1982; Piotrowski 1982, 1986; Ilnicki 2002; Duda 2013)

Rośliny w procesie fotosyntezy pobierają dwutlenek węgla i za pomocą światła wbudowują węgiel w swoje tkanki, a oddają do atmosfery tlen. Jednoroczne rośliny rozkładają się w ciągu jednego sezonu i cały związany w nich węgiel utlenia się w procesie rozkładu. Na torfowiskach, ponieważ nie dochodzi do rozkładu w procesie spalania, czyli gnicia, większa część węgla jest kumulowana. Wysoka wilgotność oraz kwaśny odczyn powodują, że szczątki obumarłych roślin nie rozkładają się. Żywe rośliny rosną na złożu torfowym, martwe szczątki tworzą kolejne warstwy. Szacuje się, że średni przyrost torfowiska wynosi około 1 mm na rok. Warstwa o miąższości 1 m tworzyła się około tysiąca lat. Na następnym etapie w ciągu

kilku milionów lat torf może się przekształcić w węgiel brunatny. Torfowiska to bardzo młode złoża węgla zdolne do ciągłej akumulacji. W opinii wielu badaczy obszarów podmokłych torfowiska zasługują na szczególną uwagę. Ta specyficzna grupa mokradeł charakteryzuje się bardzo dużą zdolnością do akumulowania torfu poprzez odkładanie w nich szczątków roślin torfotwórczych (Tobolski 2000).

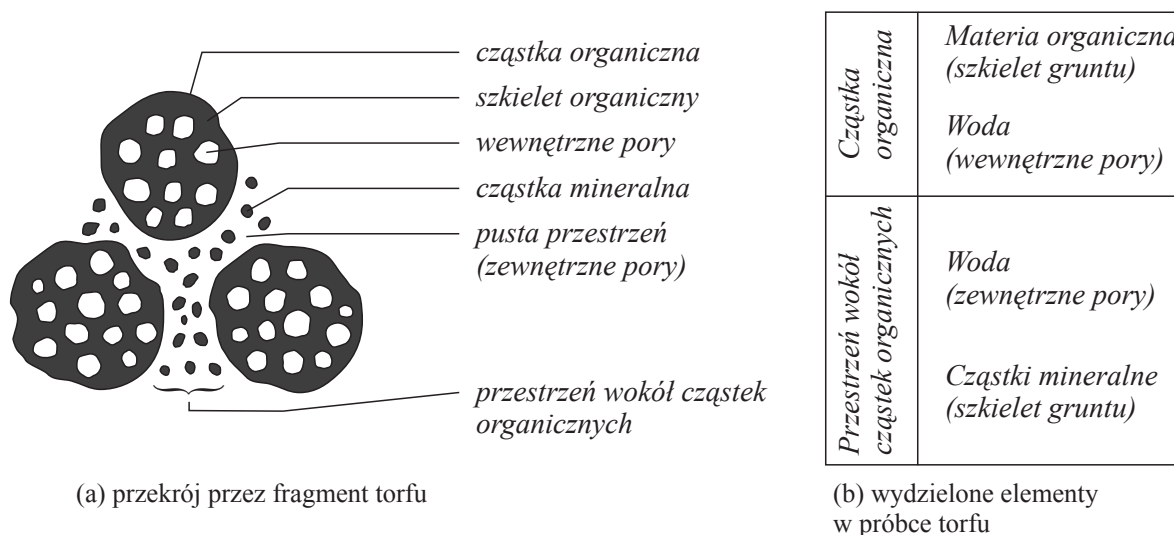
Każde torfowisko składa się z dwóch warstw: akrotelmu i katotelmu. Akrotelm stanowi żywą, aktywną warstwę torfowiska o miąższości do 0,5 m i składa się z warstwy żywych roślin torfotwórczych, których części nadziemne i korzenie z czasem obumierają, tworząc tzw. warstwę obumierających szczątków roślinnych i tworzenia się torfu. Ta część odznacza się zmiennym poziomem wody, dużą wodoprzepuszczalnością, okresowym napowietrzeniem i znaczną aktywnością mikrobiologiczną. W budownictwie powszechnie nazywana jest kożuchem torfowym. Warstwa ta jest formą materaca i cechuje się dobrymi parametrami wytrzymałościowymi dzięki roślinności porastającej torfowisko. Położona głębiej warstwa katotelmu jest nieożywioną, martwą częścią torfowiska, występują tu warunki całkowicie beztlenowe i panuje pełne nasycenie wodą. To właśnie w katotelmie zachodzi narastanie pokładów torfu (Kołodziejczyk 2013).

W biostratygrafii szczecińskich złóż występuje 10 rodzajów torfów, w tym rodzaju niskiego: wodorostowy, szuwarowy, turzycowiskowy, mszysto-darniowy, olesowy; rodzaju przejściowego: mszarny przejściowy, brzeziniowy; typu wysokiego: mszarny wysoki, wrzosowiskowy, bór-bagnowy. Wymownie o szczególnym zagęszczeniu torfowisk wokół Szczecina świadczą dane dotyczące liczby i powierzchni torfowisk na terytorium Pobrzeża Szczecińskiego, makroregionu sięgającego po Bałtyk (Kondracki 2011), na którym występuje ponad 1780 złóż o powierzchni przekraczającej łącznie 80 tysięcy ha. W celu porównania: na jego niewielkiej części w okolicach Szczecina skupia się aż 810 biotopów torfowo-gytiowych, o powierzchni tylko o połowę mniejszej, wynoszącej około 41 tysięcy ha. Rekordowe zatorfienie w rejonie szczecińskim wiąże się z występowaniem jednego z największych w Polsce zwartego kompleksu zabagnień w dolinie Odry, zwanego Międzyodrzem. Dociera ono fragmentami w rejon lotniska Dąbie, portowych wysp i do samego miasta.

Istotnym uzupełnieniem problematyki zatorfienia są jeszcze wskaźniki średniej i maksymalnej miąższości złóż. Torfowiska wytworzyły stosunkowo głębokie pokłady: średnio 3,31 m i maksymalnie 11,0 m. Największą miąższość wykazują złoża w dolinie Odry, w obrębie miasta, w pobliżu ul. Floriana Krygiera (dawna Autostrada Poznańska). Kubatura zakumulowanych torfów w tym miejscu wynosi 861 mln m³. Pod nimi zalegają gytie podtorfowe o kubaturze 443 mln m³ (Jasnowska i Jasnowski 1983; Jasnowski 1983).

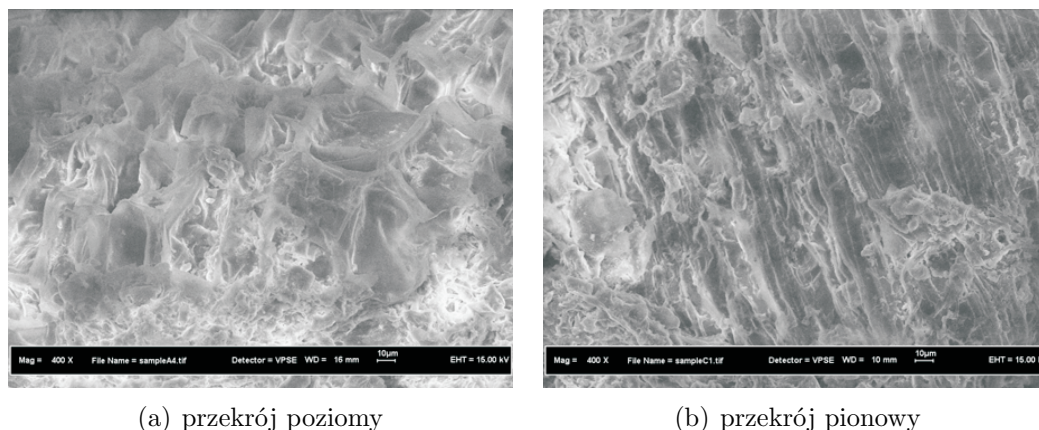
Zagospodarowanie tych terenów wiąże się z koniecznością poznania nie tylko natury biologicznej, ale również właściwości fizykomechanicznych, które umożliwią przewidywanie zacho-

wania się tych gruntów pod wpływem działalności człowieka. Złożoną budowę strukturalną przedstawiono na rycinie 1.3. Wykazano, że w torfach puste przestrzenie nie tylko występują wokół szkieletu gruntowego, ale również szkielet gruntowy ma w sobie wiele pustych przestrzeni. Puste przestrzenie wokół szkieletu mineralnego wypełnia nie tylko woda, ale również cząsteczki mineralne.

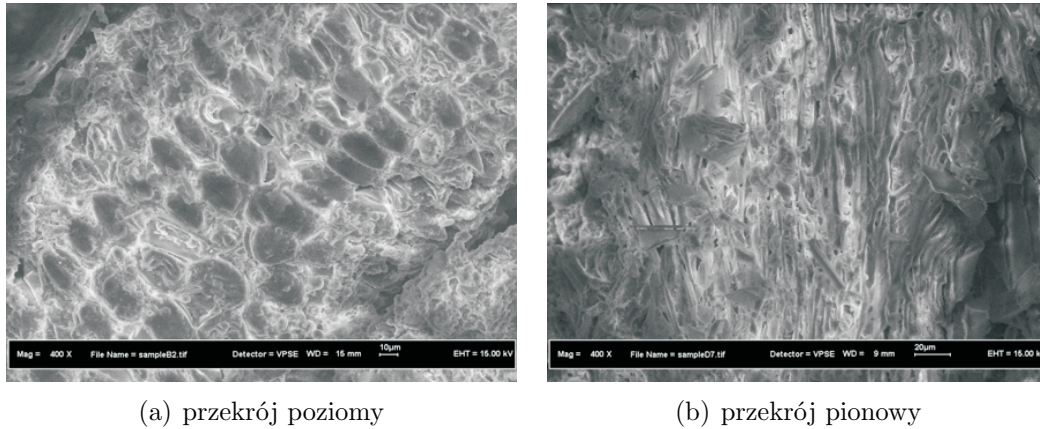


Ryc. 1.3. Schemat przedstawiający złożoną budowę torfu (Kogure i in. 1993)

Mała wytrzymałość szkieletu budującego grunty organiczne na obciążenia dodatkowo powoduje, że ulega on odkształceniom trwałym i wówczas zmienia się jego struktura. Odmienny układ szkieletu w kierunku poziomym i pionowym oraz zachowanie się cząstek pod obciążeniem przedstawiono na rycinach 1.4 i 1.5.

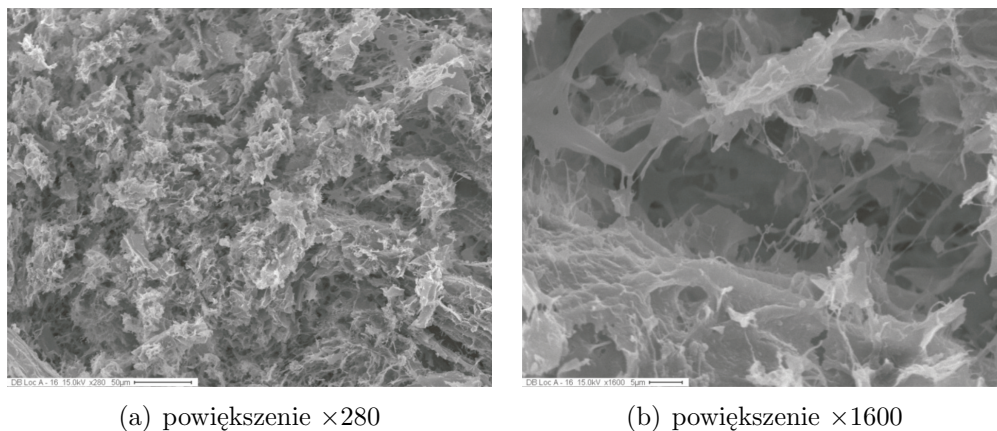


Ryc. 1.4. Przykładowe zdjęcia uzyskane z mikroskopu elektronowego próbki torfu włóknistego przed obciążeniem (powiększenie $\times 400$) (Gofar i Kassim 2006)



Ryc. 1.5. Przykładowe zdjęcie uzyskane z mikroskopu elektronowego próbki torfu włóknistego po obciążeniu do 200 kPa (powiększenie $\times 400$) (Gofar i Kassim 2006)

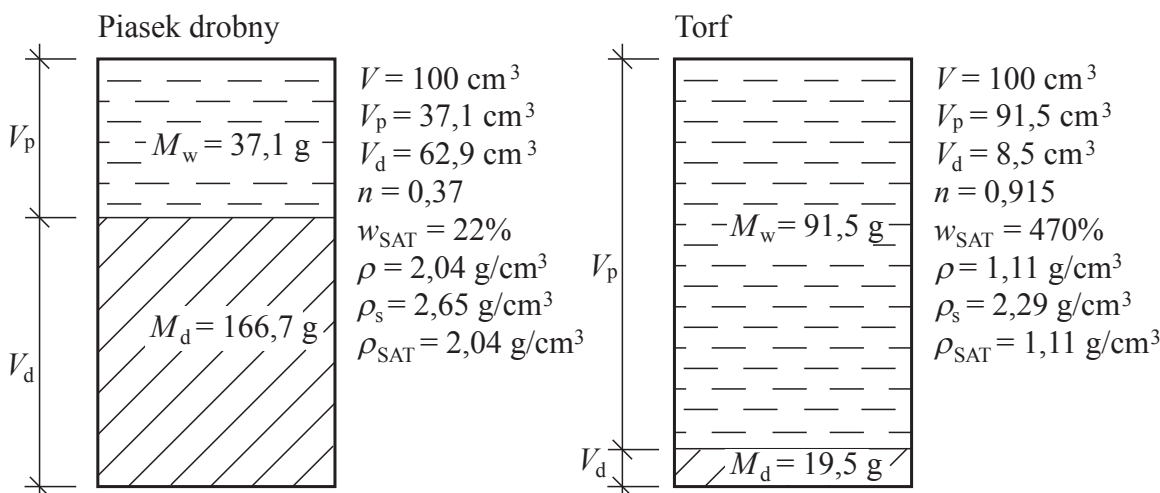
Torfy należą do grupy gruntów, których szkielet jest znacznie odkształcalny. Znaczna ilość wolnych przestrzeni wewnątrz szkieletu i jeszcze większa wokół cząstek organicznych podczas obciążania stwarza doskonałe warunki do znacznego odkształcania się tych gruntów przy niewielkim obciążeniu. Fizyczne właściwości gruntu zależą głównie od rodzaju, kształtu i wymiarów ziaren. Jedną z ważniejszych charakterystyk gruntu jest współczynnik porowatości przestrzennej n , będący stosunkiem objętości porów gruntu do całej objętości danej próbki. Dla ziaren o jednakowej średnicy porowatość przestrzenna mieści się w granicach $0,259 < n < 0,476$. Orientacyjne współczynniki porowatości wynoszą: dla piasku $n = 0,30$ – $0,45$, dla gliny $n = 0,40$ – $0,55$, a dla torfu $n = 0,60$ – $0,85$ (Myślińska 2001; Pisarczyk 2010; Wiłun 2013).



Ryc. 1.6. Obraz mikrostruktury torfu z mikroskopu elektronowego (Boylan i in. 2008)

Kolejnymi przykładami na dużą porowatość torfu są dwa obrazy SEM (Scanning Electron Microphotographs), na których przedstawiono, ile wolnych przestrzeni znajduje się wokół szkieletu gruntowego (ryc. 1.6). W porównaniu z objętością szkieletu większą objętość zajmują wolne przestrzenie wypełnione w przewodzie wodą, która pod wpływem obciążenia dodatkowego przemieszcza się poza obszar zwiększonego ciśnienia. Proces ten opisany został po raz pierwszy przez Karla von Terzagiego i nazwany konsolidacją filtracyjną. Proporcje między objętością szkieletu a objętością wolnych przestrzeni dla gruntu organicznego i gruntu mineralnego przedstawiono na rycinie 1.7.

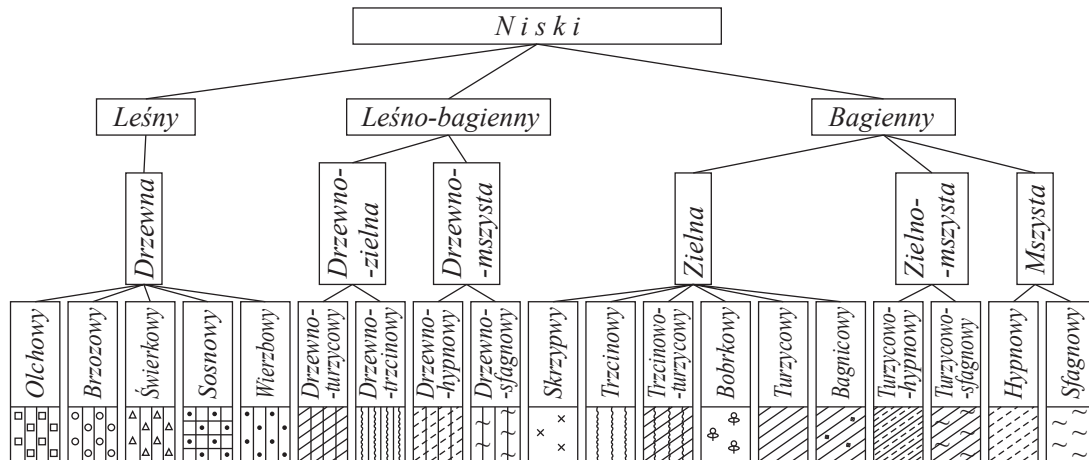
Na tle gruntów mineralnych grunty organiczne cechuje: bardzo duża porowatość, lżejszy szkielet, dobrze widoczny efekt pamięci gruntu, zjawisko długoterminowego pęcznienia.



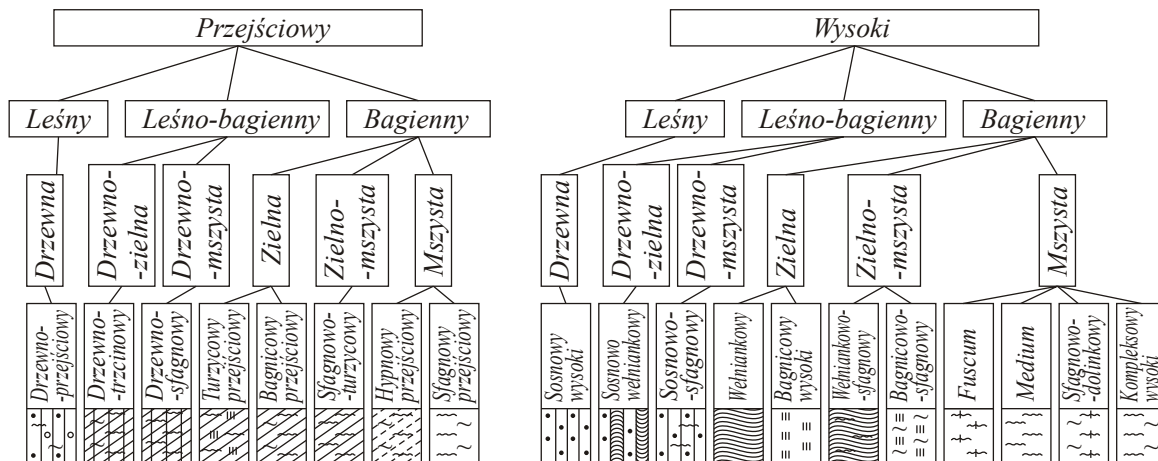
Ryc. 1.7. Porównanie ilości szkieletu gruntowego w jednakowej objętości dla torfu i dla piasku drobnego

Jak złożonym gruntem jest torf, pokazuje nie tylko przykładowe zdjęcie mikroskopowe, ale również klasyfikacja przedstawiona na rycinach 1.8 i 1.9, stosowana przede wszystkim w przemyśle torfowym.

W torfoznawstwie i paludologii wiele klasyfikacji odnosi się do geomorfologii obszarów bagiennych i hydrologicznego zasilania. Paludyfikacją nazywa się opanowanie terenów podmokłych przez rośliny torfowe. Według Okruszki i Oświta (1992) można wyróżnić cztery rodzaje torfowisk: ombrogeniczne – zasilane przez wody opadowe występujące w izolowanych zagłębieniach, topogeniczne – oparte na rozległych zbiornikach płytkich wód podziemnych, typowe dla równin, soligeniczne – zasilane przez wody podziemne, charakterystyczne na obszarach bogato urzeźbionych młodogłacjalnych i starogłacjalnych wysoczyzn morenowych oraz fluwiogeniczne – obejmujące siedliska typowo dolinowe.



Ryc. 1.8. Klasyfikacja gatunków torfów niskich (Tûremnov 1957)



Ryc. 1.9. Klasyfikacja gatunków torfów przejściowych i wysokich (Tûremnov 1957)

Dla inżynierów budownictwa wystarczającą klasyfikacją jest podział na torfy niskie, przejściowe i wysokie. Torfy rodzaju niskiego odkładają się w warunkach obfitego zasilania składnikami mineralnymi i w najróżniejszych warunkach wilgotnościowych. Mogą to być silnie nawodnione bagna i moczary bezleśne, ale również okresowo nawadniane lasy zabagnione. Wszystkie gatunki torfu niskiego wyróżniają się wysokim stopniem popielności na poziomie 6–18 %, co oznacza, że mają najwięcej części mineralnych. Torfy przejściowe powstają w warunkach nawadniania wodami mniej zasobnymi w związki mineralne, przez co charakteryzuje je obniżona popielność do 4–6 %. Torfy wysokie odkładają się w warunkach słabego zasilania przez związki mineralne i w bardzo różnorodnym stopniu zawilgocenia. Najwięcej części organicznych mają torfy wysokie, które odznaczają się niską popielnością 2–4 % i wysoką zawartością części organicznych 96–98 %, (Tûremnov 1957).

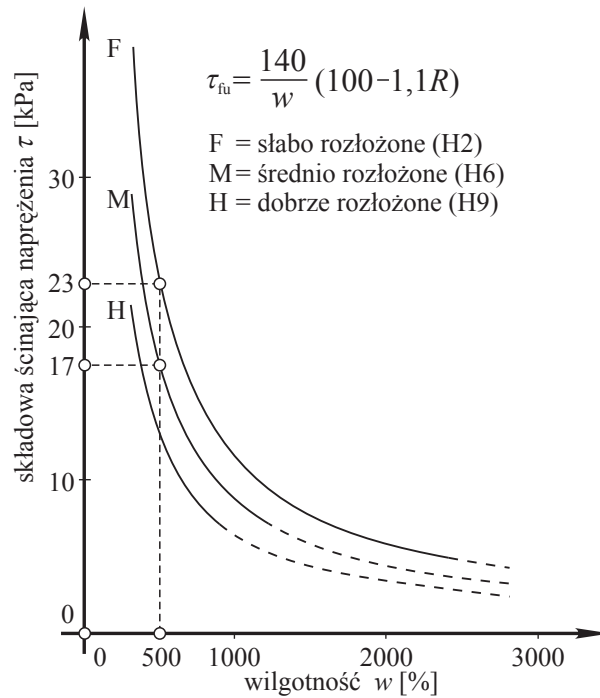
Występujące torfy mogą mieć różny stopień rozłożenia szkieletu organicznego. Wpływ na stopień rozłożenia ma wiele czynników, między innymi: rodzaj roślin biorących udział w budowie danego torfowiska, temperatura czy skład chemiczny wody. Różny stopień rozłożenia części organicznych wpływa na sposób zachowania się torfów pod obciążeniem. Przykładem najczęściej stosowanego sposobu charakteryzowania torfu, który uwzględnia sposób rozłożenia części organicznych, jest skala von Posta przedstawiona w tabeli 1.2.

Tabela 1.2. Skala von Posta (Huat i in. 2014)

Gradacja	Stopień rozkładu	Cechy rozpoznawcze
H_1	0–10	torf nierozłożony, brak cząstek rozłożonych, przy wyciskaniu wydziela się woda czysta, bezbarwna;
H_2	10–20	torf prawie nierozłożony, przy wyciskaniu wydziela się woda lekko żółta;
H_3	20–30	torf mało rozłożony z niewielką zawartością humusu, przy wyciskaniu woda jest brunatnoszara, mętna, torf nie przechodzi między palcami;
H_4	30–40	torf słabo rozłożony, zawierający niewiele humusu, wyciskana woda jest bardzo mętna, torf nie przechodzi między palcami;
H_5	40–50	torf dostatecznie rozłożony, struktura roślinna jest widoczna, niezamulana, wyciska się mętną brunatną wodę i trochę masy torfowej;
H_6	50–60	torf dobrze rozłożony z dostateczną ilością humusu, struktura roślinna niewyraźna, wyraźniejsza po wyciśnięciu, wyciska się do 1/3 rozłożonej masy torfowej;
H_7	60–70	torf silnie rozłożony z dużą ilością humusu, struktura roślinna jeszcze widoczna, wyciska się 1/2 masy torfowej;
H_8	70–80	torf silnie rozłożony z dużą ilością humusu i bardzo niewyraźną strukturą roślinną, wyciska się 2/3 masy torfowej;
H_9	80–90	torf zupełnie rozłożony, z dużą ilością humusu bez widocznej struktury roślinnej, wyciska się prawie całą masę torfową;
H_{10}	90–100	torf zupełnie rozłożony, bez struktury roślinnej, między palcami przeciska się cała masa torfowa

Na wartość osiadania, jak również na wartość parametrów wytrzymałościowych torfu, ma wpływ stopień ich rozłożenia, zawartość części organicznych w stosunku do ilości części mineralnych oraz wolnych przestrzeni. Torfy słabo rozłożone mają większą ilość wolnych

przestrzeni i większą wilgotność w stosunku do torfów dobrze rozłożonych. Próba zobrazowania tego zjawiska są wykresy (ryc. 1.10), na których przedstawiono, jak składowa graniczna ścinająca naprężenia τ_{fu} zależy od stopnia rozłożenia torfu i jego wilgotności. Podobne wyniki uzyskują torfy badane na obszarze Międzyodrza: przy wilgotności około 500 % uzyskują wartości ścinana bez odplywu na poziomie 15–25 kPa.



Ryc. 1.10. Związek między siłą ścinania a wilgotnością i stopniem rozłożenia (Helenelund 1980)

Kilkunastoletnie doświadczenia autora oraz badania prowadzone w Katedrze Geotechniki Wydziału Budownictwa i Architektury Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego w Szczecinie przez kilkadziesiąt lat pozwoliły na podsumowanie etapu badań dotyczących gruntów organicznych.

2

Reologia w opisie zachowania gruntu

2.1. Opis zachowania gruntu

Współczesna praktyka geotechniczna wymaga coraz większej precyzji w odniesieniu do prognozy osiadania, współpracy podłoża gruntowego, przemieszczania się posadowionego obiektu na podłożu gruntowym. Bezpieczeństwo użytkowanej konstrukcji powinno być podstawowym kryterium oceny możliwości posadowienia obiektu. Zastosowanie odpowiednich środków zaradczych przy naprawie czy wzmacnianiu i przebudowie wielu konstrukcji inżynierskich wymaga coraz dokładniejszego określania odkształcenia podłoża. Przebudowa, adaptacja starych obiektów oraz ich rozbudowa wymagają określenia przemieszczenia konstrukcji przy zmianie obciążenia. Doskonalone metody wznoszenia obiektów wymagają coraz lepszych narzędzi – technik obliczeniowych do przewidywania zachowania się obciążonego podłoża.

Zachowanie materiału, półprzestrzeni poddanej obciążeniu, wielokrotnie przeanalizowane zostało od strony teoretycznej dla prostych modeli opisujących dane zjawisko. Metoda ta, oparta na odnalezieniu w zjawisku cechy charakterystycznej i odniesieniu się później do niej, pozwoliła zrozumieć zachowanie wielu materiałów. Wyodrębnienie natomiast kilku cech wiązało się z zespoleniem prostych modeli lub tworzeniem zupełnie nowego modelu. W sytuacjach nałożenia na siebie wielu skomplikowanych modeli w celu opisania kilku zauważonych głównych cech materiału lepszym rozwiązaniem, w zakresie danego obciążenia, okazywało się przyjęcie opisów empirycznych. Rozwijane modele empiryczne często stawały się później zaawansowanymi modelami rzeczywistego materiału. Nadal jednak inżynierowie projektanci,

opisując zachowanie wielu materiałów, borykają się z problemem znalezienia odpowiedniego opisu matematycznego poprawnie modelującego zachowanie danego materiału poddanego konkretnemu obciążeniu. Wiele ciał występujących w naturze opisano równaniami matematycznymi, które bardzo dobrze przybliżają ich zachowanie pod obciążeniem, odciążeniem stałym lub zmiennym w czasie. Badania laboratoryjne w analizie odkształcenia w wyniku obciążenia danego ciała miały zasadnicze znaczenie przy tworzeniu pierwszych modeli opisujących zależności między naprężeniem a odkształceniem.

Za prekursora w tej dziedzinie został uznany Robert Hook. Z punktu widzenia inżyniera Hook opracował doskonałe narzędzie do opisu zależności obciążenie–odkształcenie. W wyniku obserwacji rozciąganych prętów pryzmatycznych Hook w 1676 r. stwierdził, że wydłużenie Δl takiego pręta jest wprost proporcjonalne do siły rozciągającej F i do długości początkowej l pręta, a odwrotnie proporcjonalne do pola A przekroju poprzecznego pręta. Modelem Hooka opisuje się ciało sprężyste. Na bazie obserwacji zachowania danego materiału stworzony został przez Hooka podstawowy model, w reologii nazywany modelem elementarnym (modelem idealnym), który odzwierciedla czystą sprężystość materiałów. Najczęściej rzeczywiste materiały odwzorowują model Hooka tylko w pewnym zakresie obciążenia albo nie mieszczą się w liniowym opisie zaproponowanym przez ten prosty model. Wielkość, która charakteryzuje sprężystość danego ciała, opisał Thomas Young w postaci modułu sprężystości w 1807 r. (Halliday i in. 2015). W wielu dziedzinach nauki, w wielu rozwiązaniach inżynierskich, mimo pewnych rozbieżności między obserwacjami a obliczeniami, zależnie od wymaganej dokładności, taki model do opisu zachowania się obciążonych materiałów jest bardzo często wykorzystywany i bardzo często uzyskiwana dokładność jest wystarczająca. Częstość zastosowania tego modelu wynika z prostej formy zapisu, łatwości jego wykorzystania oraz dobrego poziomu otrzymanych wyników obliczeń, porównywalnych z pomiarami. Ze względu na prostotę jest to obecnie najczęściej wykorzystywany model do opisu zachowania ciał obciążonych w budownictwie. Przy jego wykorzystaniu nie można zapominać jednak, że model Hooka jest prawdziwy tylko dla małych odkształceń. Ograniczeniem jest granica proporcjonalności między odkształceniem a obciążeniem. Przy zastosowaniu prawa Hooka musimy założyć, że odkształcenia ciała następują w sposób natychmiastowy w odpowiedzi na działanie obciążenia i całkowicie znikają po odciążeniu. Takie założenie spełniają jedynie ciała o pomijalnie małej lepkości. W prawie Hooka zakłada się doskonale sprężyste zachowanie materiału i nie uwzględnia właściwości plastycznych. Przyjęcie pewnych uogólnień oraz zakres stosowalności modelu Hooka zmuszają do poszukiwania nowych i lepszych obrazów rzeczywistości. Coraz większe potrzeby inżynierów w zakresie opisu odkształceń w szerokim spektrum obciążeń wymagały poszukiwania rozwiązań bardziej zaawansowanych matematycznie oraz precyzyjniej opisujących zachowanie danego materiału pod obciążeniem. Podejmowano

próby ujednolicenia zachowania się obciążonych materiałów przy różnym stanie naprężenia. Kolejne doświadczenia zdobywane przy realizacji wznoszonych obiektów, badania terenowe i badania laboratoryjne dostarczały coraz nowych obrazów rzeczywistości. Materiały zaczęto dzielić na grupy, którym przyporządkowano wyidealizowane zachowania się ciał opisanych zależnościami matematycznymi. Istotnym rozważanym związkiem było poszukiwanie opisu poprawnie odwzorowującego przebieg odkształcenia względem obciążenia.

Obserwacja zjawisk zachodzących podczas obciążania i odciążania przestrzeni zmusiła do sformułowania jeszcze jednej zależności: całe zagadnienie odkształceń obserwowanego ciała musiano umiejscowić w czasie. Istotne znaczenie przy kolejnych obserwacjach miała już nie tylko wartość obciążenia i odkształcenia, ale również czas. Stał się on czynnikiem podstawowym dla opisu odkształcenia wielu materiałów. Dlatego w równaniach konstytutywnych musiała pojawić się nowa zmienna – czas. W ten sposób powstała dziedzina nauki związana z mechaniką, zwana reologią, w której formułuje się ogólne prawa powstawania i rozwoju odkształceń i przemieszczeń w czasie. Czas stał się podstawowym czynnikiem reologicznym, często jednak ujawnianym w analizowanych ciałach przez przekroczenie odpowiedniej temperatury T .

W obliczeniach praktycznych nie interesuje nas często jednoczesny opis wszystkich elementów zachowania się materiału. Nie interesuje nas przebieg zjawiska, chcemy poznać efekt końcowy, dlatego liniowy model Hooke’a przetrwał stulecia i ciągle będzie wykorzystywany. Opis materiału w szerszym zakresie obciążenia i odkształcenia, niż to wynika z granicy proporcjonalności, wymaga opisanie: granicy plastyczności, wzmocnienia, osłabienia, zniszczenia materiału. Rozwiniętą teorią plastyczności można obecnie opisać wiele materiałów w sposób teoretyczny. Są jednak takie materiały, które nie mają wyraźnej granicy plastyczności, a od samego początku obciążenia wykazują równoległe odkształcenia trwałe i odkształcenia sprężyste. W gruntach spoistych, w gruntach organicznych doświadczenie wskazuje na znaczną zależność osiadania od czasu. Mimo nagromadzenia znacznego materiału doświadczalnego ciągle poszukuje się nowych teorii, które pozwolą na opis zachowania materiału obciążonego w szerszym zakresie obciążenia lub w szerszym przedziale czasowym. Zastosowanie klasycznych modeli reologicznych oraz możliwość ich łączenia daje inżynierom bogate narzędzia pracy, jednak opis odnosi się do wyidealizowanych materiałów lub częściej kładzie się nacisk w opisie na interesującą cechę danego materiału. Zastosowanie ich do modelu ośrodka rozdrobnionego sprawia wiele trudności. Podłoże gruntowe zbudowane z wielu odrębnych cząstek, wody, powietrza czy gazu należy traktować jak wielofazowy ośrodek z możliwością przemieszczania się poszczególnych faz względem siebie z inną prędkością.

Za początek reologii jako odrębnego działu mechaniki uznaje się 1929 r., kiedy utworzono Towarzystwo Reologii (the Society of Rheology) (Tanner 2002).

W tabelach 2.1 i 2.2 przedstawiono krótką historię powstawania opisu ciał idealnych oraz reologii przed oficjalnym ustaleniem nazwy i powstaniem Towarzystwa Reologicznego.

Tabela 2.1. Znaczące prace z zakresu materiałów idealnych przed 1929 r. (Doraiswamy 2002)

Lp.	Materiały idealne	Czas	Przedstawiciele
1	doskonała bryła sztywna	starożytność	Archimedes (~250 p.n.e.), Newton (1687);
2	idealne ciało sprężyste	1600 r.	Boyle (1660), Hook (1678), Young (1807), Cauchy (1827);
3	płyn nielepki	1700 r.	Pascal (1663), Bernoulli (1738), Euler (1755);
4	ciecz Newtonowska	1800 r.	Newton (1687), Navier (1823), Stokes (1845), Hagen (1839), Poiseuille (1841), Weidemann (1856)

Tabela 2.2. Znaczące prace z zakresu reologii przed 1929 r. (Doraiswamy 2002)

Lp.	Klasyczne modele	Czas	Przedstawiciele
1	liniowe sprężysto-plastyczne	1800 r.	Weber (1835), Kohlrausch (1863), Wiechert (1893), Maxwell (1867), Boltzmann (1878), Poynting i Thomson (1902);
2	ciecz lepka	1800–1900	Schwedoff (1890), Trouton i Andrews (1904), Hatchek (1913), Bingham (1922), Ostwald (1925), de Waele (1923), Herschel i Bulkley (1926);
3	nieliniowe sprężysto-plastyczne	1900 r.	Poynting (1913), Zaremba (1903), Jaumann (1905), Hencky (1929);
4	zawiesiny	1900 r.	Einstein (1906), Jeffrey (1922);
5	polimery	1900 r.	Schonbein (1847), Baekeland (1909), Staudinger (1920), Carothers (1929);
6	materiały plastyczne i rozciągliwe	1900 r.	Barus (1893), Trouton (1906), Fano (1908), Tamman i Jenckel (1930);
7	początek reologii	1929 r.	Bingham, Reiner i in.

Początkowe ustalenia dotyczące Towarzystwa Reologii zostały przyjęte na spotkaniu 29 kwietnia 1929 r. w Ohio, a pierwsze oficjalne spotkanie odbyło się w Narodowym Biurze Normalizacji w grudniu 1929 r. Wśród luminarzy, którzy uczestniczyli w spotkaniu w Ohio, znaleźli się między innymi: Eugene C. Bingham, Winslow H. Herschel, Marcel Brillouin, Herbert Freundlich, Wolfgang Ostwald, Ludwig Prandtl i Markus Reiner (Doraiswamy 2002; Walters 2010).

Ustalona przez Bingham i Reiner nazwa reologia miała opisywać badania nad płynięciem i deformacją wszystkich form materii. Aforyzm Heraklita $\pi\alpha\nu\tau\alpha\ \rho\epsilon\iota$ (wszystko płynie) wskazano jako motto reologii (Doraiswamy 2002).

Zainteresowania zawodowe danym materiałem prowadzą do powstania modelu reologicznego, który dotyczy zachowania jednego ciała lub zbioru ciał o podobnych cechach. Obecnie reologia zagościła we wszystkich dziedzinach, nawet w medycynie i przetwórstwie żywności. Po 1960 r. matematyczny opis zachowania przeróżnych ciał od farb, stali, aż po żywność i płyny ustrojowe stał się bardzo popularny. Matematyczny opis pozwalał na dopasowanie rozwiązań pod konkretne cechy danego ciała. Szczególnie największe zainteresowanie budziły równania, które opiszą proces pełzania.

W tabeli 2.3 przedstawiono główne kierunki rozwoju i prace, które pojawiły się po roku 1929, który uznano za początek reologii – nauki mechaniki.

Tabela 2.3. Najważniejsze wydarzenia po powstaniu reologii w 1929 r. (Doraiswamy 2002)

Lp.	Obszar zainteresowań	Przedstawiciele
1	modele różniczkowe	Oldroyd (1950), Truesdell (1952), Rivlin i Ericksen (1955), Giesekus (1962), White-Metzner (1963);
2	modele całkowite	Green i Rivlin (1957), Coleman i Noll (1961);
3	modele sieciowe	Green i Tobolski (1946), Lodge (1956), Yamamoto (1956), Kaye (1962), Bernstein i in. (1963);
4	model pełzania	Edwards (1934), De Gennes (1971), Doi i Edwards (1978, 1986);
5	modele molekularne	Kuhn (1934), Rouse (1953), Zimm (1956), Kirkwood (1967), Bird i in. (1987)

Modele gruntu zaliczane do reologicznych mogą być modelami doświadczalnymi albo modelami wyprowadzonymi na bazie analogów ciał prostych. Do modeli behawioralnych zaliczymy te oparte na zebranych danych pomiarowych. Modele budowane na bazie analogów

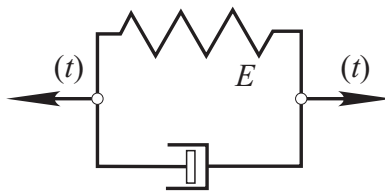
zaliczymy do fenomenologicznych. Są one oparte na zasadach zachowania lub na równaniu równowagi (masy, momentów, energii). Struktura takiego modelu pozostaje w zasadniczym związku ze strukturą procesów, a parametry modelu mają interpretację fizyczną.

Zmiany objętości podłoża gruntowego, czyli ośrodka wielofazowego, powodują zmiany parametrów opisujących to podłoże wraz ze zmianą objętości lub czasu. Grupy modeli opisujących zachowania podłoża gruntowego bazują wyłącznie na zmianach objętości i jest to zmiana niezależna, która decyduje o pozostałych parametrach. Druga grupa modeli główną zmienną niezależną opiera na zmianie czasu. Głównym parametrem określającym zmienności stanu naprężenie–odkształcenie w czasie jest parametr lepkości szkieletu gruntu (Wrana 2012). Nie dotyczy to wyłącznie zagadnień dynamiki. Podłoże gruntowe obciążone obciążeniem jednostajnym będzie zmieniać swoją objętość w czasie, a prędkość tych zmian będzie zależała od parametrów opisujących lepkość szkieletu gruntu.

Zagadnieniami reologii gruntów mineralnych zajmowali się między innymi Igor Kisiel, Hanna Suchnicka, Stanisław Dmitruk, Bertold Lysik (Kisiel i Lysik 1966; Kisiel i in. 1969; Suchnicka i in. 1980; Suchnicka 2009).

Podłoże gruntowe jako materiał po przyłożeniu obciążenia lub wymuszeniu odkształcenia zachowuje się po części jak ciało sprężyste, a po części jak ciecz lepka. Materiał taki nazywamy lepkosprężystym. Głównym czynnikiem uwzględnianym przy obserwacji zjawisk lepkosprężystych jest czas. Zjawisko płynięcia występuje zawsze, tylko jego intensywność zależy od: przyłożonego obciążenia, sposobu przyłożenia tego obciążenia, czasu i temperatury.

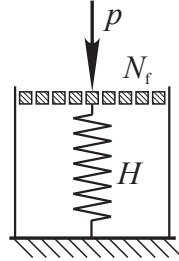
Pierwszym reologicznym modelem gruntu był zaproponowany w 1925 r. przez Terzagiego model konsolidacji (Terzaghi 1948). W swojej budowie bardzo przypomina on reologiczny model Kelvina (ryc. 2.1), który jest równoległym połączeniem sprężyny Hooke’a i cieczy Newtona.



Ryc. 2.1. Model Kelvina

Modelowanie podłoża gruntowego wymagało jednak powiązania prędkości odkształcenia objętościowego z prędkością usuwania się wody z całej objętości próbki gruntu. Model ten można wyobrazić sobie jako naczynie pełne wody z umieszczoną wewnątrz sprężyną, obrazującą właściwości sprężyste szkieletu gruntowego, którego pory wypełnione są całkowicie wodą. Od góry naczynie przykryte jest tłokiem z małymi otworkami (ryc. 2.2). Po przyło-

zeniu obciążenia w wodzie wytwarza się ciśnienie hydrostatyczne, zaczyna się ona usuwać wskutek filtracji przez tłok. Tłok zaczyna cisnąć na sprężynę, przekazując na nią coraz większe ciśnienie, aż w pewnej chwili sprężyna przejmie całe obciążenie, woda stanie się znów swobodna i filtracja ustanie.



Ryc. 2.2. Model Terzaghiego

Różnica między oboma modelami polega na zastosowaniu w modelu Terzaghiego lepkości objętościowej N_f , a w modelu Kelvina lepkości Newtona η . Lepkość objętościowa związana jest z filtracją, a lepkość Newtona z lepkością postaciową. Zapis matematyczny modelu konsolidacji Terzaghiego ma następującą postać (Terzaghi 1948):

$$c \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = \frac{\partial p}{\partial t} \quad (2.1)$$

gdzie:

- c – współczynnik konsolidacji,
- p – oznaczenie ciśnienia neutralnego,
- z – głębokość.

Współczynnik konsolidacji c w równaniu (2.1) definiowany jest jako:

$$c = \frac{k}{a} \quad (2.2)$$

gdzie:

- a – współczynnik ścisłości,
- k – współczynnik filtracji Darcy'ego.

Terzaghi zakłada liniowy związek między współczynnikiem ścisłości a a obciążeniem σ :

$$a = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma_{ef}} \quad (2.3)$$

gdzie:

- e – wskaźnik porowatości.

Podstawowy związek zmieniający podejście do mechaniki gruntów jest opisany następnym równaniem (2.4), które jest podstawowym wzorem stosowanym w opisie modelu Terzaghiego,

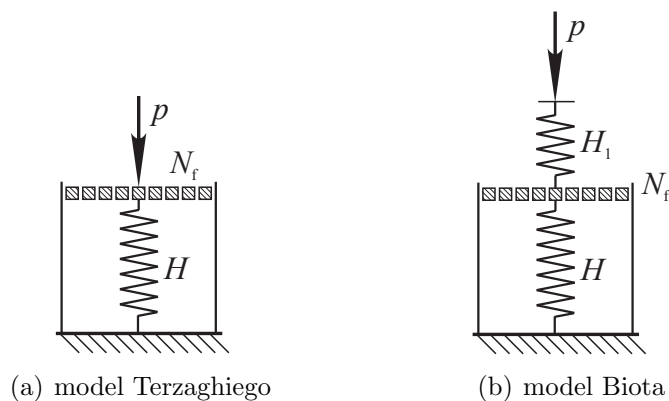
gdzie pojawiają się naprężenia σ_{ef} przenoszone przez szkielet gruntu i oddzielnie ciśnienie σ_w wody wypełniającej wolne przestrzenie między cząsteczkami, ziarnami budującymi szkieletem gruntu:

$$\sigma_0 = \sigma_w + \sigma_{ef} \quad (2.4)$$

gdzie:

- σ_0 – naprężenia całkowite,
- σ_{ef} – naprężenia przenoszone przez szkielet gruntu,
- σ_w – ciśnienie wody w wolnych przestrzeniach gruntu.

Opisu osiadania gruntu w czasie podjął się również Maurice Biot. Zasadnicza różnica między modelami Biota i Terzagiego polega na tym, że Biot uwzględnił w modelu natychmiastową odkształcalność objętościową szkieletu gruntowego (ryc. 2.3), zapisaną w modelu w postaci dołożonej dodatkowej sprężyny H_1 .



Ryc. 2.3. Modele reologiczne ośrodka gruntowego do opisu konsolidacji

Terzaghi ograniczał zakres rozważań nad odkształcalnością gruntów wyłącznie do zagadnienia konsolidacji. W tym przypadku tensor kulisty naprężenia był odpowiedzialny za osiadanie obciążonego podłoża, a dewiator naprężenia za stateczność (Kisiel i Lysik 1966). Biot podjął próbę powiązania stanu naprężenia w gruncie w jedną całość (Biot 1956, 1962). Przyjął, że materiał porowaty jest izotropowy i sprężysty. W ostatecznym stanie równowagi związek między naprężeniem a odkształceniem jest odwracalny i liniowy. Odkształcenia są małe. Woda w porach jest nieściśliwa i może zawierać pęcherzyki powietrza. Woda filtruje przez pory gruntu zgodnie z prawem Darcy'ego. W swojej analizie Terzaghi nie rozpatrywał zależności między naprężeniem a odkształceniem. Przyjmował prędkość przemieszczania się cząstek gruntu v_s równą prędkości wypływu wody v_w . W przypadku konsolidacji jednoosiowej przy przyjęciu prędkości filtracji wody i prędkości przemieszczania się cząstek szkieletu otrzymujemy równanie:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{\gamma_w}{k} \cdot \frac{e}{1+e} \cdot \frac{\partial}{\partial z}(v_w - v_s) = 0 \quad (2.5)$$

gdzie:

- v_s – prędkość przemieszczania się cząstek,
- v_w – prędkość przepływającej wody w gruncie.

Ośrodek gruntowy, poddany zmianie stanu naprężenia, zmienia swoją objętość. Podłoże zbudowane z gruntów organicznych odznacza się dużą wrażliwością na zmianę stanu naprężenia. Małe naprężenie wywołuje znaczne odkształcenie podłoża. Grunty takie charakteryzuje duża ściśliwość oraz złożony i długotrwały przebieg procesu odkształceń w czasie. Typowe proste modele stosowane w reologii do opisu pewnych cech materiałów nie pozwalały na opis zachowania gruntów. Wielofazowa budowa ośrodka gruntowego w poszczególnych fazach umożliwiła wyodrębnienie kilku mediów o różniących się cechach i wymagała tworzenia modeli wieloparametrowych i sięgania po modele empiryczne. Przykładami modeli opartych w swej budowie na złożonych modelach reologicznych są modele: Tana, Kawakami, M/V, Fłorina, Murayamy–Shibaty, Taylora–Goldsztejna, Schiffmanna (Kisiel i Lysik 1966).

W gruntach organicznych najczęściej pory gruntu wypełnione są wodą. Grunty te powstają przede wszystkim na obszarach zalewowych, występują w pobliżu zbiorników wodnych, co uzasadnia próbę wykorzystania modelu Terzagiego do opisu zachowania gruntu organicznego pod obciążeniem. Przyłożone obciążenie zewnętrzne wywołuje zmianę objętości i zmniejszenie porowatości. Woda wypełniająca pory w gruncie wypływa z warstw poddanych obciążeniu. Ruch wody w gruncie jest możliwy w sytuacji, gdy w różnych punktach ośrodka gruntowego – ośrodka porowatego istnieją różnice poziomów wody lub różnice ciśnień w wodzie. Analizując zjawisko ruchu wody w gruncie, wyobrazić możemy sobie układ naczyń połączonych. Prędkość wyrównywania się wody w takich naczyniach będzie zależała od średnicy i długości rurki. Im rurka łącząca naczynia będzie cieńsza i dłuższa, tym wolniej nastąpi wyrównanie poziomów. Pory w gruncie tworzą zespół takich właśnie małych cienkich rurczek. Średnica cienkich rurczek nie tylko uzależniona jest od odległości cząstek materialnych od siebie, ale również od chemizmu wody i szkieletu. Szkielet gruntowy przyciąga część molekuł wody z bardzo dużą siłą, tworząc wokół cząstki stałej otoczkę z wody. Mówimy wówczas o zjawisku powstawania wody błonkowej. Ponieważ woda błonkowa jest związana na stałe w przestrzeni gruntowej, tworzy dodatkowe przewężenia. Jeżeli w dwóch oddalonych od siebie miejscach nastąpi zmiana ciśnienia wody, to wyrównanie tej różnicy ciśnień będzie od prędkości przepływu wody przez pory. Im węższy kanalik, tym mniejsza ilość wody będzie poruszać się swobodnie. W podłożu gruntowym są takie miejsca, w których przez kanaliki woda nie przepływa, ponieważ światło kanalików zostało całkowicie przesłonięte przez wodę błonkową. Podobnie ruch wody w gruncie hamują pęcherzyki gazu uwięzione w porach

(Kisiel i Lysik 1966; Zaradny 1999). Gdy woda dopływa do ciała porowatego, wówczas zachodzi również przemieszczanie powietrza w kapilarach. Pewne objętości powietrza mogą być jednak zamknięte. Zjawiska takie na przykład mogą mieć miejsce w sytuacji intensywnych opadów atmosferycznych lub przelewania się wody przez koronę wału (Zaradny 1999).

Wszystkie te czynniki biorą udział w procesie konsolidacji gruntu organicznego. Żeby lepiej je obserwować, często konsolidację gruntu słabego dzieli się na trzy etapy. Na pierwszym etapie dominuje nagłe odkształcenie do chwili powstania nadwyżki ciśnienia wody w porach gruntu. Ta nadwyżka ciśnienia powoduje ruch wody w gruncie. Drugi etap nazywany jest konsolidacją pierwotną – w jego trakcie grunt odkształca się wyłącznie w wyniku zmniejszania się ciśnienia wody w gruncie, występuje przepływ wody z obszarów o nadwyżce ciśnienia do obszarów o niższym ciśnieniu. Po wyrównaniu się ciśnienia wody proces deformacji trwa nadal i jest to faza trzecia, odkształcenie struktury gruntu, zwana ściśliwością wtórną. Na trzecim etapie następują odkształcenia strukturalne. Na deformację szkieletu gruntowego wpływa stałe naprężenie efektywne (Sas i in. 2007, 2010).

W obciążonym gruncie powstaje stan naprężenia powodujący jego odkształcenie. Wartość odkształcenia zależna jest od parametrów mechanicznych podłoża: współczynnika ściśliwości i wartości przyłożonego obciążenia. Natomiast przebieg odkształcenia jest uzależniony od przepuszczalności gruntu i warunków drenażu oraz od właściwości lepkich gruntu, warunkujących proces pełzania szkieletu.

Wyniki badań prowadzone nad osiadaniem i konsolidacją gruntów organicznych dowodzą, że jest to proces nieliniowy (Gibson i Lo 1961; Berry i Poskitt 1972; Edil i Dhowian 1979; Wolski i in. 1985; Meyer 1988; Lechowicz 1992). Przebieg odkształceń jest bardziej skomplikowany niż w gruntach mineralnych. Liniowy model konsolidacji (2.6) zaproponowany przez Terzaghiego wymagał modyfikacji.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.6)$$

Próba wierniejszego opisu przebiegu konsolidacji skłoniła Roberta Schiffmana i Roberta Gibsona (Schiffman i Gibson 1964; Gibson i Schiffman 1964) do wprowadzenia zmieniającego się wraz z głębokością współczynnika filtracji k , przedstawiając równanie do przypadku, kiedy współczynnik filtracji k zależy od głębokości:

$$\frac{1}{c_v} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{1}{k} \cdot \frac{dk}{dz} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \quad (2.7)$$

Nieliniowość przebiegu konsolidacji podsunęła pomysł wprowadzenia nieliniowych współczynników rządzących przebiegiem tego procesu. Kolejną próbą Schiffmana i Gibsona było wprowadzenie współczynników, które będą zmieniały się nieliniowo. Otrzymały one następu-

jąca postać równania różniczkowego konsolidacji:

$$\frac{1}{c} \cdot \frac{\partial w}{\partial t} = \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} - a \frac{\partial w}{\partial z} e^{-w} \quad (2.8)$$

Nową zmienną w wprowadzoną w równaniu (2.8) opisano następującym związkiem:

$$w = \ln(1 + a(L - u) - ub) \quad (2.9)$$

gdzie:

L – głębokość.

Współczynniki wykorzystane w równaniach (2.8, 2.9) mają postać:

$$a = \frac{\gamma'}{\sigma'_z + \Delta\sigma'_z} \quad (2.10)$$

oraz

$$b = \frac{1}{\sigma'_z + \Delta\sigma'_z} \quad (2.11)$$

gdzie:

$\Delta\sigma'_z$ – przyrost składowej pionowej obciążenia czynnego.

Na początku lat sześćdziesiątych opracowano metodę obliczania osiadania gruntów opartą na teorii Terzagiego, która uwzględnia ściśliwość wtórną. Gibson i Lo (1961) w swojej metodzie wykorzystali kombinację modeli Hooke'a i Kelvina, przyjmując lepkosprężysty charakter szkieletu gruntowego w odróżnieniu od Terzagiego. Odkształcenie jest sumą odkształcenia wywołanego konsolidacją pierwotną ε_p i odkształcenia wywołanego konsolidacją wtórną ε_w :

$$\varepsilon = \varepsilon_p + \varepsilon_w \quad (2.12)$$

gdzie:

$$\varepsilon_p = a_p \cdot \sigma'(t) \quad (2.13)$$

oraz

$$\varepsilon_w = \int_0^t \sigma'(t) \exp\left(- (t_0 - t) \frac{\lambda}{a_w}\right) dt \quad (2.14)$$

Dla zakresu niewielkiego naprężenia i obowiązującej zasady zachowania ciągłości przepływu wody przez jednostkę objętości gruntu równanie konsolidacji ma postać:

$$\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = - \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (2.15)$$

lub przedstawić je można w postaci:

$$\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 \sigma'}{\partial z^2} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (2.16)$$

i po wprowadzeniu do (2.12) otrzymamy:

$$\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 \sigma'}{\partial z^2} = a_p \cdot \frac{\partial \sigma'}{\partial t} + \frac{\lambda^2}{a_w} \int_0^t \sigma'(z, t) \exp \frac{(t - t_0)\lambda}{a_w} dt \quad (2.17)$$

Praktyczne wykorzystanie teorii Gibsona i Lo wymaga znajomości współczynnika filtracji k , lepkości szkieletu gruntowego λ , ściśliwości pierwotnej a_p , ściśliwości wtórnej a_w oraz współczynnika konsolidacji c_v . Rozbudowę modelu Gibsona i Lo zaproponował Przysański (1966), wprowadzając skokową zmianę współczynnika λ . W pewnym przedziale czasu współczynnik λ_n pozwala zastąpić w modelu Gibsona i Lo część sprężystą. Obciążenie σ wywołuje odkształcenie ε opisane równaniem:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} + \frac{\lambda}{a_w} \cdot \varepsilon = \lambda \cdot \sigma \quad (2.18)$$

Rozwiązanie równania przy stałych parametrach jest następujące:

$$\varepsilon(t) = a_w \sigma \left(1 - \exp \frac{-\lambda t}{a_w} \right) \quad (2.19)$$

Dla czasu $t \rightarrow \infty$ otrzymamy:

$$\varepsilon_\infty = a_w \sigma \quad (2.20)$$

Stosując skokową zmianę k -krotnie parametru λ , otrzymamy:

$$\varepsilon(t) = a_w \sigma \left(1 - \exp \left(-\frac{1}{a_w} \sum_{n=0}^k \lambda_n (t_n - t_{n-1}) \right) \right) \quad (2.21)$$

W praktyce obliczeniowej pojawiło się wiele empirycznych równań na obliczanie osiadania podłoża w wyniku konsolidacji. Przykładem empirycznej metody może być graficzna metoda Akiry Asaoki, zgodnie z którą całkowite osiadanie określa się na podstawie próbnych pomiarów osiadania obciążonego podłoża (Asaoka 1978). Punkty z wykreślonej krzywej $s_n = f(s_{n-1})$ pozwalają wyznaczyć parametr konsolidacji β . Osiadanie w czasie t wyznacza się zgodnie ze wzorem.

$$s(t) = s \left(1 - \exp \left[\ln \left(\frac{\beta}{\Delta t} \right) t \right] \right) \quad (2.22)$$

W Szwedzkim Instytucie Geotechnicznym (Carlsten 1988; Hartlén i Wolski 1996) na podstawie przeprowadzonych kompleksowych badań zaproponowano do opisu stopnia konsolidacji U równanie w postaci:

$$U = 1 - A \cdot \exp(-Bt) \quad (2.23)$$

W równaniu (2.23) stopnia konsolidacji U przez A i B oznaczono stałe zależne od: miąższości torfu h , wilgotności naturalnej w_n i obciążenia σ . Do obliczania konsolidacji posłużono się równaniem różniczkowym w postaci:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{M}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial u}{\partial z} \right) \quad (2.24)$$

Moduł odkształcenia gruntu w równaniu konsolidacji oznaczono przez M , wskazując na jednoosiowe zmiany odkształcenia. Carlsten dla równania (2.24) przy miąższości torfu $H = 2 \div 4$ m, wilgotności $w_n = 800 \div 1500$ %, obciążeniu $\sigma < 50$ kPa otrzymał równanie stopnia konsolidacji w postaci:

$$U = 1 - 0,6 \exp \left(- \frac{0,52 w_n^{0,75} t}{H^2 \sigma^{0,5}} \right) \quad (2.25)$$

Den Haan (1994b) na podstawie własnych badań gruntów organicznych proponuje zależność opisującą związek obciążenie–osiadanie w postaci:

$$1 - \frac{s}{ah_0} = \left(\frac{\sigma - const}{const} \right)^m \quad (2.26)$$

gdzie:

- a, m – parametry modelu,
- $const$ – stała o wymiarze ciśnienia, zawsze dodatnia.

przy czym zastrzega, że stała, która ma miano ciśnienia w tym wzorze, jest zawsze wartością dodatnią. Zależność ta dobrze opisuje związek między wskaźnikiem porowatości a obciążeniem jedynie dla dużych wartości σ . Założeniu temu zaprzeczył Meyer (1993), wskazując, że stała ta może mieć wartość ujemną i wówczas zgodność z pomiarami jest określona równaniem:

$$1 - \frac{s}{ah_0} = \left(\frac{\sigma + const}{const} \right)^m \quad (2.27)$$

gdzie:

- $m = 1 - \beta$ – parametr modelu,
- $const = (\beta - 1) \cdot a \cdot E_0$ – stała.

Empiryczny związek dla stopnia skonsolidowania U zaproponowali Sivaram i Swamee (1977):

$$\frac{U \%}{100} = \sqrt{\frac{4T_v}{\pi}} \cdot \left[1 + \left(\frac{4T_v}{\pi} \right)^{2,8} \right]^{-0,179} \quad (2.28)$$

$$T_v = \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{U \%}{100} \right)^2 \cdot \left[1 - \left(\frac{U \%}{100} \right)^{5,6} \right]^{-0,357} \quad (2.29)$$

Rozwój i powstanie wielu metod obliczania osiadania gruntu w czasie procesu konsolidacji czyni metodę Terzagiego klasyczną. Na jej bazie zbudowano bardzo dużo nowych modeli.

Zmodyfikowana numeryczna procedura obliczeniowa umożliwia w dalszym ciągu korzystanie z klasycznej metody Terzagiego. Helenelund (1951) zaproponował rozwiązanie wymagające podziału podłoża na warstwy w taki sposób, aby współczynnik konsolidacji c_v można było uznać za stały dla każdej podwarstwy. Wymagane jest, aby warunki brzegowe dla każdej podwarstwy były spełnione. Pozwala to na obliczenie konsolidacji podłoża z uwzględnieniem przemieszczeń podłoża. Zmodyfikowana procedura numeryczna pozwala na korzystanie z równania Terzagiego. W procedurze obliczeniowej zakłada się, że miąższość poszczególnych warstw jest równa i wynosi Δx . W czasie t ciśnienie wody w wolnych przestrzeniach wynosi u , a w czasie $t + \Delta t$ wynosi u' . Zmodyfikowaną procedurę obliczeniową przy zachowaniu powyższych oznaczeń można zapisać w postaci:

$$\frac{u'_i - u_i}{\Delta t} = c_v \frac{1}{\Delta x} \left[\frac{u_{i+1} - u_i}{\Delta x} - \frac{u_i - u_{i-1}}{\Delta x} \right] \quad (2.30)$$

Numeryczne rozwiązanie problemu konsolidacji zaproponowali Fürstenberg i in. (1981). Poszukiwali oni wartości ciśnienia wody w porach na bazie rozwiązania Gibsona i Lo tak, aby spełniony był warunek, że suma naprężenia efektywnego i ciśnienia wody w porach musi być równa przyłożonemu naprężeniu zewnętrznemu. Lechowicz (1992), analizując osiadanie nasypów na gruntach organicznych, stwierdza, że dla podłoża organicznego o małej miąższości obciążonego nasypem analizę przebiegu osiadań i rozpraszania nadwyżki ciśnienia wody w porach można przeprowadzać, wykorzystując klasyczne równania jednowymiarowej konsolidacji, natomiast w przypadku podłoża o większej miąższości należy dążyć do stosowania metod uwzględniających zarówno zmienność parametrów gruntowych, jak i zmianę geometrii w czasie odkształcania gruntów.

Poszukiwaniem równań opisujących proces konsolidacji torfów zajmował się również zespół prof. Meyera w Katedrze Geotechniki Politechniki Szczecińskiej, wykonując szereg prac, badając między innymi: wpływ konsolidacji na zmianę współczynnika filtracji gruntów organicznych, wpływ konsolidacji na zmianę modułu odkształcenia. Analizowano czas konsolidacji z uwzględnieniem zmian parametrów gruntowych. Badano wpływ poziomu wody gruntowej na warunki konsolidacji oraz wpływ obciążenia na warunki konsolidacji. Sprawdzone laboratoryjnie wpływ tarcia na pobocznicę pierścienia i badanej próbki na wynik badania konsolidacji gruntów organicznych w edometrze.

2.2. Reologiczny model gruntu organicznego

Modele reologiczne można przedstawić w trzech kategoriach (Wrana 2012). Klasyczne podejście różniczkowe najczęściej dotyczy modeli mechanicznych opisanych na podstawie analogów sprężystych Hooke'a, suwaka de Saint-Venanta, tłumika Newtona. Z tej klasy mo-

deli reologicznych do opisu podłoża gruntowego najczęściej stosuje się model Kelvina–Voigta lub model Binghama. Drugą kategorią są modele tworzone przez inżynierów na podstawie wyników pełzania, stosowane do opisu zachowania betonu, metali, gruntu. Często w tym wypadku stosowane są wzory empiryczne. Trzecią kategorią są modele dziedziczności, tzw. metody całkowitej reprezentacji. W modelach tych zawieramy całą historię zmian obciążenia lub odkształcenia.

Model empiryczny ma na celu jak najlepsze przybliżenie danych doświadczalnych. Utrudnienie, jakim jest niejednorodność ośrodka gruntowego – torfu, w praktycznym zastosowaniu teoretycznych modeli przyczyniło się do powstania modelu empirycznego (Meyer 1988). Przeanalizowano szereg wstępnie przyjętych równań, które najwierniej opisywałyby przebieg osiadania próbek torfu. W efekcie przedstawiono model oparty na założeniu, że na podstawie badań edometrycznych relację obciążenie–osiadanie można aproksymować krzywą rodzaju:

$$s(t, \sigma) = s_{\infty}(\sigma) \cdot [1 - \exp(-Dt^p - \alpha t)] \quad (2.31)$$

w której D , p , α są stałymi określonym na podstawie krzywej osiadania próbki torfu.

Podsumowując, można stwierdzić, że w literaturze dokładnie przedstawiona jest geneza torfów, ich charakterystyka na potrzeby budownictwa, modelowania podłoża zbudowanego z gruntów organicznych. Lokalne laboratoria geotechniczne w miarę dobrze rozpoznają podstawowe parametry tych gruntów, które korelują między innymi ze stopniem rozłożenia i miejscem powstania. Genezę torfów w Polsce, miejsca ich występowania i przekształcenia, jakim podlegają, podają między innymi Breymeyer i Starkel (1991), Jasnowski (1983), Ilnicki (2002) oraz Kołodziejczyk (2013). Parametry torfów, metody ich badania i dzięki temu różnicowania torfów, które odmiennie zachowują się pod obciążeniem, podają Tûremnov (1957) oraz Myślińska (1999, 2001). Próbę oceny przydatności obszarów, gdzie występują torfy, na potrzeby budownictwa podjęli Glinicki i Kazanecki (1984), Werno i in. (1986), Lechowicz (1992) oraz Zadroga i in. (2003). Podobnie jak wiele innych ośrodków zajmujących się gruntami organicznymi pokazują, że w niektórych przypadkach torf może stanowić podłoże budowlane, jednak wymaga zastosowania przeciążania, które poprawi właściwości podłoża organicznego. Przykłady realizacji inwestycji posadowionych na podłożu organicznym, głównie w drogownictwie, przedstawili Sanecki (1990), Topolnicki (1997), Pepol (1999). Kisiel i Lysik (1966) przedstawili przegląd modeli reologicznych, które stosowane były w mechanice gruntów. Właściwości sprężysto-plastyczne gruntów w środowisku silnie nawodnionym opisuje Mazurkiewicz (1985), przedstawiając dynamikę dna morskiego. Wiele prac zajmuje się opisem powstawania torfów, ich przestrzennym rozmieszczeniem, parametrami różnicującymi je i badaniami wskazującymi na ich przydatność między innymi w budownictwie. Na przykład do Doliny Odry opis gruntów organicznych podali Tarnawski (1984), Jasnowska i Jasnowski (1983), Duda (2013). Większość z nich reprezentuje podejście przyrodnicze i geologiczne, bez traktowania torfu jako

materiału konstrukcyjnego, poddawanego obciążeniom i odkształceniom, w wyniku których zmieniają się parametry geotechniczne, takie jak np. porowatość, wraz z wynikającą z niego zmianą współczynnika filtracji i modułu ścisłości konsolidowanego podłoża torfowego. Na seminarium Katedry Geotechniki Politechniki Szczecińskiej Lechowicz (1996) zaprezentował swoje badania gruntów organicznych. Podkreślił wagę niektórych parametrów, między innymi przeciążeń krytycznych. Można wyciągnąć z tego wnioski, że historia przeciążeń torfu ma duże znaczenie w przenoszeniu obciążenia i przeciążenie torfów należy realizować z dużą rozważą i ostrożnością. Najskuteczniejszym rozwiązaniem jest przykładanie obciążenia etapowo opisane przez Szymańskiego (1991) oraz znalezienie rozwiązania optymalnego pod względem nie tylko technicznym, ale też ekonomicznym tak jak Hartlen i Wolski (1996).

Modelowaniem podłoża organicznego zajmował się Atkinson (1973), który wskazał na fazę plastyczną w torfach i nieliniowość relacji obciążenie–odkształcenie. Chen i Mizuno (1990) przyjęli rozwiązania z mechaniki teoretycznej i wskazali na nieliniowy związek w mechanice gruntów. Przegląd modeli konstytutywnych stosowanych w mechanice gruntów przedstawili Kondner (1963), Glazer (1985), Gryczmański (1985, 1995, 2000), Sawicki (1994). Autorzy ci wskazali, że dla gruntów mineralnych modelowanych jako sprężysto-plastyczne najlepszym opisem matematycznym jest model Cam–Clay.

Dla gruntów organicznych rozwiązanie dopuszczające stosowanie dużych obciążeń oparte na modelu numerycznym opracowanym w Szwecji, nieuwzględniającym zmiany współczynnika filtracji i modułu ścisłości w czasie obciążania, przedstawił Lechowicz (1992). Próbę uwzględnienia właściwości sprężystych poprzez stosowanie formuły Fröhlicha zmniejszającej szybkość zanikania naprężenia w gruncie przedstawili Bednarek i Meyer (1999). Współczynnik koncentracji naprężenia różnicuje sposób zaniku naprężenia. Dla gruntów mineralnych przyjmuje się wartość 3, natomiast dla gruntów słabych, gruntów organicznych 6. Mróz i in. (1979) przedstawili model anizotropowego wzmocnienia w ośrodkach sprężysto-plastycznych. Zasada ta jednak nie znajduje potwierdzenia w badaniach laboratoryjnych i terenowych torfów. Rahal i Vuez (1998) oraz Sawicki (1991) ukazali zagadnienia mechaniki gruntów dla obciążeń cyklicznych, nie analizując zmian parametrów gruntowych podczas procesu obciążania i odciążania. Klasyczne dzieło dotyczące mechaniki gruntów przedstawił Terzaghi (1948). W Polsce podobną rangę ma opracowanie Wiluna (2013).

Próby opisu konsolidacji torfów podjęli między innymi Berry i Poskitt (1972), wykorzystując w modelu wzmocnienie opisane funkcją logarytmiczną. Podsumowaniem zagadnień pionowego ściskania torfów i opisu jednoosiowej konsolidacji zajął się den Haan (1994a, 1994b). Den Haan również wykorzystał w modelowaniu logarytmiczny związek między odkształceniem a obciążeniem. Zastosowanie praktyczne logarytmicznej formuły – modelu szwedzkiego prezentowali Fürstenberg i in. (1981). Badania prowadzone przez 15 lat w Katedrze Geo-

techniki Politechniki Szczecińskiej przez Meyera (1993) wskazują, że model logarytmiczny nie został przyjęty w praktyce. W wielu pracach oceniono możliwości wykonania nasypów przeciążających na gruntach organicznych (Werno i in. 1986; Zadroga i in. 2003). Lechowicz i Szymański (2002) zajmując się nasypem przeciążającym w Antoninach, wskazali na problemy ze statecznością i poziomym przemieszczaniem się gruntów organicznych. Stopa i Meyer (1994) na podstawie badań terenowych przeprowadzili weryfikacje poszukiwań teoretycznych prowadzonych przez zespół Meyera. Szymański i Sas (2000) na Jubileuszowej Sesji Naukowej „Geotechnika w budownictwie inżynierii środowiska”, poświęconej 47-leciu pracy naukowej i 70-leciu urodzin prof. Eugeniusza Dembickiego, określili gruntowe parametry geotechniczne, które można wykorzystać, aby otrzymać lepszą zgodność wyników analiz teoretycznych i badań praktycznych. Literatura w analizowanym zakresie jest bardzo obszerna, zarówno dotycząca samej konsolidacji gruntów, jak i gruntów organicznych.

W 1993 r. na Uniwersytecie w Delft prof. Zygmunt Meyer po raz pierwszy przedstawił swój model wzmocnienia słabego podłoża (Meyer 1994). Zależność (2.31) pozwala na uzyskanie dobrej zgodności między obciążeniem i odkształceniem gruntów organicznych. Pojawiło się wiele prac wykorzystujących tę zasadę, co pozwala prognozować proces odkształcenia obciążonego gruntu organicznego (Meyer i Mrozińska 1992; Bednarek i Meyer 2003; Kopczyńska 2005; Bednarek 2006a, 2006b).

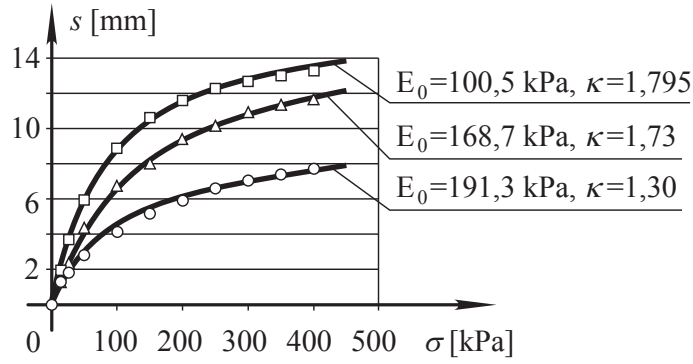
W czasie prac nad metodami opisu osiadania obciążonych gruntów organicznych Meyer i Dereczenik (1993) przedstawili niezbędne rozwiązania opisujące zmiany parametrów gruntowych w czasie procesu konsolidacji. Zmianę modułu ściśliwości można opisać związkiem:

$$M(s) = M_0 \left(1 - \frac{s}{n_0 H_0}\right)^{-\kappa} \quad (2.32)$$

Weryfikację przedstawiono w postaci zależności:

$$s(\sigma) = n_0 H_0 \left(1 - \left(1 + \frac{1}{\kappa - 1} \cdot \frac{\sigma}{n_0 M_0}\right)^{1-\kappa}\right) \quad (2.33)$$

Na podstawie pomiarów przebiegu osiadania i obciążenia w laboratorium możliwe jest wyznaczenie wymaganych w opisie modelu wielkości M_0 , κ . Na rycinie 2.4 jako przykład pokazano otrzymane wyniki przebiegu osiadania pomierzonego oraz obliczonego na podstawie związku (2.33) weryfikującego osiadanie wywołane obciążeniem stałym, który otrzymano z przekształcenia zależności (2.32).



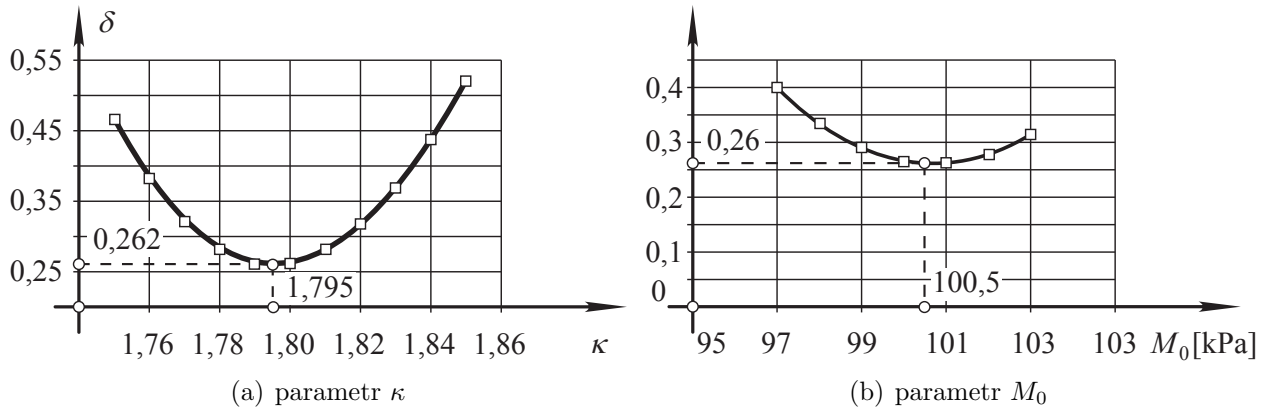
Ryc. 2.4. Przebieg osiadania pomierzonego w laboratorium i obliczonego na podstawie zależności (2.33)

Dla próbki nr 1 pokazano na rycinie 2.5, jak można metodą najmniejszych kwadratów otrzymać wielkości stałe modelu:

$$\delta = \sum (s_i^{pom} - s_i^{obl})^2 \quad (2.34)$$

gdzie:

- s_i^{pom} – osiadanie pomierzone w laboratorium na próbkach gruntu organicznego w edometrze,
- s_i^{obl} – osiadanie obliczone według równania (2.33).



Ryc. 2.5. Identyfikacja parametrów według zależności (2.33)

Podobnie można przeprowadzić analizę dla współczynnika filtracji, który również ulega zmianie w czasie procesu konsolidacji. Weryfikację wykonali Dereczenik i Seul (1992). Opis przebiegu zmian współczynnika filtracji można przedstawić w postaci:

$$k(s) = k_0 \left(1 - \frac{s}{n_0 H_0}\right)^{\kappa_f} \quad (2.35)$$

3

Podstawy reologii

3.1. Wprowadzenie

Obserwacja zjawisk zachodzących podczas obciążania i odciążania otaczającej przestrzeni dała możliwość sformułowania jeszcze jednej zależności: całe zagadnienie zmian wymiarów obserwowanego ciała umiejscowiono w czasie. Istotne znaczenie przy kolejnych obserwacjach miała już nie tylko wartość obciążenia i odkształcenia, ale również czas. Stał się on podstawowym czynnikiem przy opisie odkształcenia wielu materiałów. W równaniach konstytutywnych musiała pojawić się nowa zmienna – czas. W ten sposób powstała nowa dziedzina nauki związana z mechaniką – reologia, która formułuje ogólne prawa powstawania i rozwoju w czasie odkształceń i przemieszczeń. Czas stał się podstawowym czynnikiem reologicznym, często jednak ujawnianym w analizowanych ciałach przez przekroczenie odpowiedniej temperatury T . Przykładowo w celu porównania zachowania się różnych metali używana jest bezwymiarowa, homologiczna skala temperatury $\Theta = T/T_{topn}$ (gdzie temperatura, w której zachodzi proces deformacji T , i temperatura topnienia T_{topn} podawane są w skali absolutnej Kelvina). W metalach procesy reologiczne zachodzą już przy $\Theta = 0,3-0,4$. Na ogół podwyższona temperatura potęguje zjawisko narastania deformacji we wszystkich materiałach.

W przypadkach praktycznych nie interesuje nas jednoczesny opis wszystkich zjawisk zachowania materiału, dlatego liniowy model Hooke’a przetrwał stulecia i ciągle będzie wykorzystywany. Ideałem będzie model, którym opiszemy zachowanie materiału w całym zakresie obciążenia i w całym okresie prowadzonych obserwacji. Pełny opis z punktu widzenia teorii plastyczności, który uwzględniłby takie właściwości, jak: granica plastyczności, wzmocnienie

materiału, osłabienie materiału, zniszczenie próbki, jest niemożliwy, dlatego interesujące nas zjawiska można opisać, wykorzystując idealizację materiału oraz opisując jego zachowanie znanym modelem uproszczonym opartym w swej budowie na modelu podstawowym. Rozwinięta teoria plastyczności obecnie pozwala na opis wielu materiałów w sposób teoretyczny. Są jednak takie materiały, które nie mają wyraźnej granicy plastyczności, a od samego początku obciążenia wykazują odkształcenia trwałe. Przykładem może być proste doświadczenie: jednoosiowe ściskanie piasku w edometrze, gdzie występuje zjawisko praktycznie ciągle i wielokrotnie spotykane, związane z zagęszczeniem próbki gruntu, któremu towarzyszy odkształcenie trwałe. W gruntach spoistych i organicznych doświadczenie wskazuje na znaczną zależność zachowania tych gruntów od czasu obciążenia. Mimo nagromadzenia znacznego materiału doświadczalnego ciągle poszukuje się nowych teorii, które pozwolą na uogólnienie większego zakresu obciążenia, szerszego przedziału czasowego, lepszego dopasowania przebiegu osiadania w czasie.

Zjawiska reologiczne ujawniają się przede wszystkim w postaci znacznych i narastających deformacji ciał uważanych za stałe. Przykładami z codziennej obserwacji są: deformowanie się rozgrzanej świecy, uginanie się betonowych wsporników czy trwałe odkształcanie się elementów wykonanych z tworzyw sztucznych. Reologia wyodrębniła się jako oddzielna gałąź nauki w pierwszej połowie XX wieku. Głównym motorem napędowym rozwoju tej dziedziny był przemysł tworzyw sztucznych, farb, lakierów, przemysł spożywczy, farmaceutyczny, kosmetyczny, celulozowo-papierniczy. Jeden z ojców reologii, Bingham, poświęcił 10 lat swoich badań farbom olejnym (Kisiel 1968).

Pierwszymi, którzy te zjawiska obserwowali z myślą o zastosowaniach inżynierskich, byli Louis Vicat w 1831 r. (druty stalowe używane do splatania lin stosowanych przy wznoszeniu wiszących mostów) oraz John C. Weber w 1835 r. (włókna jedwabiu w związku z rozwojem włókiennictwa) (Todhunter i Pearson 2014). Impuls do systematycznego zajęcia się tymi zjawiskami przyszedł ze strony chemii, w związku z rozwojem tworzyw sztucznych, dla których temperatura pokojowa jest wysoką temperaturą homologiczną. Znaczący rozwój reologii nastąpił w związku z rozwojem przemysłu, stosującego coraz wyższe temperatury (turbiny parowe i gazowe), oraz energetyki jądrowej. W budownictwie przedmiotem szczególnego zainteresowania stał się beton, podstawowy materiał konstrukcyjny, który właściwości reologiczne wykazuje w temperaturze pokojowej.

Za moment powstania reologii jako odrębnej gałęzi mechaniki uważa się sympozjum American Chemical Society na temat plastyczności, po raz pierwszy zorganizowane w 1924 r. Z tą dziedziną mechaniki związanych jest wielu wybitnych uczonych, jak np. James Clerk Maxwell (1831–1879), Ludwig Eduard Boltzmann (1844–1906), Vito Volterra (1860–1940) czy Albert Einstein (1880–1952), który w 1905 r. napisał pracę doktorską o ruchu kul zawieszono-

nych w cieczy lepkiej (Chrzanowski 1985; Doraiswamy 2002; Collins i in. 2015). Istotnym czynnikiem wpływającym na zachowanie materiałów jest rzeczywisty czas.

Reologia wprowadza dwa rodzaje zmiennych stanu: tensorowe zmienne lokalne i wektorowe zmienne globalne. Wzajemne relacje zmiennych przedstawiono w tabeli 3.1. W nomenklaturze teorii procesów transportowych są to wielkości intensywne i ekstensywne, które określają dynamikę i kinematykę układu. Do zmiennych globalnych dynamicznych zaliczymy siły, do zmiennych globalnych kinematycznych przemieszczenia i odpowiednio do zmiennych lokalnych dynamicznych zaliczymy naprężenie σ , a do zmiennych lokalnych kinematycznych odkształcenie ε .

Tabela 3.1. Globalne i lokalne zmienne stanu (Chrzanowski 1985)

Zmienne		Globalne (fizyczne, wektorowe, mieralne)		Lokalne (matematyczne, tensorowe, niemieralne)	
Dynamiczne	p	siły	P_i	naprężenie	σ_{ij}
Kinematyczne	e	przemieszczenia	u_i	odkształcenie	ε_{ij}

W ogólnej postaci równanie stanu (Hersey 1932) wiążące zmienne dynamiczne p i kinematyczne e zaproponował w 1932 r. Mayo Hersey:

$$R(e, p) = 0 \quad (3.1)$$

Uwzględniając reologiczne czynniki czasu t , temperatury T , przyjmuje ono postać:

$$R(e, p, t, T) = 0 \quad (3.2)$$

3.2. Modele reologiczne na bazie analogów

Najprostsze modele reologiczne tworzymy przez izolowanie pewnych cech danego materiału, na przykład sprężystości w ciele Hooke’a. Na bazie najprostszych modeli tak zwanych analogów tworzymy bardziej zaawansowane rozwiązania przez ich łączenie ze sobą. Przykładami takich analogów są:

- ciało sprężyste Hooke’a,
- ciecz lepka Newtona,
- ciało idealnie plastyczne de Saint-Venanta.

Przypadkami szczególnymi są:

- ciało sztywne Euklidesa,
- ciecz idealna Pascala.

Ciało sztywne Euklidesa opisuje się następującym równaniem stanu:

$$\forall p(e = 0) \quad (3.3)$$

Zobrazowane jest najczęściej symbolem przedstawionym na rycinie 3.1.



Ryc. 3.1. Symbol ciała sztywnego Euklidesa

Ciecz idealną Pascala opisuje się równaniem stanu w postaci:

$$\forall e(p = 0) \quad (3.4)$$

Graficznie przedstawiana jest najczęściej symbolem pokazanym na rycinie 3.2.



Ryc. 3.2. Symbol cieczy idealnej Pascala

Ciało sprężyste Hooke'a opisać można równaniem:

$$p = c \cdot e \quad (3.5)$$

Symbolem ciała sprężystego Hooke'a jest sprężyna (ryc. 3.3).



Ryc. 3.3. Symbol ciała sprężystego Hooke'a

Ciecz lepką Newtona opisać można zależnością:

$$p = k \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.6)$$

Symbolem cieczy lepkiej Newtona jest tłoczek przedstawiony na rycinie 3.4.



Ryc. 3.4. Symbol cieczy lepkiej Newtona

Symbolem ciała idealnie plastycznego de Saint-Venanta jest suwak graficznie przedstawiony na rycinie 3.5.



Ryc. 3.5. Symbol ciała idealnie plastycznego de Saint-Venanta

Ciało idealnie plastyczne de Saint-Venanta opisać można równaniami:

$$\begin{aligned} e &= 0 & p < p_{pl} \\ e &\rightarrow \infty & p = p_{pl} \end{aligned} \quad (3.7)$$

Przedstawione modele podstawowe tworzą bazę ciał prostych, które wykorzystać można do opisu materiałów rzeczywistych, uwypuklając szczególne cechy analizowanych materiałów (Keedwell 1984; Chrzanowski 1985). Zachowanie materiałów rzeczywistych, ich właściwości mechaniczne, można opisać za pomocą modeli prostych. Wykorzystując tę bazę, można zbudować związki konstytutywne podające zależności pomiędzy lokalnymi zmiennymi stanu dla różnych ciał. W świetle ogólnego równania stanu (3.2) zależność pomiędzy naprężeniem σ , odkształceniem ε , czasem t dla ustalonej temperatury jest powierzchnią o równaniu:

$$f(\sigma, \varepsilon, t) = 0 \quad (3.8)$$

Na rycinie 3.6 pokazano przykładowy kształt powierzchni opisanej równaniem (3.8).

W reologii podstawowymi próbami doświadczalnymi są przekroje prostopadłe do osi naprężenia σ i przekroje prostopadłe do osi odkształcenia ε pokazane na rycinie 3.6. Pozwalają one określić podstawowe właściwości materiałów. Odpowiednio próba pełzania, gdy zadana jest następująca historia naprężenia:

$$\sigma(t) = \sigma_0 \cdot H(t) \quad (3.9)$$

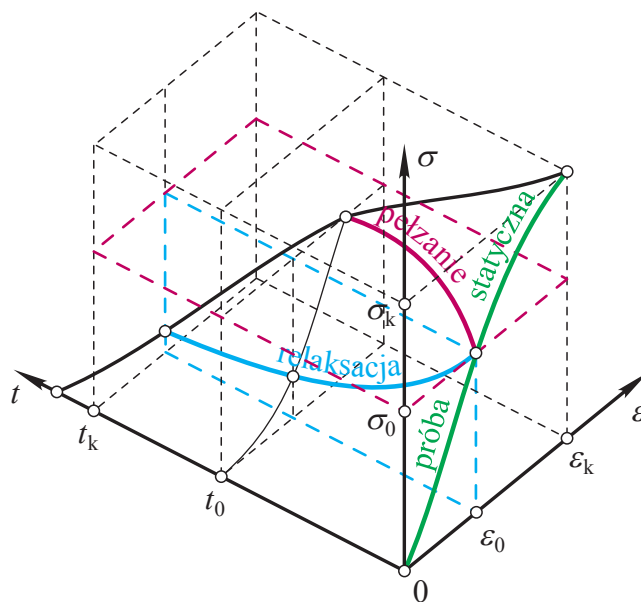
gdzie:

$$H(t) = \begin{cases} 0 & \text{dla } t < 0, \\ 1 & \text{dla } t \geq 0 \end{cases} \quad (3.10)$$

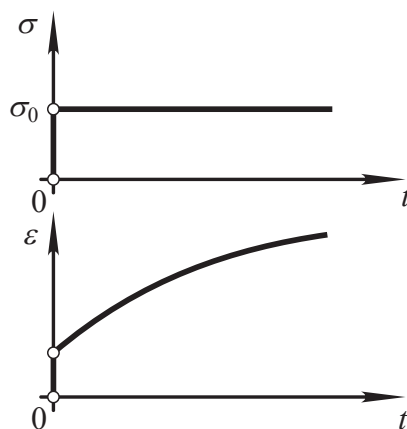
lub

$$H(t) = \begin{cases} 0 & \text{dla } t < 0, \\ \frac{1}{2} & \text{dla } t = 0 \\ 1 & \text{dla } t > 0 \end{cases} \quad (3.11)$$

Odpowiedzią materiału na przyłożone obciążenie jest historia odkształcenia $\varepsilon(t)$, pokazana na rycinie 3.7 wraz z zadaniem naprężeniem $\sigma(t)$.



Ryc. 3.6. Powierzchnia równania stanu przy stałej temperaturze



Ryc. 3.7. Przebieg odkształcenia na zadane obciążenie

Rozwiązanie równania (3.8), które przyjmuje teraz postać:

$$f(\sigma_0, \varepsilon, t) = 0 \quad (3.12)$$

daje funkcja pełzania:

$$\varphi(t) = \frac{\varepsilon(t)}{\sigma_0} \quad (3.13)$$

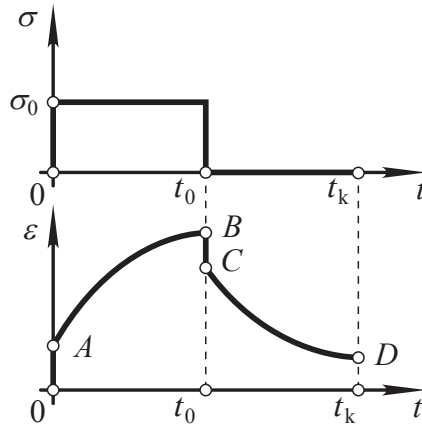
Podobnie próba pełzania z odciążeniem, gdy zadana jest następująca historia naprężenia:

$$\sigma = \sigma_0 \cdot [H(t) - H(t - t_0)] \quad (3.14)$$

gdzie:

t_0 – chwila rozpoczęcia odciążenia.

Na rycinie 3.8 pokazano typowe zachowanie materiału, który wykazuje się nawrotem sprężystym (odcinek BC) i nawrotem niesprężystym, określanym jako pełzanie odwrotne (odcinek CD).



Ryc. 3.8. Próba pełzania z odciążeniem

Punktem wyjścia dla tej teorii jest założenie, że właściwości mechaniczne ciał rzeczywistych można opisać dzięki połączeniu prostych modeli mechanicznych (sprężyny, tłoczka, suwaka) opisujących podstawowe cechy reologiczne. Ponieważ trudno jest przewidzieć, jak należałoby zestawiać modele podstawowe, aby uzyskać opis zgodny z zachowaniem modelowanego ciała, przyjmuje się metodę odwrotną: buduje się modele oparte na rozmaitych kombinacjach modeli ciał prostych, a następnie bada zachowanie w warunkach pełzania czy relaksacji. Mając do dyspozycji możliwie duży zbiór takich modeli, do opisu materiału rzeczywistego wybiera się ten, którego zachowanie jest najbardziej zbliżone do zachowania danego materiału. Podstawowe są modele opisujące jednoosiowe stany naprężenia. Równania różniczkowe, którymi opisuje się modele strukturalne, można otrzymać jako przypadek szczególny, redukując równania całkowe do równań różniczkowych. Zaletą modeli strukturalnych jest jednak to, że – odwołując się do intuicji opartej na znajomości zachowania się prostych urządzeń mechanicznych – pozwalają na jakościowe przewidywanie skomplikowanych zachowań ciał rzeczywistych. Do modeli jednoparametrowych zaliczymy ciała proste Hooke’a i Newtona, scharakteryzowane w jednoosiowym stanie naprężenia przez jedną stałą materiałową. Pierw-

szym i najchętniej stosowanym w budownictwie jest model Hooke'a. Analog mechaniczny tego ciała pokazany jest na rycinie 3.9.



Ryc. 3.9. Graficzny obraz modelu Hooke'a

Równanie stanu ma postać:

$$\sigma(t) = E \cdot \varepsilon(t) \quad (3.15)$$

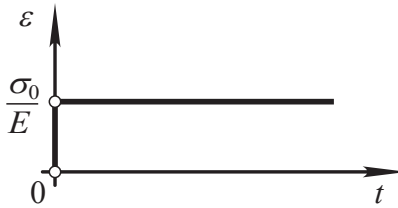
Stała E , charakteryzująca sztywność sprężyny, nosi nazwę modułu sprężystości i ma wymiar naprężenia $[\text{N}/\text{m}^2]$. Przy próbie pełzania, czyli przy obserwacji odkształcenia ciała obciążonego stałym obciążeniem:

$$\sigma(t) = \sigma_0 \cdot H(t) \quad (3.16)$$

odpowiedź układu jest natychmiastowa i następująca:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0 \cdot H(t)}{E} \quad (3.17)$$

Graficznie odpowiedź modelu Hooke'a na obciążenie stałe (3.16) przedstawiono na rycinie 3.10, na której widać, że model ten nie opisuje pełzania.



Ryc. 3.10. Próba pełzania w modelu Hooke'a

Odciążenie (3.18) w procesie pełzania:

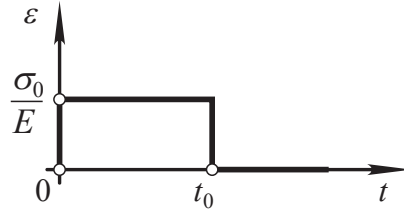
$$\sigma(t) = \sigma_0 \cdot [H(t) - H(t - t_0)] \quad (3.18)$$

wywołuje odpowiedź:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} \cdot [H(t) - H(t - t_0)] \quad (3.19)$$

Pokazaną na rycinie 3.11 odpowiedzią (3.19) przedstawiono idealny nawrót sprężysty. Zdjęcie obciążenia powoduje odzyskanie całego odkształcenia w jednej chwili. Przy próbie relaksacji ciało poddane jest stałemu odkształceniu:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \cdot H(t) \quad (3.20)$$

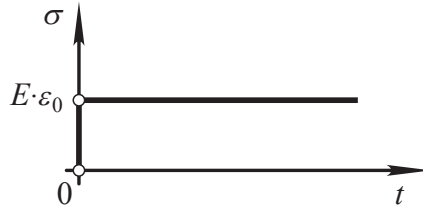


Ryc. 3.11. Idealny nawrót sprężysty

W tym czasie obserwujemy, jak zmienia się naprężenie wywołane tym odkształceniem:

$$\sigma(t) = E \cdot \varepsilon_0 \cdot H(t) \quad (3.21)$$

Natychmiastowa zmiana odkształcenia opisana równaniem (3.20) w modelu Hooke'a wywołuje natychmiastową zmianę naprężenia, którą przedstawiono na rycinie 3.12.



Ryc. 3.12. Próba relaksacji w modelu Hooke'a

Model ten nie opisuje relaksacji. Następnym po modelu Hooke'a najczęściej stosowanym analogiem mechanicznym jest model (ciecz) Newtona, który na schematach przedstawiany jest jako tłoczek (ryc. 3.13).



Ryc. 3.13. Model Newtona

Równanie stanu ma postać:

$$\sigma(t) = \eta \cdot \dot{\varepsilon}(t) \quad (3.22)$$

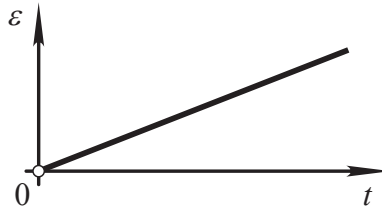
gdzie:

- $\dot{\varepsilon}(t)$ – kropka nad symbolem odkształcenia oznacza pochodną względem czasu,
- η – charakteryzuje sztywność tłoka i nosi nazwę modułu lepkości [sN/m²].

Przy próbie pełzania dla stałego obciążenia opisanego równaniem (3.16) otrzymamy następującą odpowiedź:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{\eta} \cdot t + \varepsilon(0) \quad (3.23)$$

Warunek początkowy $\varepsilon(0)$ określa stan wyjściowy układu. Na rycinie 3.14 przedstawiono przebieg pełzania przy warunku początkowym $\varepsilon(0) = 0$.

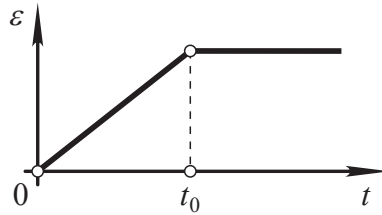


Ryc. 3.14. Przebieg pełzania dla modelu Newtona przedstawia pełzanie nieograniczone

W modelu Newtona pełzanie przebiega ze stałą prędkością (pełzanie ustalone), dodatkowo dla $t \rightarrow \infty$ odkształcenie $\varepsilon \rightarrow \infty$ oznacza pełzanie nieograniczone. Odciążenie w procesie pełzania (3.18) wywołuje następującą odpowiedź:

$$\varepsilon(t) = \begin{cases} \frac{\sigma_0}{\eta} \cdot t & \text{dla } t \leq t_0, \\ \frac{\sigma_0}{\eta} [t - (t - t_0)] = \frac{\sigma_0}{\eta} \cdot t_0 & \text{dla } t > t_0 \end{cases} \quad (3.24)$$

Modelem Newtona nie opisuje się żadnego nawrotu: ani sprężystego, ani niesprężystego. Na rycinie 3.15 przedstawiono przebieg pełzania z uwzględnionym odciążeniem w modelu Newtona.



Ryc. 3.15. Przebieg pełzania z odciążeniem dla modelu Newtona

W próbie relaksacji opisanej równaniem (3.20) otrzymujemy po zróźniczkowaniu:

$$\dot{\varepsilon}(t) = \varepsilon_0 \cdot \delta(t) \quad (3.25)$$

Stąd:

$$\sigma(t) = \eta \cdot \varepsilon_0 \cdot \delta(t) \quad (3.26)$$

gdzie:

$\delta(t)$ – dystrybuanta Diraca.

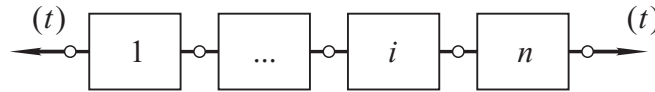
Odpowiedzią materiału na zadane odkształcenie jest impuls $\sigma(0) \rightarrow \infty$, po czym następuje całkowita, natychmiastowa relaksacja naprężenia do wartości $\sigma = 0$. Na rycinie 3.16 przedstawiono przebieg próby relaksacji do modelu Newtona.



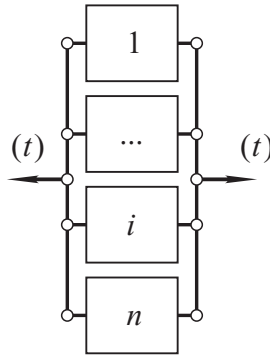
Ryc. 3.16. Próba relaksacji dla modelu Newtona

3.3. Modele reologiczne wieloparametrowe

W celu lepszego opisu zachowania rzeczywistych materiałów pod obciążeniem tworzy się modele wieloparametrowe. Do tworzenia wieloparametrowych modeli wykorzystuje się połączenia szeregowe (ryc. 3.17) lub równoległe (ryc. 3.18) poszczególnych modeli ciał prostych.



Ryc. 3.17. Schemat wieloparametrowego modelu szeregowego



Ryc. 3.18. Schemat wieloparametrowego modelu równoległego

Dla tego rodzaju połączeń równania równowagi i nierozdzielności odkształceń przyjmują następujące związki połączenia szeregowego (3.27, 3.30) i połączenia równoległego (3.28, 3.29).

Równanie równowagi połączenia szeregowego:

$$\sigma_i = \sigma \quad (3.27)$$

Równanie nierozdzielności odkształceń połączenia równoległego:

$$\varepsilon_i = \varepsilon \quad (3.28)$$

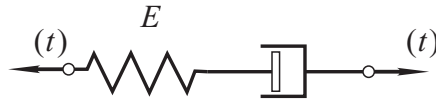
Równanie równowagi połączenia równoległego:

$$\sum_{i=1}^N \sigma_i = \sigma \quad (3.29)$$

Równanie nierozdzielności odkształceń połączenia szeregowego:

$$\sum_{i=1}^N \varepsilon_i = \varepsilon \quad (3.30)$$

Przykładem modelu wieloparametrowego szeregowego jest model Maxwella. Na rycinie 3.19 przedstawiono model Maxwella, który zbudowany jest z ciała Hooke'a i cieczy Newtona.



Ryc. 3.19. Model Maxwella

Stosując powyższe zasady modelu szeregowo (3.27, 3.30), możemy zapisać równanie równowagi modelu Maxwella:

$$\sigma_H = \sigma_N = \sigma \quad (3.31)$$

oraz równanie nierozdzielności odkształceń:

$$\varepsilon_H + \varepsilon_N = \varepsilon \quad (3.32)$$

gdzie:

$$\begin{aligned} \sigma_H(t) &= E \cdot \varepsilon_H(t) & - \text{indeks } H \text{ odnosi się do modelu Hooke'a,} \\ \sigma_N(t) &= \eta \cdot \dot{\varepsilon}_N(t) & - \text{indeks } N \text{ odnosi się do modelu Newtona.} \end{aligned}$$

Równanie stanu do modelu Maxwella (3.33) otrzymamy po zróżniczkowaniu względem czasu równania opisującego model Hooke'a (3.15), równania nierozdzielności odkształceń (3.30) i powiązania razem z równaniem stanu modelu Newtona (3.22).

$$\dot{\varepsilon}(t) = \frac{\dot{\sigma}(t)}{E} + \frac{\sigma(t)}{\eta} \quad (3.33)$$

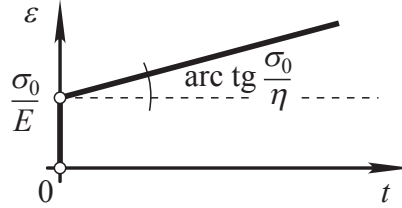
Związek (3.33) przy opisie próby pełzania przyjmie postać:

$$\dot{\varepsilon}(t) = \frac{\sigma_0}{E} \cdot \delta(t) + \frac{\sigma_0}{\eta} \cdot H(t) \quad (3.34)$$

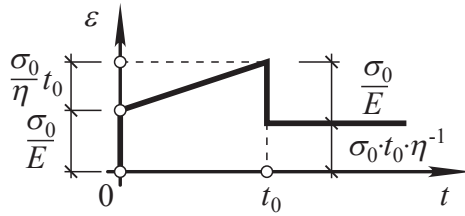
Po scałkowaniu równania (3.34) oraz uwzględniając, że $\int \delta(t)dt = 1$ i $\int H(t)dt = t$ dla $t \geq 0$, otrzymamy:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} + \frac{\sigma_0}{\eta} \cdot t \quad (3.35)$$

Modelem Maxwella zgodnie z równaniem (3.35) opisuje się nieograniczone pełzanie z początkowym odkształceniem natychmiastowym. Przebieg pełzania w modelu Maxwella przedstawiono na rycinie 3.20, a przebieg pełzania z odciążeniem przedstawiono na rycinie 3.21.



Ryc. 3.20. Przebieg nieograniczonego pełzania w modelu Maxwella



Ryc. 3.21. Przebieg natychmiastowego nawrotu sprężystego w modelu Maxwella

Fragment wykresu przed odciążeniem dla czasu $t \leq t_0$ opiszemy zależnością (3.35), po odciążeniu dla czasu $t > t_0$ opiszemy związkiem (3.36).

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} \int_{t_0}^t [\delta(t) - \delta(t - t_0)] dt + \frac{\sigma_0}{\eta} \cdot \int_{t_0}^t [H(t) - H(t - t_0)] dt = \frac{\sigma_0}{\eta} \cdot t_0 \quad (3.36)$$

Modelem Maxwella opisuje się natychmiastowy nawrót sprężysty, natomiast nie opisuje się za jego pomocą nawrotu niesprężystego.

Relaksację w modelu Maxwella opisuje się równaniem (3.37). Podczas próby relaksacji zadane odkształcenie nie ulega zmianie $\dot{\varepsilon}(t) = 0$, stąd równanie (3.33) przyjmuje postać:

$$\dot{\sigma}(t) + \sigma(t) \cdot \frac{E}{\eta} = 0 \quad (3.37)$$

Rozwiązaniem równania (3.37) jest funkcja:

$$\sigma(t) = \sigma(0) \cdot \exp\left(-\frac{E}{\eta} \cdot t\right) \quad (3.38)$$

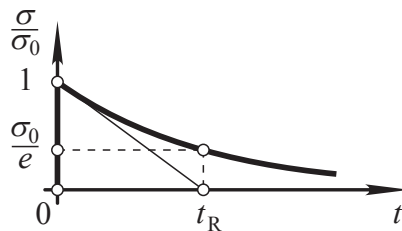
Wprowadzając stałą czasową $t_R = \eta/E$ nazywaną czasem relaksacji, otrzymamy:

$$\sigma(t) = \sigma(0) \cdot \exp\left(-\frac{t}{t_R}\right) \quad (3.39)$$

Relaksacja naprężeń w modelu Maxwella dla czasu $t = t_R$ wyniesie:

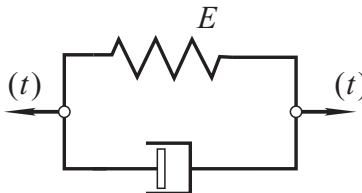
$$\sigma(t_R) = \sigma(0) \cdot \exp(-1) \approx 0,368 \cdot \sigma(0) \quad (3.40)$$

Przebieg relaksacji w modelu Maxwella przedstawiono na rycinie 3.22, na której widać, że wartość czasu relaksacji wyznacza punkt na osi czasu odcięty przez styczną do krzywej relaksacji w punkcie $t = 0$. Modelem Maxwella opisuje się relaksację zupełną, ponieważ dla $t \rightarrow \infty$ otrzymamy $\sigma \rightarrow 0$.



Ryc. 3.22. Przebieg relaksacji zupełnej w modelu Maxwella

Przykładem modelu reologicznego wieloparametrowego równoległego jest pokazany na rycinie 3.23 model Kelvina–Voigta, będący połączeniem ciała Hooke’a i cieczy Newtona.



Ryc. 3.23. Model Kelvina–Voigta

Podstawy opisu matematycznego modelu przedstawił Oskar Emil Meyer (1874), a opisali go później Thomson (1865, 1890) i Voigt (1890, 1892). W tym przypadku moduł sprężystości ma nieco inne znaczenie niż w modelu Maxwella, dlatego oznaczono go jako E' . W modelu Kelvina równanie równowagi zapiszemy jako sumę naprężeń przenoszonego przez sprężynę i tłoczek:

$$\sigma_H + \sigma_N = \sigma \quad (3.41)$$

a równanie nierozdzielności składowych odkształcenia zapewni równość odkształcenia sprężyny i tłoczka:

$$\varepsilon_H = \varepsilon_N = \varepsilon \quad (3.42)$$

Równanie stanu modelu Kelvina (3.43) otrzymamy po wstawieniu do równania równowagi (3.29) związków opisujących modele podstawowe Hooke'a i Newtona.

$$\sigma(t) = E' \cdot \varepsilon(t) + \eta \cdot \dot{\varepsilon}(t) \quad (3.43)$$

Opis pełzania wymaga rozwiązania niejednorodnego równania różniczkowego:

$$\dot{\varepsilon}(t) + \varepsilon(t) \cdot \frac{E'}{\eta} = \frac{\sigma_0}{\eta} \quad (3.44)$$

Równanie (3.44) jest równaniem różniczkowym liniowym pierwszego rzędu rodzaju:

$$\dot{R}(t) + R(t) \cdot p(t) = q(t) \quad (3.45)$$

Najłatwiej rozwiązać takie równanie przez zastosowanie wykładniczego czynnika całkującego. Całka równania (3.45) będzie następującej postaci:

$$R(t) = \exp\left(-\int p(t)dt\right) \cdot \left[\int \left(q(t) \cdot \exp\left(\int p(t)dt\right)\right) dt + C\right] \quad (3.46)$$

Po wprowadzeniu poszczególnych funkcji z równania różniczkowego (3.44) do wzoru (3.46) otrzymamy:

$$\varepsilon(t) = \exp\left(-\frac{E'}{\eta}t\right) \cdot \left[\int \left(\frac{\sigma_0}{\eta} \exp\left(\frac{E'}{\eta}t\right)\right) dt + C\right] \quad (3.47)$$

po scałkowaniu uzyskamy:

$$\varepsilon(t) = \exp\left(-\frac{E'}{\eta}t\right) \cdot \left[\frac{\sigma_0}{E'} \exp\left(\frac{E'}{\eta}t\right) + C\right] \quad (3.48)$$

a po uwzględnieniu warunku początkowego $\varepsilon(0) = 0$ wyznaczamy wartość stałej C :

$$C = -\frac{\sigma_0}{E'} \quad (3.49)$$

i otrzymujemy rozwiązanie w postaci:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E'} \cdot \left(1 - \exp\left(-\frac{E'}{\eta}t\right)\right) \quad (3.50)$$

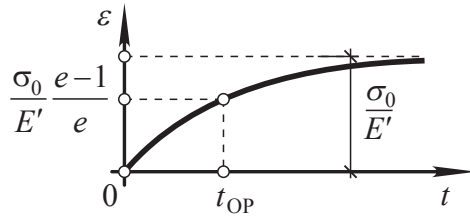
Podobnie jak w modelu Maxwella można wprowadzić stałą czasową, która w modelu Kelvina określana jest jako czas opóźnienia lub czas retardacji. Otrzymamy wówczas związek w postaci:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E'} \cdot \left(1 - \exp\left(-\frac{t}{t_{OP}}\right)\right) \quad (3.51)$$

gdzie:

$$t_{OP} = \eta/E' \quad - \text{czas retardacji (opóźnienia)}.$$

Krzywą pełzania modelu Kelvina opisaną równaniem (3.51) pokazano na rycinie 3.24. Przebieg pełzania jest ograniczony asymptotą odkształceń zależną od wartości σ_0/E' . Czas opóźnienia t_{OP} określa, jak szybko odkształcenie osiągnie asymptotę. Moduł E' jest czasowym modułem sprężystości. Model Kelvina wyróżnia się tym, że opisuje się nim pełzanie ograniczone, o nieliniowym przebiegu w czasie, które w przybliżeniu pozwala opisywać ośrodki rozdrobnione, w tym grunty.



Ryc. 3.24. Krzywa pełzania modelu Kelvina

Odciażenie według schematu (3.14) wywołuje następujący przebieg odkształceń:

$$\varepsilon(t) = \begin{cases} \frac{\sigma_0}{E'} \left(1 - \exp\left(-\frac{t}{t_{OP}}\right) \right) & \text{dla } t < t_0, \\ \frac{\sigma_0}{E'} \left(1 - \exp\left(-\frac{t_0}{t_{OP}}\right) \right) & \text{dla } t = t_0 \\ C \cdot \exp\left(-\frac{t}{t_{OP}}\right) & \text{dla } t > t_0 \end{cases} \quad (3.52)$$

Stałą C można wyznaczyć z następującego porównania:

$$\frac{\sigma_0}{E'} \left(1 - \exp\left(-\frac{t_0}{t_{OP}}\right) \right) = C \cdot \exp\left(-\frac{t_0}{t_{OP}}\right) \quad (3.53)$$

Z powyższego C wynosi:

$$C = \frac{\sigma_0}{E'} \left[\exp\left(\frac{t_0}{t_{OP}}\right) - 1 \right] \quad (3.54)$$

Ostatecznie po czasie t_0 , po odciażeniu odkształcenie zapisać można w postaci:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E'} \left[\exp\left(-\frac{t-t_0}{t_{OP}}\right) - \exp\left(-\frac{t}{t_{OP}}\right) \right] \quad (3.55)$$

Wprowadzając do równania (3.55) wartość 1, otrzymamy:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E'} \cdot \left[\left(1 - \exp\left(-\frac{t}{t_{OP}}\right) \right) - \left(1 - \exp\left(-\frac{t-t_0}{t_{OP}}\right) \right) \right] \quad (3.56)$$

Związkiem (3.56) opisuje się proces pełzania odwrotnego, nawrotu niesprężystego, który nie przebiega po tej samej krzywej co pełzanie. Krzywa pełzania odwrotnego powstaje przez odejmowanie od krzywej, według której przebiegałoby pełzanie, gdyby nie było odciażenia, krzywej pełzania odwróconego rozpoczynającego się w czasie t_0 . W różnych rozwiązaniach

i zastosowaniach analitycznych do obciążenia z odciążeniem stosowana jest metoda superpozycji. Po odciążeniu dla czasu $t \rightarrow \infty$ otrzymamy odkształcenie $\varepsilon \rightarrow 0$, zatem przebieg odkształcenia opisuje idealny (zupełny) nawrót niesprężysty. Proces pełzania odwrotnego w modelu Kelvina przedstawiono na rycinie 3.25.

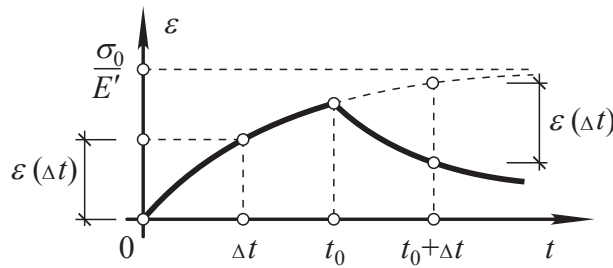
Przeprowadzając próbę relaksacji w modelu Kelvina wielkości:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \cdot H(t) \quad (3.57)$$

$$\dot{\varepsilon}(t) = \varepsilon_0 \cdot \delta(t) \quad (3.58)$$

wprowadzamy do równania stanu (3.43) i otrzymujemy:

$$\sigma(t) = E' \varepsilon_0 H(t) + \eta \varepsilon_0 \delta(t) \quad (3.59)$$

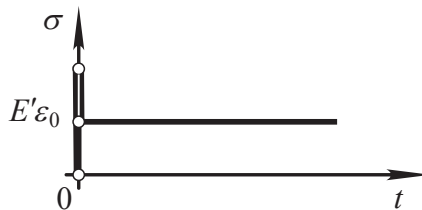


Ryc. 3.25. Proces pełzania odwrotnego w modelu Kelvina

Dla $t = 0$ otrzymamy impuls naprężenia $\sigma(0) \rightarrow \infty$, po czasie $t = 0$ otrzymamy naprężenia związane z możliwościami sprężyny w modelu Hooke'a:

$$\sigma(t) = E' \cdot \varepsilon_0 \quad (3.60)$$

Modelem Kelvina nie opisuje się relaksacji. Na rycinie 3.26 przedstawiono próbę relaksacji w modelu Kelvina.



Ryc. 3.26. Próba relaksacji w modelu Kelvina

Równania równowagi i nierozdzielności odkształcenia pozwalają na podanie ogólnego modułu modelu $E(D_t)$, który zdefiniować można według zależności:

$$E(D_t) = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon(t)} \quad (3.61)$$

gdzie:

- $\sigma(t)$ – napężenie w modelu,
- $\varepsilon(t)$ – odkształcenie modelu,
- $D_t = \frac{d}{dt}$ – symbol różniczkowania względem czasu.

Przy takim zapisie równanie stanu dla modelu Kelvina (3.43) zapisać można w następujący sposób:

$$\sigma(t) = E'\varepsilon(t) + D_t\eta\varepsilon(t) \quad (3.62)$$

Ogólny moduł w modelu Kelvina będzie opisany związkiem:

$$E(D) = E_K = E' + D_t\eta \quad (3.63)$$

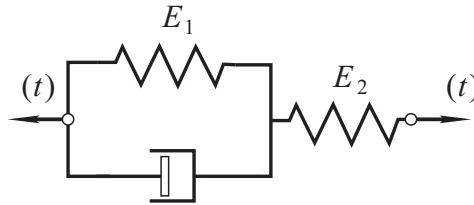
W rozwiązaniach tworzonych przez połączenie równoległe modeli ogólny moduł otrzymamy z zależności:

$$\sum_{i=1}^N E_i = E(D_t) \quad (3.64)$$

W połączeniach szeregowych zachodzi zależność:

$$\sum_{i=1}^N \frac{1}{E_i} = \frac{1}{E(D_t)} \quad (3.65)$$

W przypadku tworzenia modeli wieloparametrowych składających się z połączenia wielu modeli podstawowych można na podstawie powyższych zależności wyprowadzić równania stanu pod warunkiem, że da się w nich wyodrębnić połączenia równoległe lub szeregowe.



Ryc. 3.27. Model standardowy (model Zenera)

Na przykład w modelu standardowym (modelu Zenera), który jest modelem trójparametrowym, pokazanym na rycinie 3.27, rozwiązaniem będzie zależność:

$$\frac{1}{E(D_t)} = \frac{1}{E_K} + \frac{1}{E_2} = \frac{1}{E_1 + D_t\eta} + \frac{1}{E_2} = \frac{E_1 + E_2 + D_t\eta}{E_1E_2 + E_2D_t\eta} \quad (3.66)$$

stąd

$$\frac{\sigma(t)}{\varepsilon(t)} = \frac{E_1 E_2 + E_2 D_t \eta}{E_1 + E_2 + D_t \eta} \quad (3.67)$$

Na podstawie zależności (3.67) oraz wykonując działania wskazane przez operator D_t , otrzymamy równanie różniczkowe opisujące równanie stanu modelu standardowego:

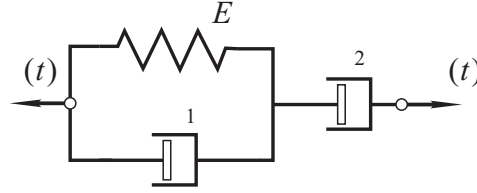
$$\dot{\sigma}(t)\eta + \sigma(t)(E_1 + E_2) = \dot{\varepsilon}(t)E_2\eta + \varepsilon(t)E_1E_2 \quad (3.68)$$

Do modelu równoległe szeregowego pokazanego na rycinie 3.28 otrzymamy:

$$\frac{1}{E(D_t)} = \frac{1}{E + D_t\eta_1} + \frac{1}{D_t\eta_2} = \frac{E + D_t\eta_1 + D_t\eta_2}{ED_t\eta_2 + D_t^2\eta_1\eta_2} \quad (3.69)$$

stąd

$$\frac{\sigma(t)}{\varepsilon(t)} = \frac{ED_t\eta_2 + D_t^2\eta_1\eta_2}{E + D_t\eta_1 + D_t\eta_2} \quad (3.70)$$



Ryc. 3.28. Model równoległe szeregowy

Równanie stanu modelu z ryciny 3.28 jest równaniem różniczkowym drugiego rzędu:

$$\dot{\sigma}(t)(\eta_1 + \eta_2) + \sigma(t)E = \ddot{\varepsilon}(t)\eta_1\eta_2 + \dot{\varepsilon}(t)E\eta_2 \quad (3.71)$$

Postać ogólna równania stanu reologicznych modeli będzie równaniem różniczkowym liniowym o stałych współczynnikach:

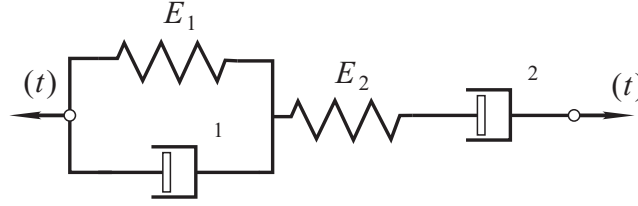
$$\begin{aligned} A_0\sigma(t) + A_1\dot{\sigma}(t) + A_2\ddot{\sigma}(t) + \dots + A_n^{(n)}\sigma^{(n)}(t) = \\ = B_0\varepsilon(t) + B_1\dot{\varepsilon}(t) + B_2\ddot{\varepsilon}(t) + \dots + B_m^{(m)}\varepsilon^{(m)}(t) \end{aligned} \quad (3.72)$$

Rząd równania (3.72) jest liczbą elementów lepkich. Na przykładzie modelu standardowego i równoległe szeregowego pokazano, jak poprzez elementy lepkie wprowadza się do równania operator D_t .

Przykładem modelu czteroparametrowego jest model Bürgersa (ryc. 3.29).

Rozwiązanie modelu Bürgersa:

$$\begin{aligned} \frac{1}{E(D_t)} &= \frac{1}{E_1 + D_t\eta_1} + \frac{1}{E_2} + \frac{1}{D_t\eta_2} = \\ &= \frac{E_1E_2 + D_tE_1\eta_2 + D_tE_2\eta_1 + D_tE_2\eta_2 + D_t^2\eta_1\eta_2}{D_tE_1E_2\eta_2 + D_t^2E_2\eta_1\eta_2} \end{aligned} \quad (3.73)$$



Ryc. 3.29. Model Bürgersa

oraz równanie stanu:

$$\sigma(t) + \dot{\sigma}(t) \left(\frac{\eta_1}{E_1} + \frac{\eta_2}{E_1} + \frac{\eta_2}{E_2} \right) + \ddot{\sigma}(t) \frac{\eta_1 \eta_2}{E_1 E_2} = \dot{\varepsilon}(t) \eta_2 + \ddot{\varepsilon}(t) \frac{\eta_1 \eta_2}{E_1} \quad (3.74)$$

Odształcenia w modelu Bürgersa wynoszą:

$$\varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (3.75)$$

i będą zależały od:

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma}{E_2} \quad (3.76)$$

$$\dot{\varepsilon}_2 = \frac{\sigma}{\eta_2} \quad (3.77)$$

$$\dot{\varepsilon}_3 + \varepsilon_3 \frac{E_1}{\eta_1} = \frac{\sigma}{\eta_1} \quad (3.78)$$

Model Bürgersa jest połączeniem modeli: Maxwella i Kelvina, a rozwiązanie można uzyskać przez superpozycję rozwiązań tych modeli. W próbie pełzania zgodnie z równaniem (3.14) otrzymamy rozwiązanie:

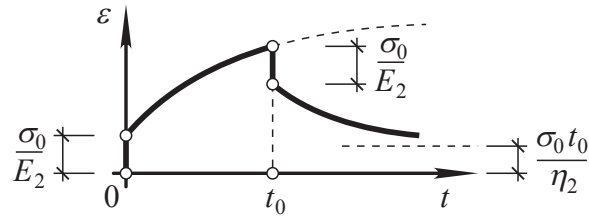
$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E_2} + \frac{t \cdot \sigma_0}{\eta_2} + \frac{\sigma_0}{E_1} \cdot \left(1 - \exp \left(\frac{-t \cdot E_1}{\eta_1} \right) \right) \quad (3.79)$$

Krzywą nawrotu lepkosprężystego otrzymamy w próbie pełzania po odciążeniu według zależności (3.18). Dla $t > t_0$ mamy:

$$\varepsilon(t) = \frac{t_0 \cdot \sigma_0}{\eta_2} + \frac{\sigma_0}{E_1} \cdot \left(\exp \left(\frac{t_0 \cdot E_1}{\eta_1} \right) - 1 \right) \cdot \exp \left(\frac{-t \cdot E_1}{\eta_1} \right) \quad (3.80)$$

W modelu Bürgersa, dla którego przebieg odkształceń przedstawiono na rycinie 3.30, pojawia się odkształcenie natychmiastowe, przedstawia poprawny przebieg pełzania i nawrót lepkosprężysty, wykazuje zjawisko relaksacji, opisuje odkształcenia trwałe, prędkość odkształceń dąży do stałej wartości.

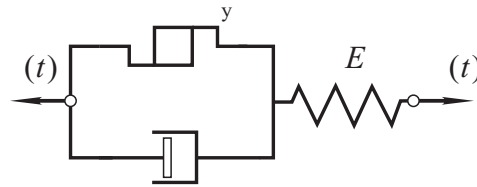
Modele Kelvina, Newtona i Bürgersa należą do grupy modeli lepkosprężystych. Przykładem modelu lepkoplastycznego jest model Binghamy pokazany na rycinie 3.31, w którym



Ryc. 3.30. Przebieg próby pełzania z odciążeniem w modelu Bürgersa

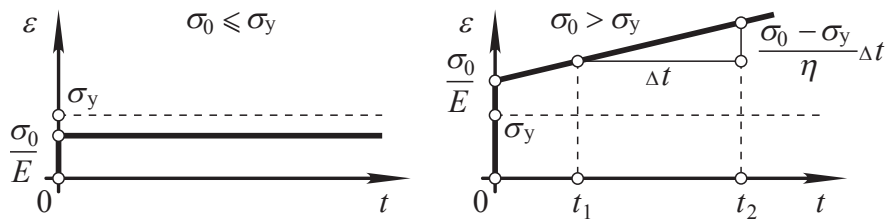
odkształcenia całkowite są sumą odkształcenia sprężystego i lepkoplastycznego. Część zbudowana z elementów połączonych równolegle aktywuje się, gdy pojawi się nadwyżka naprężenia, gdy $\sigma > \sigma_{nn}$. Model Binghama opisać można następującym związkiem:

$$\dot{\varepsilon}(t) = \begin{cases} \frac{\dot{\sigma}(t)}{E} & \text{dla } \sigma(t) \leq \sigma_{nn} \\ \frac{\dot{\sigma}(t)}{E} + \frac{\sigma(t) - \sigma_{nn}}{\eta} & \text{dla } \sigma(t) > \sigma_{nn} \end{cases} \quad (3.81)$$



Ryc. 3.31. Model Binghama

Na rycinie 3.32 przedstawiono przebieg pełzania w modelu Binghama do obciążenia stałego. Zależnie od wartości naprężenia σ_0 w modelu pojawią się tylko odkształcenia sprężyste albo odkształcenia sprężyste i lepkoplastyczne.



Ryc. 3.32. Przebieg próby pełzania w modelu Binghama

Modele strukturalne mają znaczenie poznawcze i czasami wykorzystywane są w praktyce, szczególnie w rozwiązaniach inżynierskich, gdy pewną wielkość trzeba oszacować w początkowej fazie projektowania. Ciała rzeczywiste są znacznie bardziej skomplikowane, ale chcąc zrozumieć pracę konstrukcji, materiału, przyjmujemy dalekie uproszczenia, tak jak to czyni

się w teorii modeli strukturalnych. Ciało, które łączy w sobie cechy sprężyste i lepkie, nazywamy ciałem lepkosprężystym. Gdy obie cechy są liniowe, to mamy ciało liniowo lepkosprężyste. Odształcenia podłoża gruntowego charakteryzują się znaczną nieliniowością, dlatego poszukuje się do opisu zachowania gruntu modeli nieliniowych. Jednym ze sposobów jest wprowadzanie do znanych modeli strukturalnych składników nieliniowych. Wprowadzając do modelu Maxwella nieliniowy składnik pełzania, uzyskamy najprostszy model wzmocnienia czasowego, w którym element tłumienia zależy od czasu. Podobnie można utworzyć model wzmocnienia odkształceniowego, w którym element tłumienia zależy od odkształcenia. W przypadku wzmocnienia czasowego dla modelu Maxwella otrzymamy zależność:

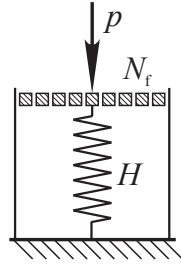
$$\dot{\epsilon}(t) = \frac{\sigma(t)}{E} + \frac{\sigma(t)}{\eta(\sigma, t)} \quad (3.82)$$

3.4. Reologiczne modele podłoża gruntowego

W lepkoplastyczności opisuje się procesy deformacyjne materiałów, w których obok odkształceń lepkosprężystych występują nieodwracalne odkształcenia plastyczne. Przedstawione modele odnoszą się do szerokiego spektrum materiałów mających zastosowanie w wielu dziedzinach. Zastosowanie ich dla modelu ośrodka rozdrobnionego sprawia wiele trudności. Pierwszym reologicznym modelem gruntu był proponowany przez Terzagiego model konsolidacji. W swojej budowie bardzo przypomina on model Kelvina, wymaga jednak powiązania prędkości odkształcenia objętościowego z prędkością usuwania się wody z całej objętości próbki gruntu. Model można wyobrazić sobie jako naczynie pełne wody z umieszczoną wewnątrz sprężyną, obrazującą właściwości sprężyste szkieletu gruntowego, w którym wolne przestrzenie wypełnione są całkowicie wodą. Od góry naczynie przykryte jest tłokiem z małymi otworami. Po przyłożeniu obciążenia w wodzie wytwarza się ciśnienie hydrostatyczne, zaczyna się ona usuwać wskutek filtracji przez tłok, a tłok zaczyna cisnąć na sprężynę, przekazując na nią coraz większe ciśnienie, aż w pewnej chwili sprężyna przejmie całe obciążenie, woda stanie się znów swobodna i filtracja ustanie.

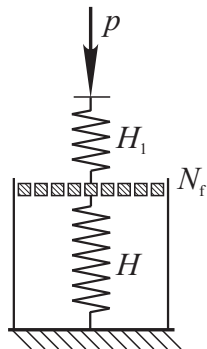
Różnica między modelami polega na zastosowaniu w modelu Terzagiego lepkości objętościowej, a w modelu Kelvina lepkości Newtona. Z filtracją związana jest lepkość objętościową, a lepkość Newtona z lepkością postaciową. Najstarszym modelem reologicznym – modelem konsolidacji podłoża gruntowego jest model Terzagiego (ryc. 3.33), którym opisuje się konsolidację nawodnionej warstwy gruntu. Przedstawiane zmiany ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach w czasie i wraz z głębokością opisane są równaniem różniczkowym w postaci:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_k \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (3.83)$$



Ryc. 3.33. Model reologiczny ośrodka gruntowego według Terzagiego

Pierwszy etap konsolidacji określany jest jako konsolidacja filtracyjna i związany jest ze zmianami ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu. Tu swoje zastosowanie głównie odnalazł model Terzagiego. Na drugim etapie mamy do czynienia z przemieszczaniem cząstek i ziaren i mówimy wówczas o konsolidacji strukturalnej. Rozdzielenie procesu na dwa etapy było niezbędne, aby łatwiej dało się opisać przeważające na danym etapie zjawisko. Konsolidacja strukturalna ujawnia się głównie na późniejszym etapie obciążenia, a konsolidacja filtracyjna na pierwszym etapie. Zdając sobie sprawę z uproszczeń, podejmowano różne próby znalezienia uogólnienia i pełnego opisu zachowania gruntu pod obciążeniem. Coraz większa świadomość elementarnych modeli ciał idealnych pozwoliła wskazać uproszczenia i modelować wybrane cechy gruntu poddanego obciążeniu. Na przykład Biot, prowadząc badania, wprowadził do modelu Terzagiego dodatkowy element opisujący natychmiastową odkształcalność objętościową szkieletu gruntowego (ryc. 3.34).



Ryc. 3.34. Model reologiczny ośrodka gruntu według Biota

Przez szeregowe połączenie modelu Kelvina i Hooke'a Gibson i Lo (1961) wprowadzili pojęcie ściśliwości wtórnej, która uzupełniła model konsolidacji Terzagiego. Model ten cały czas jest modelem bardzo prostym, niewystarczającym do opisu zachowania gruntu organicznego pod obciążeniem. Mimo prostej budowy wymaga do opisu osiadania w czasie określenia pięciu parametrów: współczynnika filtracji k , lepkości szkieletu gruntowego λ , ściśliwości

pierwotnej a , ściśliwości wtórnej b , współczynnika konsolidacji c_k . Opisuując osiadanie podłoża organicznego, Przysański (1966) wykorzystał teorię Gibsona i Lo. Zmienność parametrów w czasie uzyskał przez superpozycję kolejnych modeli opisanych stałymi parametrami.

$$s(t) = \sigma_0 \cdot b \cdot \left[1 - \exp \left(-\frac{1}{b} \sum \lambda_n \Delta t \right) \right] \quad (3.84)$$

gdzie:

- b – współczynnik ściśliwości,
- λ_n – parametr zależny od czasu i lepkości gruntu.

3.5. Empiryczne modele reologiczne gruntu

Mnogość parametrów powoduje trudności w określeniu tych parametrów w laboratorium lub w terenie. Im bardziej rozbudowany jest model składający się z grup modeli elementarnych, tym większa liczba parametrów, z czego wynika praktycznie niemożliwość określenia tych parametrów w badaniach gruntu. Opisanie zachowania gruntu pod obciążeniem w czasie za pomocą kilkunastu połączonych elementarnych modeli reologicznych okazuje się niemożliwe, dlatego rozwinięto w geotechnice grupę modeli empirycznych dla różnego rodzaju podłoża gruntowego, które w opisie matematycznym przypominają teoretyczne modele reologiczne. Na przykład stopień konsolidacji torfu U na podstawie badań laboratoryjnych określono w Szwedzkim Instytucie Geotechnicznym w postaci następującej:

$$U = 1 - A \exp(-Bt) \quad (3.85)$$

gdzie:

- A – stała modelu,
- B – parametr w funkcji miąższości, wilgotności naturalnej i obciążenia.

Równanie stopnia konsolidacji warstwy torfu o miąższości 2–4 m i wilgotności naturalnej $w_n = 800\text{--}1500\%$ przy obciążeniu $\sigma < 50 \text{ kPa}$ sformułował Carlsten:

$$U = 1 - 0,6 \exp \left(-\frac{0,52w_n^{0,75}t}{h^2\sigma^{0,5}} \right) \quad (3.86)$$

Na podstawie badań własnych den Haan zaproponował następującą zależność dla konsolidowanego podłoża:

$$1 - \frac{s}{ah_0} = \left(\frac{\sigma - \text{const}}{\text{const}} \right)^m \quad (3.87)$$

Zależność ta dobrze weryfikuje duże wartości naprężenia. Wartość stałej według den Haana jest dodatnia – założenie to zweryfikował Meyer (1993), udowadniając, że przy stałej o wartości ujemnej zgodność obliczeń z pomiarami jest większa. Analizując wiele równań opisujących

warunki konsolidacji, opierając się na edometrycznych badaniach, Meyer (1988) zaproponował empiryczny model reologiczny czteroparametrowy opisany równaniem (3.88) i pokazany na rycinie 3.35.

$$s(t, \sigma) = s_{\infty}(\sigma) [1 - \exp(-Dt^p - \alpha t)] \quad (3.88)$$



Ryc. 3.35. Osiadanie gruntu słabego według modelu Meyera

W tym wypadku określenie parametrów charakterystycznych s_{∞} , D , p i α dla każdego rodzaju torfu jest możliwe na podstawie znajomości przebiegu osiadania powierzchni warstwy konsolidowanej czy to w warunkach laboratoryjnych, czy terenowych.

Empiryczny model Meyera przybliżyć można modelem strukturalnym zbudowanym z analogów: Newtona i Hooke'a. Będzie to rozbudowany model Kelvina z dwoma tłumikami Newtona: η_1 i η_2 . Lepkość η_1 określa nieliniowy składnik pełzania, druga lepkość η_2 jest typowa dla liniowych cech materiałów prostych. Model Meyera będzie modelem Kelvina ze wzmocnieniem czasowym. Lepkość η_1 wiązać będziemy z osiadaniem początkowym, konsolidacją filtracyjną. Zmiana w czasie lepkości η_1 odpowiadać będzie zmianie współczynnika filtracji, którym określa się czas konsolidacji. Ulegająca w czasie zmiana lepkości, jak i zmieniający się współczynnik filtracji opóźnia proces konsolidacji. Lepkość η_2 wiązać będziemy z osiadaniem strukturalnym, które towarzyszy gruntom słabym w bardzo długim okresie po obciążeniu.

Równanie (3.88) przedstawić możemy w postaci:

$$\varepsilon(t) = \frac{s_{\infty}}{H_0} [1 - \exp(-Dt^p - \alpha t)] \quad (3.89)$$

wówczas:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} [1 - \exp(-Dt^p - \alpha t)] \quad (3.90)$$

Osiadanie całkowite s_{∞} przy danym obciążeniu stałym σ_0 przy opisie opartym na pracy analogów, w tym wypadku modelu Hooke'a, w którym $E = \text{const}$, można wyznaczyć z zależności:

$$s_{\infty} = \frac{\sigma_0}{E} H_0 \quad (3.91)$$

Znając obciążenie σ_0 , miąższość początkową obciążonej warstwy gruntu H_0 oraz wyznaczając na podstawie przebiegu osiadania wartość s_{∞} , otrzymamy E :

$$E = \frac{\sigma_0}{s_{\infty}} H_0 \quad (3.92)$$

Równanie stanu będzie miało postać:

$$\sigma(t) = \varepsilon(t)E + \dot{\varepsilon}(t)\eta \quad (3.93)$$

gdzie:

$$\frac{1}{\eta} = \frac{1}{\eta_1} + \frac{1}{\eta_2} \quad (3.94)$$

a wprowadzając wartości empiryczne otrzymamy:

$$\eta_1 = \frac{E}{D} t^{(1-p)} \quad (3.95)$$

oraz

$$\eta_2 = \frac{E}{\alpha} \quad (3.96)$$

4

Zmiany parametrów geotechnicznych konsolidowanego gruntu organicznego

4.1. Krzywa elementarna

Wyniki pełzania pozwalają inżynierom na tworzenie empirycznych modeli reologicznych, które umożliwią opis zachowania betonu, nawierzchni drogowych, metali, gruntu pod obciążeniem. Jednym z takich rozwiązań opisujących zachowanie gruntu jest opracowany w Katedrze Geotechniki Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego w Szczecinie przez prof. Zygmunta Meyera empiryczny model reologiczny gruntu organicznego. Krzywa elementarna z modelu Meyera pozwala na opisanie zachowania powierzchni warstwy konsolidowanej.

Krzywą elementarną wyodrębniono z szeregu analizowanych krzywych, które najdokładniej odwzorowały rzeczywistość – osiadanie gruntu organicznego pod obciążeniem w czasie. Powstał w ten sposób model empiryczny gruntu organicznego zaproponowany przez Meyera (1988).

Związek (4.1) opisujący osiadanie podłoża gruntowego opracowano przez dopasowanie funkcji do przebiegu zmian wysokości obciążonej próbki gruntu w czasie i nazwano krzywą elementarną. Przedstawione równanie wymaga doświadczalnego, empirycznego dobrania współczynników: s_∞ , D , p , α .

$$s(t) = s_\infty [1 - \exp(-Dt^p - \alpha t)] \quad (4.1)$$

Parametry równania krzywej elementarnej opisującej osiadanie próbki gruntu pod obciążeniem uwzględniają odkształcenia plastyczne i sprężyste zachodzące w tej próbce. Parame-

trami krzywej elementarnej określa się dla różnych gruntów, jak przebiegać będzie osiadanie powierzchni pod obciążeniem. Krzywą elementarną można rozdzielić na dwie krzywe. Aby zobrazować budowę krzywej elementarnej, można przedstawić zależność osiadania $s(t)$ w takim układzie odniesienia, w którym:

$$Y = \ln \left(1 - \frac{s(t)}{s_{\infty}} \right) \quad (4.2)$$

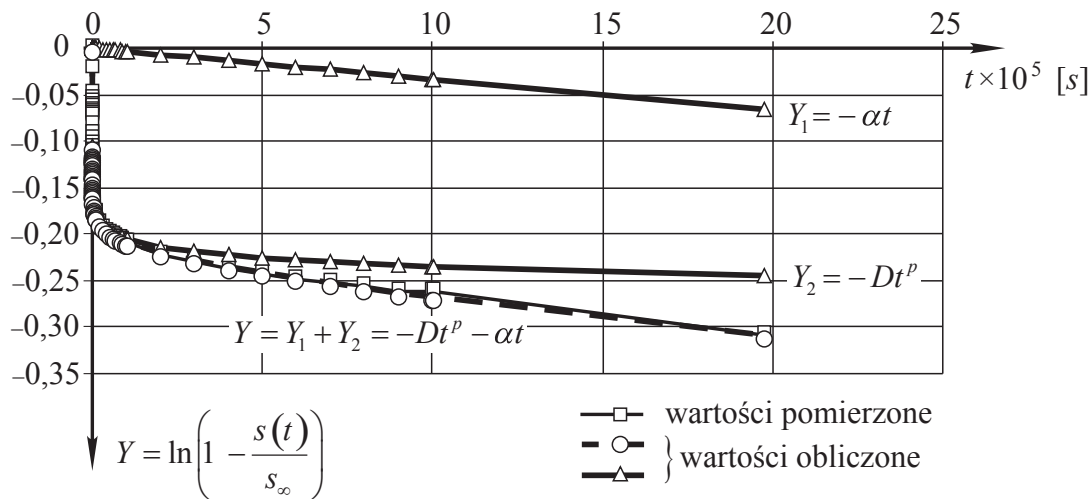
Na rycinie 4.1 przedstawiono budowę krzywej elementarnej, która składa się z sumy prostej:

$$Y_1 = -\alpha t \quad (4.3)$$

oraz krzywej:

$$Y_2 = -Dt^p \quad (4.4)$$

w układzie określonym według zależności (4.2). Dopiero suma tych dwóch równań pozwala dokładnie wykreślić przebieg osiadania pomierzonego, który na rycinie 4.1 opisany jest kwadratami. Prosta Y_1 odpowiedzialna jest za długoterminowe osiadanie, które uwzględnia osiadanie gruntu organicznego nawet po zakończeniu konsolidacji filtracyjnej. Krzywa Y_2 odpowiedzialna jest za osiadanie początkowe i w dużej mierze za konsolidację filtracyjną. Budowę



Ryc. 4.1. Budowa krzywej elementarnej modelu reologicznego Meyera gruntu słabego

krzywej elementarnej można przedstawić w postaci:

$$Y = \ln \left(1 - \frac{s(t)}{s_{\infty}} \right) = Y = Y_1 + Y_2 = -\alpha t - Dt^p \quad (4.5)$$

Badania przeprowadzone w Laboratorium Katedry Geotechniki Politechniki Szczecińskiej pozwoliły określić parametry modelu dla rzeczywistych przypadków konsolidowanych grun-

tów, które później w Laboratorium Katedry Geotechniki Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego w Szczecinie wielokrotnie zweryfikowano w warunkach laboratoryjnych i terenowych w układzie jednoosiowych i trójosiowych odkształceń.

Czasochłonne badania uniemożliwiają wykorzystanie metod badania osiadania próbek gruntu w laboratorium na potrzeby inżynierskie, dlatego podjęto próbę stworzenia modelu, który po weryfikacji pozwoli znacznie przyspieszyć otrzymywanie tych wyników. Precyzyjne określenie docelowych osiadań wymaga stabilizacji osiadania próbki gruntu w laboratorium. Zwykle dla gruntów organicznych czas oczekiwania na stabilizację osiadania można liczyć w tygodniach dla każdego stopnia obciążenia. W celu skrócenia czasu badań podjęto próbę określenia parametrów krzywej, uzależniając je od cech fizycznych badanej próbki gruntu. Zmiana początkowej wysokości próbki gruntu pod obciążeniem odbywa się kosztem zmiany porowatości próbki gruntu, dlatego celowe byłoby określenie parametrów krzywej elementarnej w zależności od porowatości badanych próbek gruntu. Na potrzeby inżynierskie do oznaczenia porowatości wykorzystano metodę statystyczną, która przy założeniu, że badane próbki gruntu pochodzą z jednego miejsca pobrania, jest wystarczająco dokładna.

Badania przeprowadzono na próbkach gruntu organicznego, które cechowały się największą jednorodnością i izotropowością. Obserwacja profilów gruntowych i badania zawartości części organicznych i gęstości pozwoliły na wybranie gruntu spełniającego najwierniej założone warunki. Badania przeprowadzono na gruncie z pogranicza torfu i namułu, w którym średnia zawartość części organicznych wynosiła około 32 %. Masa organiczna była dobrze rozłożona i nie wyróżniała się w badanych próbkach kłaczy i cząstek roślin. Miejscem pobrania próbek gruntu był brzeg Przekopu Mieleńskiego łączącego Odrę z jeziorem Dąbie. Próbkę pobrano z głębokości 0,6–0,7 m p.p.t. Poziomy układ warstw i bardzo dobrze rozłożone części organiczne pozwalają przypuszczać, że próbki powinny podczas badań zachowywać się w przybliżeniu jak grunt izotropowy i jednorodny.

Podczas prowadzonych badań przez cały czas był zachowany reżim wilgotności, badania prowadzone były w edometrze na próbkach zanurzonych w wodzie, z możliwością odpływu wody górą próbki gruntu. Pomiar osiadania odbywał się automatycznie za pomocą indukcyjnych czujników przemieszczeń o dokładności 0,01 mm. Analiza przebiegu osiadania odbywała się na zbiorach kilku tysięcy punktów danych w postaci $(t_i[s]; s_i[mm])$. Czas prowadzonych badań dla każdej próbki gruntu, dla jednego stopnia obciążenia nie był krótszy niż 21 dni. Dla każdej badanej próbki gruntu wyznaczono cechy fizyczne takie jak gęstość objętościowa ρ , wilgotność w oraz zawartość części organicznych I_{om} . W okresie początkowych i końcowych 10 minut badania pomiary wykonano co 1 s, w okresie środkowym co 15 minut.

4.2. Wpływ podstawowych cech fizycznych gruntu organicznego na parametry modelu

Parametry równania krzywej elementarnej uwzględniają wszystkie procesy zachodzące w próbce gruntu poddanej obciążeniu. Związek między parametrami równania krzywej elementarnej a porowatością wymaga wyznaczenia porowatości oraz przeprowadzenia identyfikacji współczynników równania. Dysponując zbiorem danych gęstości objętościowej i wilgotności dla każdej badanej próbki gruntu, możemy w sposób pośredni określić porowatość początkową takich próbek. Do wyznaczenia porowatości posłużymy się znajomością gęstości właściwej i gęstości objętościowej szkieletu gruntowego. Gęstość objętościową szkieletu gruntowego możemy wyznaczyć, znając wilgotność i gęstość objętościową. Z kolei gęstość właściwą szkieletu możemy wyznaczyć na podstawie równania regresji wyprowadzonego przez Okruszkę (1971), które opiera się na zawartości części organicznych, lub Skempton i Petleya (1970), opartego na założeniu, że średnia gęstość właściwa szkieletu gruntowego mineralnego w torfach wynosi $2,7 \text{ g/cm}^3$, a średnia gęstość właściwa części organicznych wynosi $1,4 \text{ g/cm}^3$.

$$y = 0,0011x + 1,451 \quad (4.6)$$

$$\rho_s = \frac{3,8}{(0,013N + 1,4)} \quad (4.7)$$

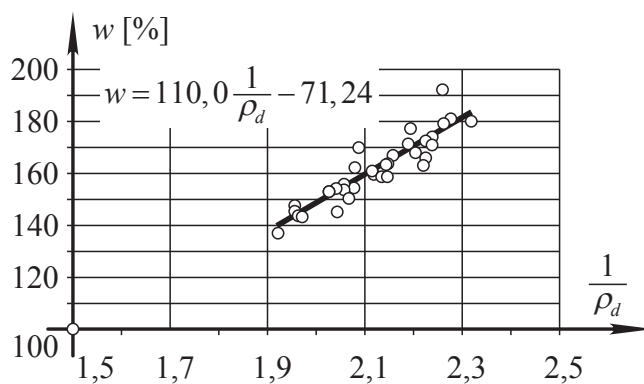
gdzie:

N – zawartość części organicznych oznaczona przez straty prażenia.

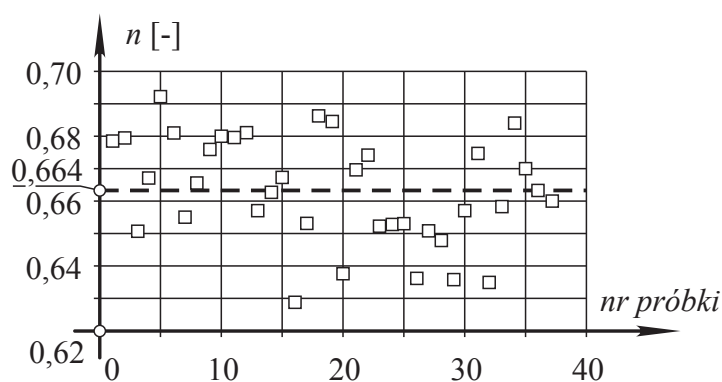
Jeżeli spełniono założenie, że badane próbki gruntu są jednorodne i pochodzą z tego samego miejsca pobrania, możemy zastosować metodę opartą na liniowym związku (4.8) łączącym: gęstość objętościową szkieletu gruntowego $\rho_d^{(i)}$, gęstość właściwą szkieletu gruntowego ρ_s , wilgotność w_i .

$$w_i = \frac{\rho_w}{\rho_d^{(i)}} - \frac{\rho_w}{\rho_s} \quad (4.8)$$

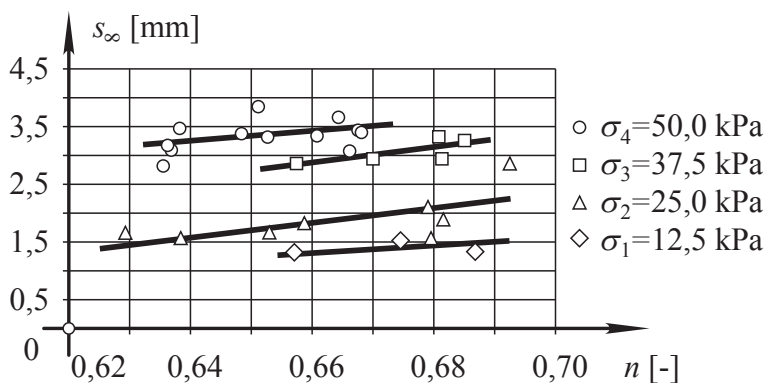
Zależność (4.8) oparta na liniowym związku między cechami fizycznymi gruntu pozwala na wyznaczenie wartości gęstości właściwej szkieletu gruntowego. Do przeprowadzonych badań związek (4.8) zobrazowano na rycinie 4.2 i ustalono dla grupy przebadanych próbek gruntu, że $\rho_s = 1,404 \text{ g/cm}^3$. Ustalenie wartości gęstości właściwej szkieletu gruntowego pozwoli wyznaczyć porowatość każdej próbki i przeanalizować związek między parametrami równania krzywej elementarnej i porowatością. Zakładając dla zbioru badanych próbek gruntu pochodzących z jednego miejsca pobrania, że $\rho_s = \text{const}$, możemy dla każdej próbki gruntu wyznaczyć wartość porowatości (ryc. 4.3).



Ryc. 4.2. Liniowa zależność gęstości objętościowej szkieletu gruntowego i wilgotności



Ryc. 4.3. Wyniki otrzymanych wielkości porowatości początkowej dla kolejnych przebadanych próbek gruntu organicznego pochodzącego z Przekopu Mieleńskiego

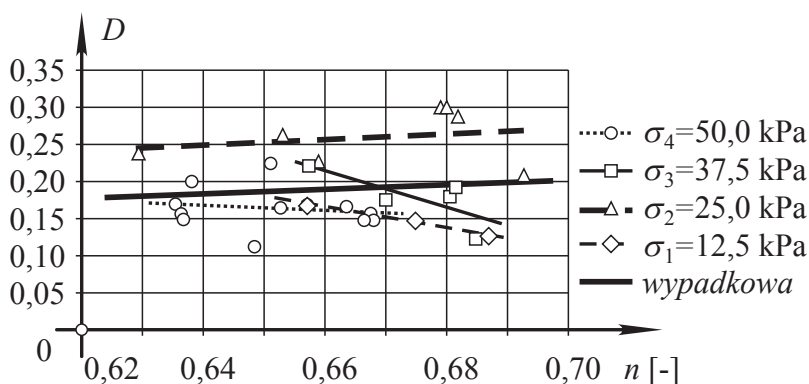


Ryc. 4.4. Osiadanie próbki gruntu w zależności od porowatości

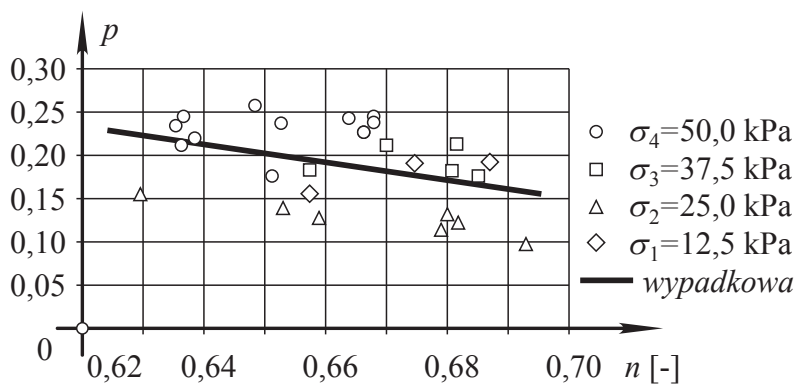
Znajomość porowatości początkowej n_0 i prowadzone badania przy różnych wartościach obciążenia $\sigma \in \{12,5; 25,0; 37,5; 50,0\}$ pozwoliły na wskazanie, że istnieje związek między osiadaniem docelowym s_∞ krzywej elementarnej a wyznaczoną porowatością badanych pró-

bek gruntu. Duża ilość wolnej przestrzeni w analizowanych próbkach gruntu pozwala na znaczne osiadanie tych próbek pod obciążeniem. Im większa porowatość danej próbki gruntu poddanej obciążeniu, tym większe osiadanie (ryc. 4.4).

W czasie analizy związku (4.1) do każdego otrzymanego przebiegu osiadania próbki gruntu w czasie dobrano cztery parametry równania krzywej elementarnej. Poddano je dalszej analizie pod kątem zależności od podstawowych parametrów fizycznych, które można wyznaczyć prostymi metodami w laboratorium. Znajomość współczynników równania oraz wartości porowatości dla każdej próbki gruntu pozwoliła na przedstawienie poszukiwanych związków między cechami fizycznymi a parametrami równania. Jako parametr łączący gęstość objętościową, gęstość właściwą i wilgotność wybrano porowatość.



Ryc. 4.5. Zależność współczynnika D krzywej elementarnej od porowatości

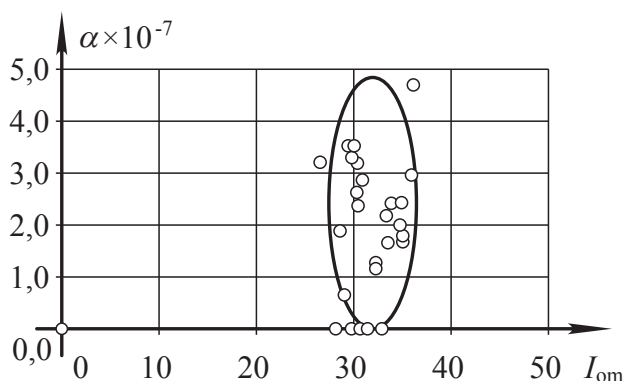


Ryc. 4.6. Zależność współczynnika p krzywej elementarnej od porowatości

Na rycinach 4.5 i 4.6 przedstawiono wyniki badań, uzależniając wartości zidentyfikowanych współczynników D i p od porowatości. Parametry D i p uzależnione od porowatości wykazują pewne związki; na rycinach 4.5 i 4.6 pokazano próbę znalezienia związku liniowego. Związki te są mało wyraźne i nie pozwalają na wykorzystanie tej metody do obliczeń.

Przyczyną może być zbyt silny wpływ pozostałych czynników odpowiedzialnych za przebieg osiadania próbki gruntu w porównaniu z porowatością.

Podczas prowadzenia badań i analiz zależności parametru α od porowatości ustalono, że cechą szczególną jest bardzo małe zróżnicowanie wartości współczynnika α badanych próbek. W odniesieniu do wyników prezentowanych w sekundach wartości współczynnika α wahają się w granicach od 10^{-4} do wartości 10^{-12} . W serii opisywanych prób uzyskano przy takim rozrzucie wartości bardzo zbliżone do siebie $\alpha = 10^{-7}$. Wpływ zawartości części organicznych na wartość współczynnika α przedstawiono na rycinie 4.7. Brak wyraźnych związków między poszczególnymi cechami fizycznymi a parametrami równania (4.1) skłonił do przeanalizowania zależności (4.9), w której na wartość danego współczynnika wpływ mają razem wszystkie cechy fizyczne próbek gruntu.

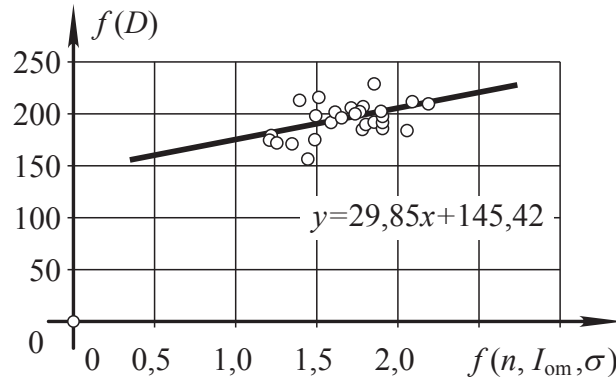


Ryc. 4.7. Wykres obrazujący związek między współczynnikiem α a zawartością części organicznych

Na rycinie 4.8 przedstawiono zależność parametru D od porowatości, zawartości części organicznych i obciążenia według związku (4.9). Zapis taki pozwala na poszukiwanie liniowej zależności między parametrami równania.

$$\ln D = C_1 \cdot n + C_2 \cdot I_{om} + C_3 \cdot \sigma \quad (4.9)$$

Najmniejszy wpływ na liniowość związku (4.9) ma zawartość części organicznych, podobnie jak zależność współczynnika α od I_{om} . Z analizy parametru α w zależności od obciążenia, porowatości i zawartości części organicznych wynika, że – podobnie jak na rycinie 4.7 – jego wartość zmienia się nieznacznie. Parametr α może określić rodzaj badanego gruntu i przede wszystkim decydować o długoterminowym osiadaniu. Grunt organiczny o zawartości części organicznych $I_{om} = 32\%$ będzie miał wartość $\alpha = 2,8 \cdot 10^{-7}$.

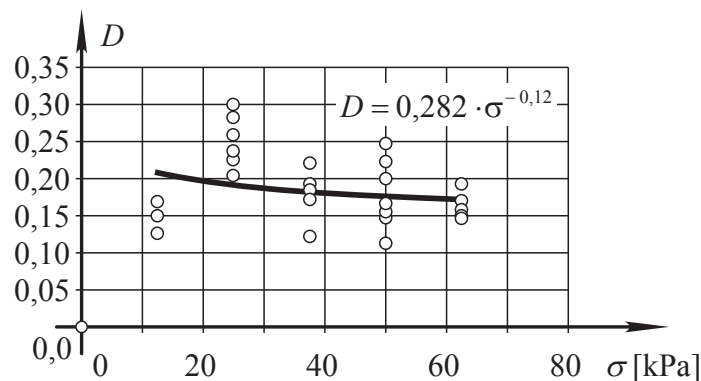


Ryc. 4.8. Wykres obrazujący związek (4.9) między współczynnikiem D a porowatością, zawartością części organicznych i obciążeniem

4.3. Wpływ obciążenia na parametry modelu empirycznego

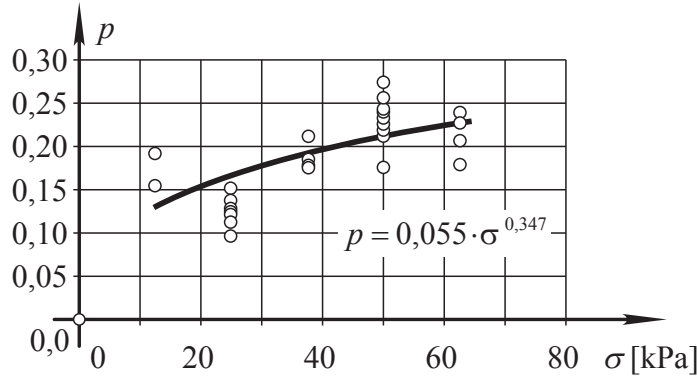
Znajomość współczynników równania krzywej elementarnej (4.1) oraz wartości porowatości dla każdej próbki gruntu pozwoliła na przedstawienie poszukiwanych związków między obciążeniem a parametrami równania (4.1).

Na rycinach 4.9 i 4.10 przedstawiono wyniki badań, uzależniając wartości identyfikowanych współczynników D i p od przyłożonego obciążenia. Parametry D i p są uzależnione od obciążenia i wykazują pewne związki, które pokazano na rycinach 4.9 i 4.10 w postaci funkcji potęgowej (4.10, 4.11).



Ryc. 4.9. Zależność współczynnika D krzywej elementarnej od obciążenia gruntu pochodzącego z jednego miejsca pobrania

$$D = c_1 \cdot \sigma^{c_2} \quad (4.10)$$



Ryc. 4.10. Zależność współczynnika p krzywej elementarnej od obciążenia gruntu pochodzącego z jednego miejsca pobrania

$$p = c_3 \cdot \sigma^{c_4} \quad (4.11)$$

Empiryczne równanie gruntu organicznego może posłużyć do opisu zmian wysokości warstwy gruntu organicznego nawodnionego i obciążonego obciążeniem stałym. Znając związki (4.10) i (4.11), można równanie (4.1) zapisać w postaci:

$$s(t) = s_{\infty} \left[1 - \exp \left(-c_1 \sigma^{c_2} \cdot t^{c_3 \sigma^{c_4}} - \alpha t \right) \right] \quad (4.12)$$

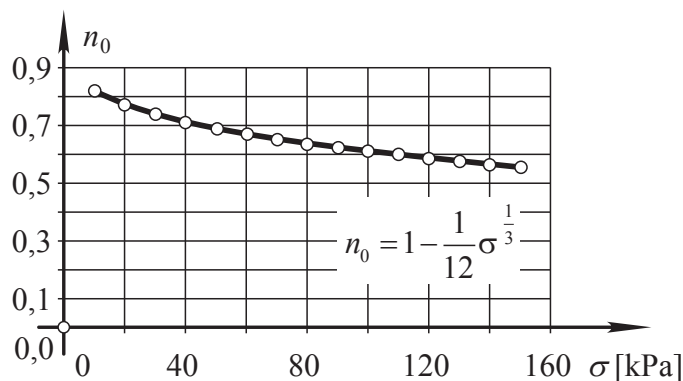
lub w postaci, która uwzględni ciśnienie wody w wolnych przestrzeniach:

$$s(t) = s_{\infty} \left[1 - \exp \left(-c_1 (\sigma - u)^{c_2} \cdot t^{c_3 (\sigma - u)^{c_4}} - \alpha t \right) \right] \quad (4.13)$$

Otrzymane wyniki miały na celu wskazanie, czy na podstawie szybkich prostych badań laboratoryjnych cech fizycznych badanych próbek można uzyskać parametry krzywej elementarnej umożliwiające opis osiadania w czasie obciążonej próbki gruntu. W Katedrze Geotechniki Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego w Szczecinie zbierane są informacje łączące lokalizację pobranych próbek i wyniki badań podstawowych cech fizycznych, które pozwolą na szerszą ocenę związków fizycznych z parametrami D , p i α . Obecnie prace nad zachowaniem torfów pod obciążeniem doprowadziły do kolejnych uogólnień, które zaproponował Meyer (2014), do szybkiego oszacowania wartości porowatości początkowej według zależności (4.14) jako parametru potrzebnego przy oznaczaniu modułu ściśliwości zgodnie z równaniem (2.32) lub obliczaniu osiadania według zależności (2.33).

$$n_0 = 1 - \frac{1}{12} \sigma^{\frac{1}{3}} \quad (4.14)$$

Na rycinie 4.11 przedstawiono uogólnioną zależność porowatości początkowej od naprężenia konsolidującego.

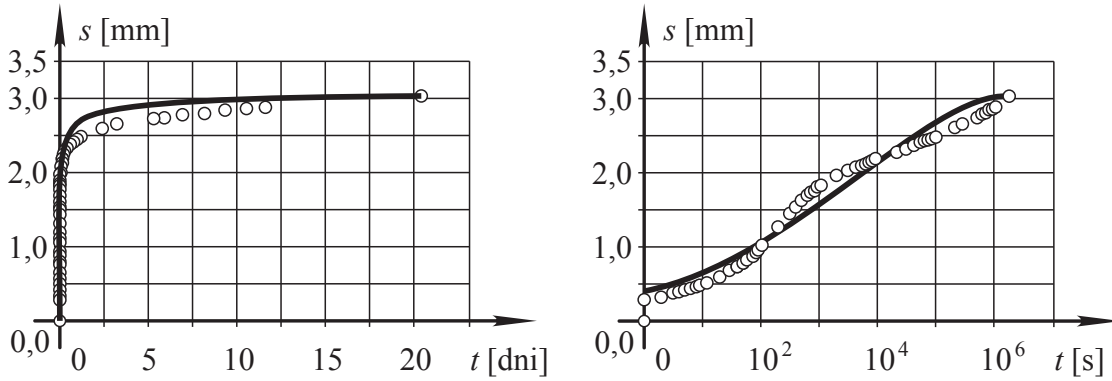


Ryc. 4.11. Zależność porowatości początkowej n_0 od naprężenia konsolidującego σ warstwę gruntu organicznego

4.4. Wpływ czasu na parametry modelu

Procedura obliczeniowa pozwala jednoznacznie określić dla danego dostatecznie dużego zbioru danych cztery poszukiwane parametry. Przeprowadzono wielokrotne obliczenia na zbiorach o różnym nasyceniu punktami pomiarowymi w danym przedziale czasowym. Podczas pomiarów laboratoryjnych główny nacisk położono w pierwszym okresie pomiarów na część początkową. W pierwszych 10–20 minutach pomiarów odczyt dokonywano co 1 s. W ten sposób zbiór danych do dalszej analizy miał wielkość około 1000 punktów. Kolejne wyniki były odczytywane co 15 minut. Otrzymane zbiory danych do dalszej analizy były nasycone w początkowej części, dlatego przed zakończeniem badania obciążonej próbki w ostatnich 10 minutach odczyty wykonywano co 1 s. Procedura taka jednak praktycznie nie wносиła ważnych danych do analizy osiadania. Dlatego w kolejnych badaniach i analizach wprowadzono warunek równomiernego nasycenia krzywej punktami pomiarowymi, tak aby w każdym przedziale czasowym liczba punktów na krzywej elementarnej była jednakowa. Przyjęto, że w przedziale czasowym (1; 10) oraz w przedziale czasowym (10; 100) występuje 10 punktów (ryc. 4.12). Punkty starano się rozłożyć równomiernie w całym przedziale czasowym. Uniknięto w ten sposób identyfikowania parametrów krzywej tylko dla części osiadania próbki gruntu, w której występuje najwięcej punktów o podobnej wartości, gdzie przyrosty osiadania są już niewielkie w stosunku do upływającego czasu. W ten sposób końcową część wykresu zrównoważono z częścią początkową.

Początkowa część zbioru danych obejmująca swym zakresem pierwsze 10 minut badania w edometrze jest bardzo istotna w przebiegu osiadania próbki. W tym czasie dysponujemy zbiorem 600–1000 punktów, gdyż odczyty były dokonywane co 1 s. Pozwoliło to na dokładne prześledzenie osiadania w pierwszej fazie obciążenia, kiedy w próbce gruntu bardzo szybko następują przemieszczenia szkieletu gruntowe, które w dużej mierze decydują o wartości osia-



Ryc. 4.12. Przykład wartości pomierzonych i obliczonych dla parametrów dobranych według metody najmniejszych kwadratów

dania. W tabeli 4.1 przedstawiono wartości osiadania po około 10 minutach i czasie dłuższym niż 27 dni. W czasie pierwszych chwil obciążenia i późniejszych 10 minutach próbki gruntu osiągnęły 50 % wartości osiadania, jaką osiągnęły po okresie 27 dni.

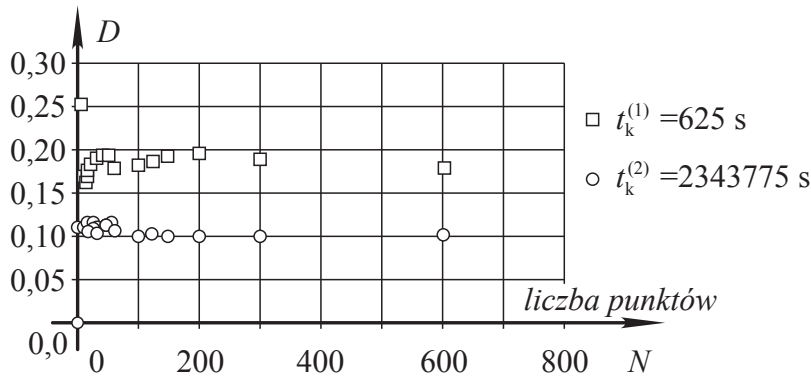
Tabela 4.1. Przykłady zmiany osiadania przy różnych czasach końca badania

Lp.	nr próbki	$t_k^{(1)}$ [s]	$s_k^{(1)}$ [mm]	$t_k^{(2)}$ [s]	$s_k^{(2)}$ [mm]	$t_k^{(3)}$ [s]	$s_k^{(3)}$ [mm]
1	12,5/1 nr 4	705	0,599	896	0,614	2343775	1,200
2	12,5/1 nr 5	699	0,572	890	0,603	2343769	1,254
3	12,5/1 nr 7	690	0,750	881	0,781	2343760	1,458
4	12,5/2 nr 3	695	0,694	898	0,724	2343612	1,294
5	12,5/2 nr 4	695	0,726	894	0,789	2343608	1,502
6	12,5/2 nr 5	695	0,633	890	0,687	2343604	1,155
7	12,5/2 nr 6	695	0,763	887	0,791	2343601	1,271
8	12,5/2 nr 7	694	0,555	883	0,616	2343597	1,135

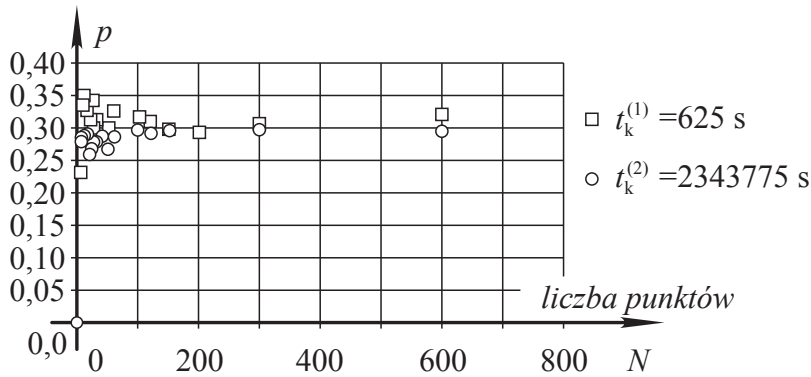
W analizie numerycznej przyjęto do obliczeń początkową część zbioru danych w zakresie czasu od $t = 0$ do zakończenia badania $t = t_k$. Dysponując tak dużą liczbą danych, można by przewidywać osiadania zgodnie z równaniem (4.1), a czas potrzebny do prowadzenia badań byłby zminimalizowany. Ponieważ jest to model empiryczny, wymaga przeprowadzenia identyfikacji parametrów równania modelu na podstawie pomiarów dokonanych w laboratorium albo w terenie. Wymaga tego jeszcze niepełna wiedza pozwalająca łączyć wielkości fizyczne badanych prób z parametrami modelu.

Do analizy wpływu zakończenia badania na otrzymywane parametry modelu (4.1) przyjęto zbiory od 5 punktów do 600 punktów pomiarowych, czas zakończenia badania ustalony

w chwili $t_k^{(1)} = 705$ s oraz $t_k^{(2)} = 2343775$ s, którym odpowiadają wartości osiadania zgodnie z tabelą 4.1 (wartości osiadania pomierzone w badaniach laboratoryjnych).



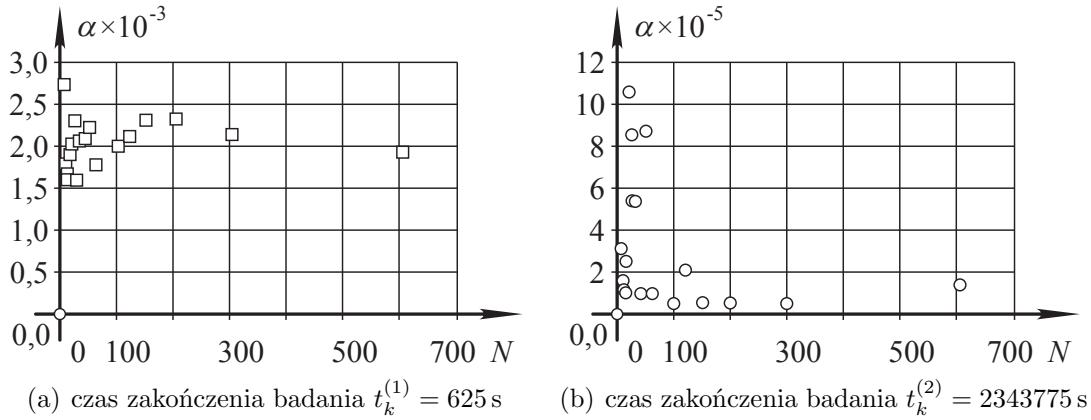
Ryc. 4.13. Zależność wartości D od liczby punktów danych otrzymanych z badań laboratoryjnych wybranych do analizy dla dwóch czasów zakończenia badania $t_k^{(1)} = 625$ s oraz $t_k^{(2)} = 2343775$ s



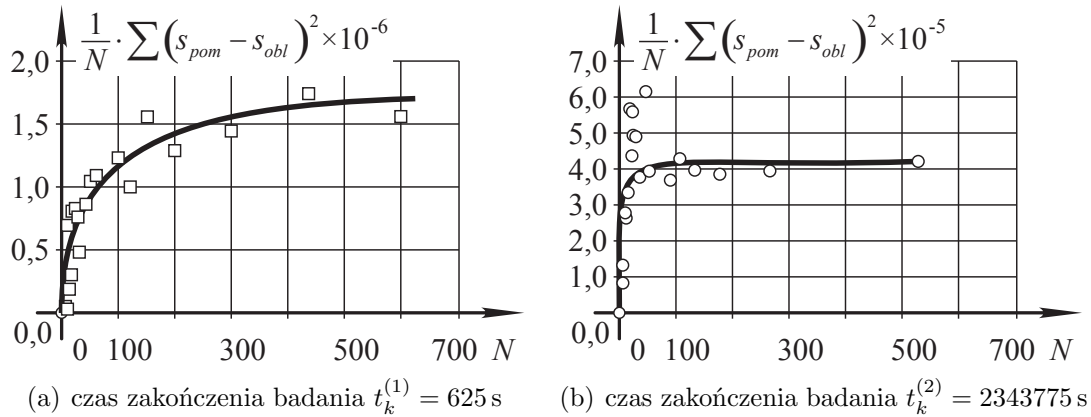
Ryc. 4.14. Zależność wartości p od liczby punktów danych otrzymanych z badań laboratoryjnych wybranych do analizy dla dwóch czasów zakończenia badania $t_k^{(1)} = 625$ s oraz $t_k^{(2)} = 2343775$ s

Występuje minimalna liczba punktów w zbiorze danych, która pozwala na określenie parametrów przebiegu osiadania. Przekroczenie minimalnej liczby punktów potrzebnych do analizy pozwala na otrzymanie powtarzalnych wyników przy kolejnym zagęszczaniu zbioru danych. Wielkości te zostały zobrazowane w postaci wykresów wielkości wyznaczonych parametrów w zależności od liczby par wziętych do analizy. Zgodnie z przyjętymi założeniami wartości pomierzone i obliczone dla czasu $t = t_k^{(i)}$ są sobie równe. Na rycinach 4.13–4.15 przedstawiono zmienność parametrów równania w zależności od liczby punktów, którymi posługiwano się w czasie analizy. Przedstawione wyniki wskazują, że na wartość parametrów

znacznie mniejszy wpływ ma liczba punktów wziętych do analizy w porównaniu z czasem zakończenia badania.

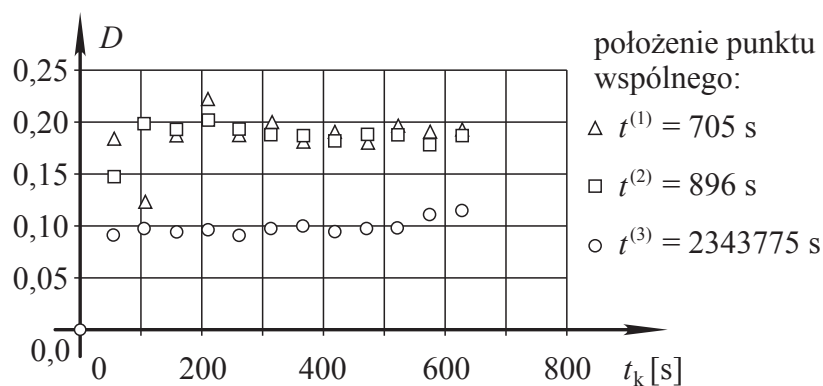


Ryc. 4.15. Zależność wartości α od liczby punktów danych otrzymanych z badań laboratoryjnych wybranych do analizy dla dwóch czasów zakończenia badania

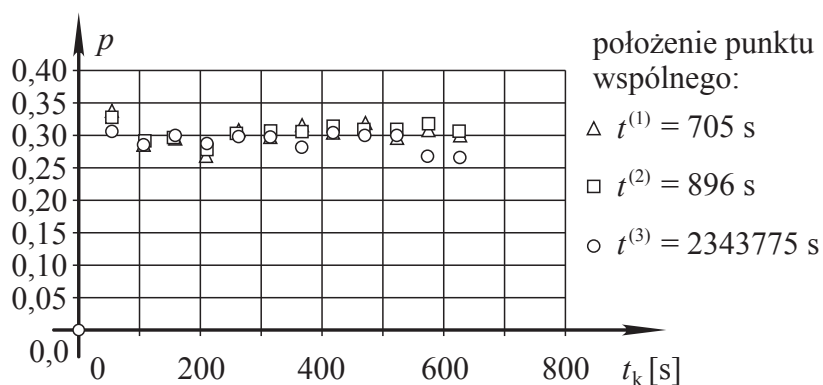


Ryc. 4.16. Zależność wartości sumy kwadratów różnicy wartości pomierzonych i obliczonych od liczby punktów danych otrzymanych z badań laboratoryjnych wybranych do analizy dla dwóch czasów zakończenia badania

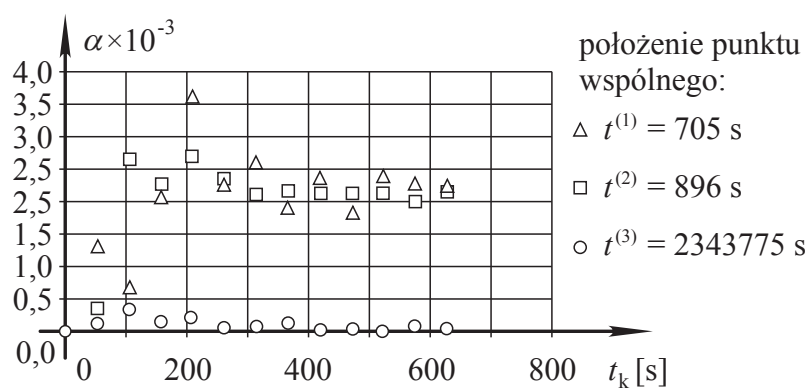
Znaczący wpływ na wartość określonych parametrów w analizie ma czas zakończenia badania. Na rycinie 4.15 pokazano, jak czas zakończenia badania znacząco wpływa na wartości parametru α , czego należało spodziewać się po parametrze, który odpowiada za osiadanie długoterminowe. Czas zakończenia badania nieznacznie wpływa na wartość D i zupełnie nie wpływa na wartość p . Porównanie wartości pomierzonych s_{pom} z wartościami obliczonymi s_{obl} prowadzi do podobnych wniosków, że liczba punktów ma mniejszy wpływ na otrzymane wyniki niż czas zakończenia badania. Na rycinie 4.16 przedstawiono porównanie wyników pomiarów laboratoryjnych z obliczonymi dla narzuconego punktu wspólnego dwóch skrajnie odległych czasów zakończenia badania.



Ryc. 4.17. Wpływ zakończenia badania na wartość parametru D w trzech punktach wspólnych obliczonego przebiegu w porównaniu z pomierzonym w laboratorium

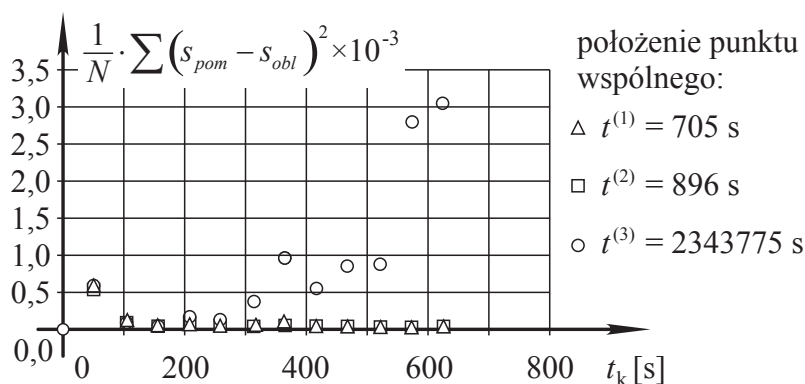


Ryc. 4.18. Wpływ zakończenia badania na wartość parametru p w trzech punktach wspólnych obliczonego przebiegu w porównaniu z pomierzonym w laboratorium



Ryc. 4.19. Wpływ zakończenia badania na wartość parametru α w trzech punktach wspólnych obliczonego przebiegu w porównaniu z pomierzonym w laboratorium

Wartość parametrów i osiadanie docelowe uzależnione są od momentu zakończenia badania. Zakończenie badania po kilku minutach nawet przy bardzo dużej liczbie punktów, ponad 10 000, nie pozwala na wyznaczenie wartości osiadania docelowego w jednej procedurze identyfikacji parametrów. W analizie wpływu zakończenia badania na wartości parametrów równania przyjęto stałą liczbę punktów pomiarowych do analizy $N = 50$. Obszar przebiegu osiadania ograniczono czasem 10 minut. Ustalono trzy punkty wspólne z przebiegiem pomierzonym i obliczonym w chwili $t^{(1)} = 705$ s, $t^{(2)} = 896$ s oraz $t^{(3)} = 2343775$ s. Na rycinach 4.17–4.19 przedstawiono wyniki analizy wpływu czasu zakończenia badania na wartość parametrów równania (4.1) dla trzech przypadków ustalonego punktu wspólnego przebiegu pomierzonego z obliczonym.



Ryc. 4.20. Wpływ zakończenia badania na wartość sumy kwadratów różnicy wartości pomierzonych z obliczonymi w trzech punktach wspólnych obliczonego przebiegu osiadania w porównaniu z pomierzonym w laboratorium

Na rycinie 4.20 przedstawiono różnice między wartościami pomierzonymi i obliczonymi zgodnie z równaniem (4.1). Oddalenie punktu wspólnego od analizowanego zakresu danych powoduje znaczne różnice w przebiegu osiadania pomierzonego i obliczonego. Oznacza to, że wartość osiadania s_∞ , określona jako osiadanie docelowe, nie jest jednoznaczna dla przebiegu w okresie 10 minut i dla 28 dni. Na rycinie 4.20 widać dużą zgodność uzyskiwaną w przebiegu, dla którego punkt wspólny ustalono bardzo blisko analizowanej przestrzeni danych osiadania, jednak nie pozwala ona na określenie wartości osiadania jako osiadania docelowego. Osiadanie docelowe w przebiegu osiadania z punktem wspólnym $t^{(1)} = 705$ s wynosi $s_\infty = 0,63$ mm, oznacza to, że taka próbka maksymalnie osiadzie 0,63 mm, a po czasie $t = 2343775$ s osiadanie zgodnie z tabelą 4.1 wynosi $s = 1,2$ mm.

4.5. Obciążenie zmienne w czasie

Podłoże gruntowe może po pewnym czasie zostać odciążone i wówczas możemy obserwować zwiększanie się wysokości odciążonej warstwy. Stosując metodę superpozycji, można za pomocą funkcji elementarnej (4.1) przedstawić, jak będzie zachowywała się próbka gruntu po odciążeniu.

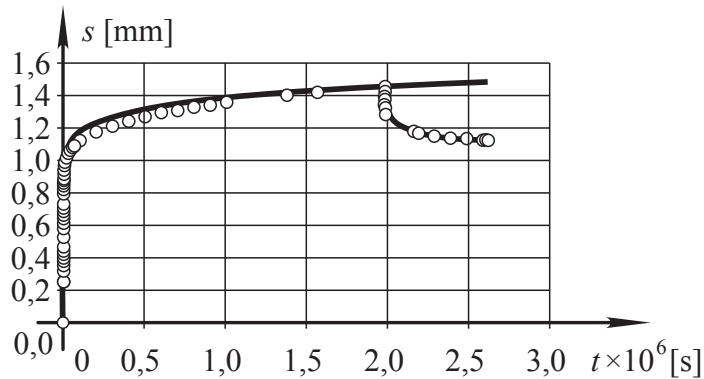
Dla $t < t_0$, gdy podłoże gruntowe jest obciążone obciążeniem σ , będziemy posługiwali się opisem:

$$s(t) = s_1(t, \sigma, s_{\infty}^{(1)}, D_1, p_1, \alpha_1) \quad (4.15)$$

Dla $t \geq t_0$, gdy podłoże gruntowe jest odciążone o $\Delta\sigma$, przebieg osiadania opiszemy związkiem:

$$s(t) = s_1(t, \sigma, s_{\infty}^{(1)}, D_1, p_1, \alpha_1) - s_2((t - t_0), \Delta\sigma, s_{\infty}^{(2)}, D_2, p_2, \alpha_2) \quad (4.16)$$

Przykładowy przebieg zmian osiadania przy zmiennym obciążeniu przedstawiono na rysunku 4.21. Obciążenie zmienia się skokowo od zera do wartości $\sigma = 25 \text{ kPa}$ i po czasie $t_0 = 548,4 \text{ h}$ do wartości $\sigma = 0$.



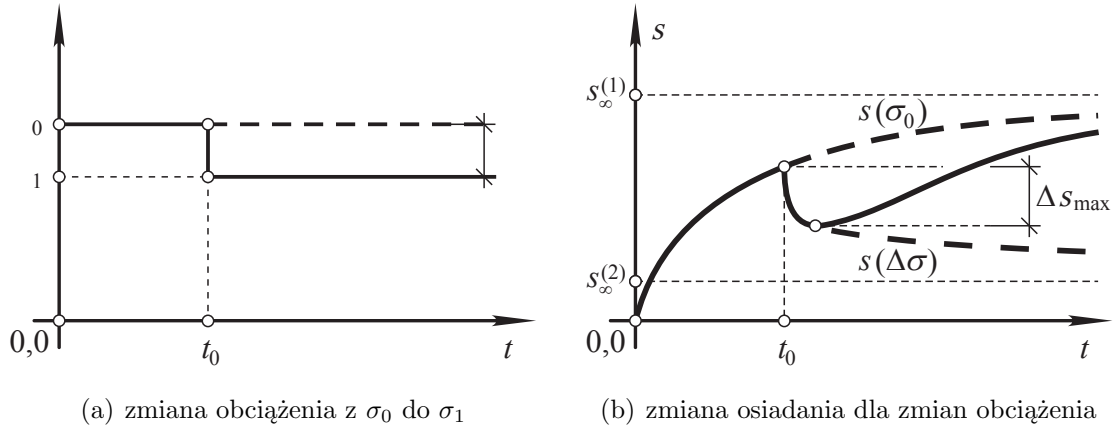
Ryc. 4.21. Przebieg zmian osiadania próbki gruntu obciążonej obciążeniem $\sigma = 25 \text{ kPa}$ i po czasie $t_0 = 548,4 \text{ h}$ odciążonej do zera

Analizę zmian osiadania można przeprowadzić w wyniku zmniejszenia obciążenia z wartości początkowej σ_0 do wartości σ_1 . Zjawisko zmiany osiadania przy gwałtownej zmianie obciążenia w chwili t_0 na wartość mniejszą zapisać możemy w postaci:

$$s(t) = s_{\infty}^{(1)} \cdot f(t) - s_{\infty}^{(2)} \cdot f(t - t_0) \quad (4.17)$$

gdzie:

$$\begin{aligned} s_{\infty}^{(1)} &= f(\sigma_0) && \text{osiadanie docelowe od obciążenia } \sigma_0, \\ s_{\infty}^{(2)} &= f(\Delta\sigma) && \text{osiadanie docelowe od odciążenia } \Delta\sigma = \sigma_0 - \sigma_1. \end{aligned}$$



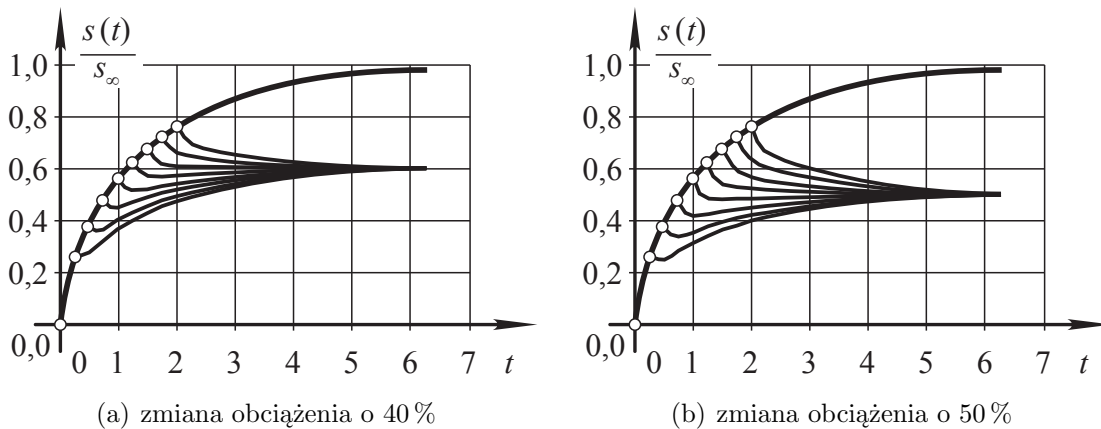
Ryc. 4.22. Zmiana obciążenia i wynikająca z odciążenia zmiana osiadania w czasie

Na rycinie 4.22a przedstawiono zmiany obciążenia w czasie obrazujące częściowe odciążenie, któremu odpowiada osiadanie przedstawione na rycinie 4.22b. W szczególnych przypadkach podczas odciążenia można zauważyć efekt ujemnego przyrostu osiadania, czyli zwiększania miąższości warstwy obciążonej. Równanie w postaci (4.17) można uogólnić do związku (4.18) i wykorzystać w analizie zachowania się gruntu organicznego obciążonego cyklicznie.

$$s(t) = \sum_{i=0}^N [\Delta s_\infty^{(i)} \cdot f(t - t_i)] \quad (4.18)$$

gdzie:

- $t_0 = 0$ – początek osiadania,
 $\Delta s_\infty^{(0)} = \frac{\sigma_0}{E} H$ – osiadanie docelowe przy obciążeniu stałym σ_0 .

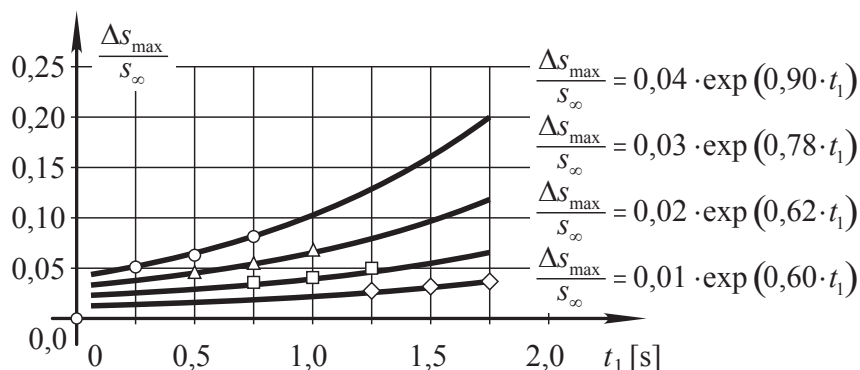


Ryc. 4.23. Zmiany osiadania w zależności od chwili, kiedy nastąpiła zmiana obciążenia

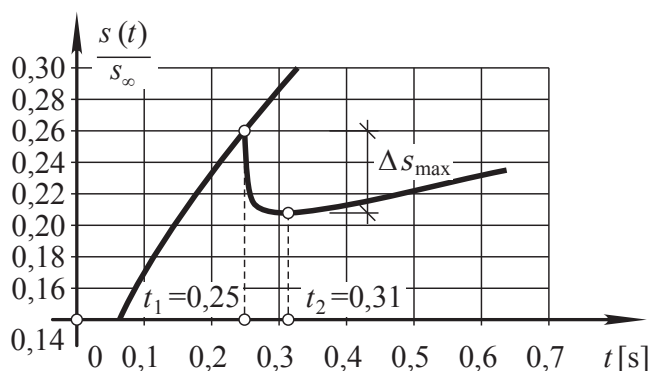
Przeanalizowano wpływ wartości zmiany obciążenia na wartość osiadania i moment, w którym zmniejszono obciążenie, liczony od chwili realizacji początkowego obciążenia. Na

rycinie 4.23 pokazano, jak zmienia się wartość osiadania w dwóch przypadkach zmniejszenia obciążenia o 40 % i 50 %.

Z pomiarów laboratoryjnych i analizy numerycznej wynika, że jeżeli próbka gruntu będzie częściowo odciążona w pewnej chwili t_1 , to może wystąpić chwilowa ekspansja próbki gruntu, a następnie dalszy proces osiadania. Oznaczając maksymalną wartość tej ekspansji jako $\Delta s_{\max}$, możemy odnaleźć związek między czasem, w którym nastąpiło zmniejszenie osiadania, a wartością $\Delta s_{\max}$ oraz ustalić, jak na $\Delta s_{\max}$ wpływa wielkość zmian obciążenia. Na rycinie 4.24 pokazano, jak zmienia się maksymalnie różnica osiadań próbki torfu po czasie t_1 , gdy próbka będzie odciążona i będzie ekspandować.



Ryc. 4.24. Zmiany maksymalnych różnic osiadania $\Delta s_{\max}$ w zależności od chwili t_1 , kiedy nastąpiła zmiana obciążenia



Ryc. 4.25. Fragment przebiegu zmian osiadania w czasie w przypadku szczególnym, gdy po odciążeniu próbka będzie ekspandować, a następnie dalej osiadać

W celu zilustrowania dokładnego przebiegu w zachowaniu próbki gruntu po częściowym odciążeniu na rycinie 4.25 przedstawiono przebieg zmian osiadania tuż po odciążeniu. Po czasie t_2 , w którym próbka osiąga maksymalną przy danym odciążeniu wartość ekspansji, będzie dalej osiadać.

4.6. Osiadanie całkowite

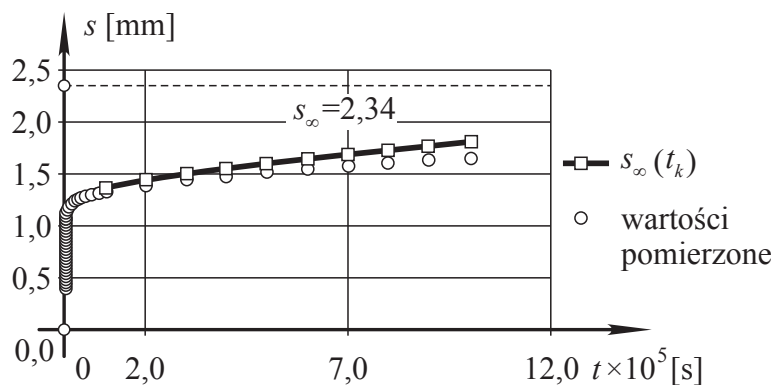
Wielokrotnie oczekiwanie na wyniki osiadania po zakończeniu procesu stabilizacji osiadania próbek gruntu, potrzebne do dalszego procesu projektowania posadowienia konstrukcji, jest bardzo długie, a najczęściej niemożliwe ze względu na wymagane coraz szybsze zakończenie procesu projektowania i realizacji inwestycji. Wykonanie pełnego cyklu badań laboratoryjnych w edometrze wiąże się z ponadpółroczną obserwacją osiadań i często uniemożliwia udzielenie jednoznacznej odpowiedzi na pytanie, czy próbka na danym etapie obciążenia osiągnęła maksymalne docelowe osiadanie s_∞ . Wcześniejsze wyniki wykazują, że:

$$s_\infty \neq s(t_k) \quad (4.19)$$

gdzie:

t_k – czas zakończenia badania.

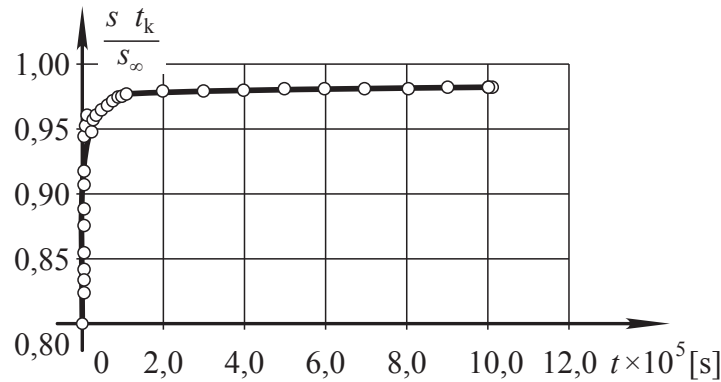
Identyfikacja parametrów krzywej elementarnej (4.1) pozwala na określenie wartości s_∞ . Wartość ta jest jednak silnie związana z czasem zakończenia badania i powinna być uzupełniona o informację, kiedy lub po jakim czasie badanie zostało zakończone. Na rycinie 4.26 przedstawiono, jak wraz z wydłużaniem czasu badania zmienia się identyfikowana wartość w równaniu (4.1).



Ryc. 4.26. Przebieg osiadania w czasie obciążonej obciążeniem stałym próbki gruntu organicznego oraz wynikające zmiany osiadania docelowego s_∞ w zależności od czasu zakończenia badania

Obserwacja zachowania warstwy gruntu organicznego pod obciążeniem potwierdza, że grunty tego rodzaju będą ulegały znacznym osiadaniom w czasie. Proces zakończenia osiadania może trwać latami. Każda następna część obciążenia wywoła kolejne dodatkowe osiadanie. Wyniki kontrolowanych przeciążeń po przeprowadzonych szczegółowych badaniach na obszarze przeznaczonym pod przeszłe inwestycje pozwalają stwierdzić, że grunty organiczne

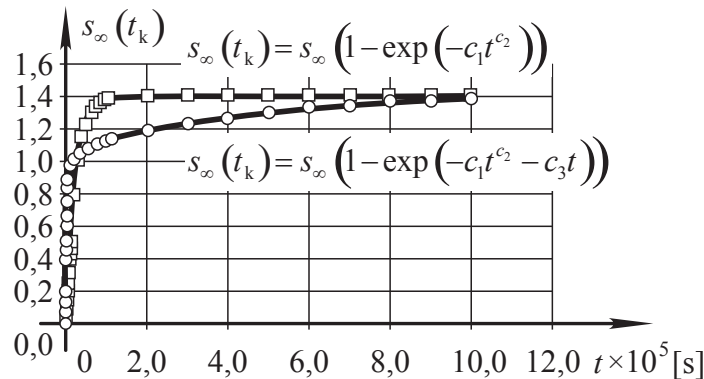
ulegają wzmocnieniu w procesie wstępnego przeciążania. Moduł ściśliwości z 200–500 kPa zwiększa się 4–5-krotnie.



Ryc. 4.27. Stabilizacja procesu osiadania w czasie próbki gruntu organicznego obciążonego obciążeniem stałym

Dla każdej analizowanej próbki gruntu można przedstawić proces stabilizacji osiadania (ryc. 4.27) względem określonych wartości pomierzonych dla czasu $t = t_k$ i wyznaczonego s_∞ odpowiadającemu czasowi zakończenia badania t_k . Wartość osiadania docelowego próbki gruntu organicznego osiągnie teoretycznie po czasie nieskończonym. W układzie współrzędnych $s(t)$ wartość s_∞ jest asymptotą poziomą przebiegu osiadania danej próbki gruntu. Natomiast dopiero dla $t_k = \infty$ mamy:

$$\lim_{t_k \rightarrow \infty} s(t_k) = s_\infty \quad (4.20)$$



Ryc. 4.28. Zmiany osiadania docelowego s_∞ od czasu zakończenia badania

Charakter zmian parametru s_∞ , zidentyfikowanego jako osiadanie dla kolejnych wydłużających się obserwacji, pozwolił na ustalenie wzoru osiadania docelowego s_∞ , w postaci

znacznie mniej uzależnionej od czasu zakończenia badania t_k , którą zapisać można w formie uproszczonej:

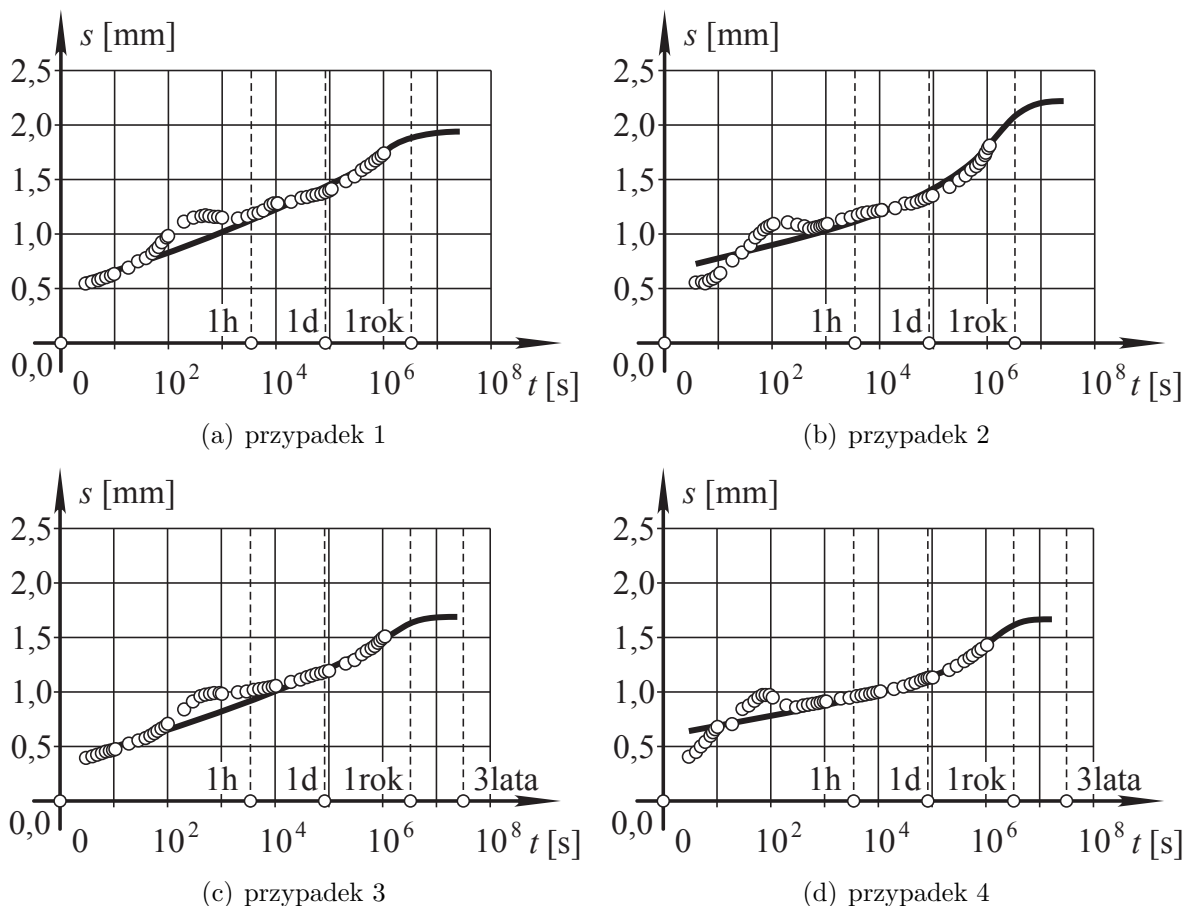
$$s_{\infty}(t_k) = s_{\infty} (1 - \exp(-c_1 t_k^{c_2})) \quad (4.21)$$

lub formie rozbudowanej, gdzie przyjmuje postać równania krzywej elementarnej:

$$s_{\infty}(t_k) = s_{\infty} (1 - \exp(-c_1 t_k^{c_2} - c_3 t_k)) \quad (4.22)$$

Porównanie wyników uzyskanych tymi metodami pokazano na rycinie 4.28, a na rycinie 4.29 kolejne przykłady z prognozą osiadania według opisanej procedury obliczeniowej.

Przykładowo przedstawiono cztery przebiegi osiadania w czasie i prognozę osiadania z wykorzystaniem zależności (4.22) do podwójnej identyfikacji wartości s_{∞} w skali półlogarytmicznej. W przykładowych obliczeniach s_{∞} cały przebieg osiadania podzielono na części i wydłużano czas zakończenia badania. Na podstawie otrzymanych wyników $s_{\infty}(t_k)$ wyznaczono nową krzywą (4.22) i wyznaczono wartość docelowego osiadania s_{∞} , które później posłużyło do identyfikacji parametrów krzywej elementarnej. Wyniki przedstawiono w tabeli 4.2.



Ryc. 4.29. Wyniki otrzymanych przebiegów osiadania z pokazaną prognozą na kolejne lata

Tabela 4.2. Wyniki parametrów równania (4.1) do czterech przykładowych przypadków

	Przypadek 1	Przypadek 2	Przypadek 3	Przypadek 4
s_{∞}	1,935	2,236	1,67	1,67
c_1	0,315	0,351	0,254	0,441
c_2	0,127	0,0871	0,137	0,0778
c_3	$5,49 \cdot 10^{-7}$	$4,87 \cdot 10^{-7}$	$5,01 \cdot 10^{-7}$	$6,07 \cdot 10^{-7}$

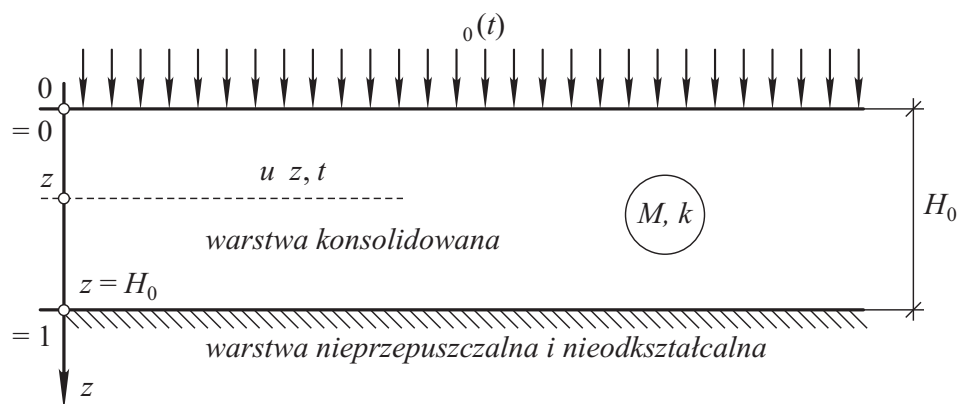
W przypadku gdy oznaczone osiadanie docelowe s_{∞} jest w dalszym ciągu w znacznej mierze uzależnione od osiadania, można proces identyfikacji powtórzyć dla uzyskanych przybliżeń z pierwszego etapu identyfikacji. Tak wyznaczone osiadanie docelowe pozwoli na jednoznaczne określenie pozostałych parametrów krzywej elementarnej i nie będzie zależeć od czasu zakończenia badania. Podwójny proces identyfikacji osiadania docelowego s_{∞} jest wystarczającym przybliżeniem osiadania docelowego. Zawsze, gdy proces stabilizacji osiadania w czasie badania następuje wyjątkowo wolno, wymagany będzie kilkukrotny proces identyfikacji parametrów modelu.

5

Reologiczny model Terzagiego

5.1. Ujęcie klasyczne

W ujęciu klasycznym model Terzagiego może być stosowany jako reologiczny model gruntu (Kisiel i Lysik 1966). Do obliczeń przyjęto poziomą warstwę gruntu słabego o miąższości początkowej H_0 obciążoną równomiernie pionowym obciążeniem zewnętrznym. Układ taki pozwala na zastosowanie rozwiązania jednoosiowej konsolidacji z przepływem wody w kierunku pionowym. Założono, że ośrodek jest jednorodny i parametry gruntu, a szczególnie współczynnik filtracji i moduł ściśliwości, nie zmieniają się wraz z konsolidacją. Grunt ma właściwości sprężyste, a wszystkie pory są wypełnione wodą. Na rycinie 5.1 przedstawiono przyjęty do analizy schemat podłoża gruntowego.



Ryc. 5.1. Model podłoża przyjęty do obliczeń

W celu uniezależnienia się od czasu i miąższości warstwy konsolidowanej wprowadzono wartości bezwymiarowe, do czasu wielkość τ , a do głębokości ξ . Równanie opisujące zmianę ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu opisane modelem Terzagiego w takim przypadku ma postać (Terzaghi 1948; Glazer 1985; Das 2008; Wiłun 2013):

$$\frac{\partial u}{\partial \tau} = \frac{Mk}{\gamma_w H^2} \frac{\partial^2 u}{\partial \xi^2} \quad (5.1)$$

i jest to równanie różniczkowe konsolidacji jednowymiarowej opisane w wartościach bezwymiarowych, gdzie:

$$\tau = \frac{t}{T_0}; \quad T_0 = \frac{\gamma H^2}{Mk}; \quad \xi = \frac{z}{H} \quad (5.2)$$

Zastosowanie w równaniu różniczkowym (5.1) bezwymiarowych parametrów τ , ξ pozwala na obserwację przebiegu zjawiska niezależnie od miąższości warstwy konsolidowanej oraz czasu związanego z czasem konsolidacji T_0 . W rozwiązaniu przyjęto schemat, w którym przepływ wody odbywa się do góry, a warstwa dolna jest warstwą nieprzepuszczalną i nieodkształcalną. W takiej sytuacji w spągu warstwy konsolidowanej dla $z = H$ będziemy mieli:

$$\left. \frac{\partial u}{\partial \xi} \right|_{\xi=1} = 0 \quad (5.3)$$

W przypadku swobodnego odpływu wody z powierzchni warstwy konsolidowanej ciśnienie w stropie warstwy konsolidowanej dla $z = 0$ będzie wynosiło:

$$\text{dla } t = 0 \quad u(\tau = 0, \xi) \Big|_{\xi=0} = \sigma_0 \quad (5.4)$$

$$\text{dla } t > 0 \quad u(\tau, \xi) \Big|_{\xi=0} = 0 \quad (5.5)$$

Równanie w postaci (5.1) jest równaniem dobrze rozpoznanym w fizyce, opisuje na przykład dyfuzję i przedstawiane jest w postaci:

$$\frac{\partial f}{\partial t} - \nu \frac{\partial^2 f}{\partial x^2} = 0 \quad (5.6)$$

Równanie różniczkowe cząstkowe (5.6) można rozwiązać numerycznie, stosując schemat jawny, który prowadzi do związku:

$$f_j^{n+1} = C_d f_{j-1}^n + (1 - C_d) f_j^n + C_d f_{j+1}^n \quad (5.7)$$

gdzie:

$$j = 2, 3, \dots, M - 1$$

$$n = 0, 1, 2, \dots$$

$$C_d = \nu \frac{\Delta t}{\Delta x^2}$$

– w dyfuzji jest liczbą Couranta.

Wartości węzłowe funkcji f na poziomie czasowym $n = 0$ określają warunki początkowe. W skrajnych węzłach dla $j = 1$ i $j = M$ wartości f_j^{n+1} określają warunki brzegowe rodzaju Dirichleta. Przy tak sformułowanych warunkach początkowo-brzegowych przy dużych wartościach L , przy $L \rightarrow \infty$ równanie ma rozwiązanie analityczne w postaci:

$$f(x, t) = \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{\nu t}} \right) \quad (5.8)$$

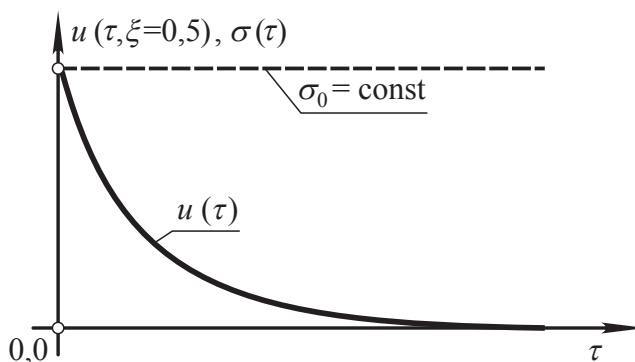
Równanie różniczkowe (5.1) można z dobrą dokładnością obliczyć z wykorzystaniem szeregu Fouriera, w którym wykorzystano transformację Laplace'a, a całkowanie odbywa się z wykorzystaniem sumy kolejnych elementów szeregu:

$$u(\tau, \xi) = \frac{4}{\pi} \sigma_0 \sum_{n=0}^{n=N} \left[\frac{1}{2n+1} \sin \left(\left(n + \frac{1}{2} \right) \pi \xi \right) \exp \left(-\tau \pi^2 \left(n + \frac{1}{2} \right)^2 \right) \right] \quad (5.9)$$

Ogólnie rozwiązanie (5.9) można zapisać równaniem w postaci:

$$u(\tau, \xi) = \sigma_0 \cdot f(\tau, \xi) \quad (5.10)$$

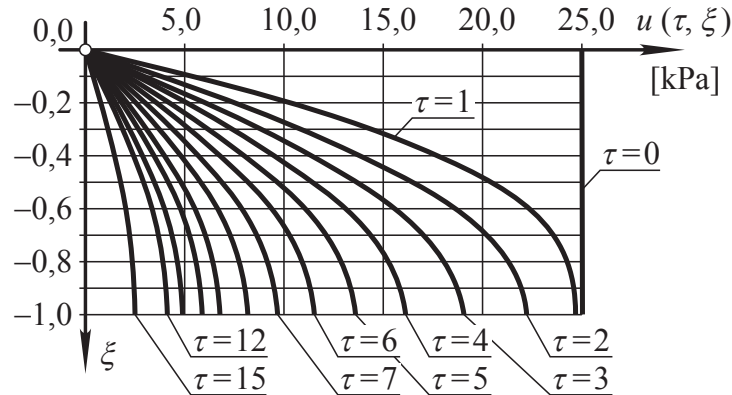
Znając rozwiązanie Terzagiego, możemy dla dowolnej chwili obliczyć ciśnienie wody w wolnych przestrzeniach gruntu $u(\tau, \xi)$. Zmiany ciśnienia wody w czasie w środkowej części warstwy konsolidowanej przedstawiono na rycinie 5.2.



Ryc. 5.2. Zmiany ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu wywołane obciążeniem dodatkowym σ_0 w środkowej części warstwy konsolidowanej dla $\xi = 0,5$

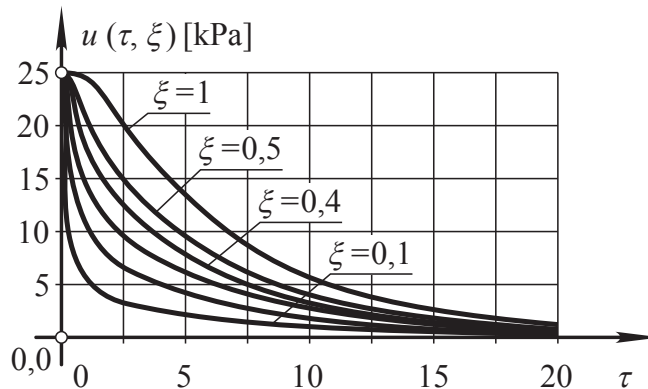
Przykładowo na rycinie 5.3 pokazano przebieg zmian ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach wypełnionych wodą, wywołany obciążeniem dodatkowym $\sigma = 25$ kPa. Do opisu zmian ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach na poszczególnych poziomach ξ wykorzystano równanie (5.9). Wraz z upływem czasu t zanika ciśnienie wody w wolnych przestrzeniach u . W partiach spagowych warstwy konsolidowanej proces dysypacji ciśnienia wody następuje powoli. Im głębiej, tym proces ten jest powolniejszy. Ponieważ w schemacie obliczeniowym

przyjęto, że górna warstwa jest przepuszczalna, a dolna warstwa jest nieprzepuszczalna, woda gruntowa odpływa do góry. W stropie warstwy konsolidowanej redukcja ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach następuje bardzo szybko.



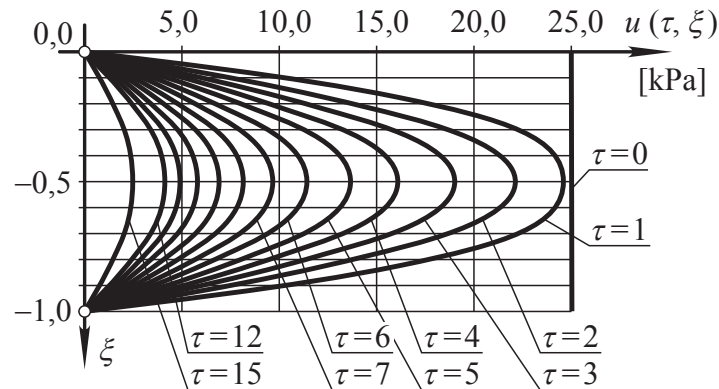
Ryc. 5.3. Przebieg zmian ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu w czasie τ zgodnie z modelem Terzagiego

W chwili początkowej $t = 0$, gdy obciążenie przyłożone jest natychmiast, w tym przypadku $\sigma_0 = 25$ kPa, obserwujemy na całej wysokości nawodnionej warstwy gwałtowny wzrost ciśnienia wody w porach gruntu do wartości $u = 25$ kPa. Następnie wartość ciśnienia ulega zmniejszeniu: w stropie warstwy konsolidowanej ciśnienie zanika natychmiast $u = 0$, a w spągu warstwy maleje powoli. Na rycinie 5.4 zmiany ciśnienia w poszczególnych chwilach czasowych τ nałożono na siebie.



Ryc. 5.4. Przebieg zmian ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu dla kolejnych poziomów ξ wraz z upływem czasu, czas przedstawiony w skali liniowej

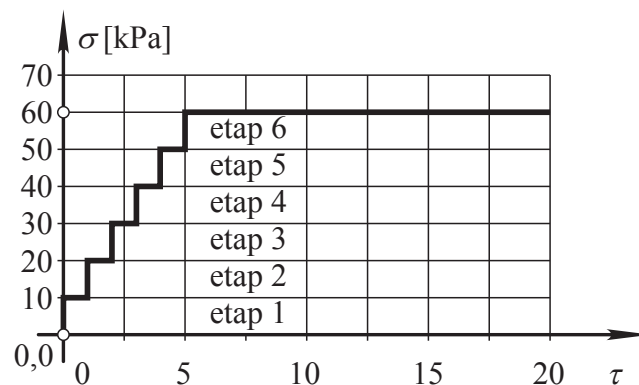
W przypadku odpływu wody spągami i stropem warstwy konsolidowanej przebieg zmian ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu będzie miał kształt pokazany na rycinie 5.5.



Ryc. 5.5. Przebieg zmian ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu przy kolejnych poziomach ξ wraz z upływem czasu, czas przedstawiony w skali liniowej

5.2. Zmiany ciśnienia wody wywołane obciążeniem zmiennym

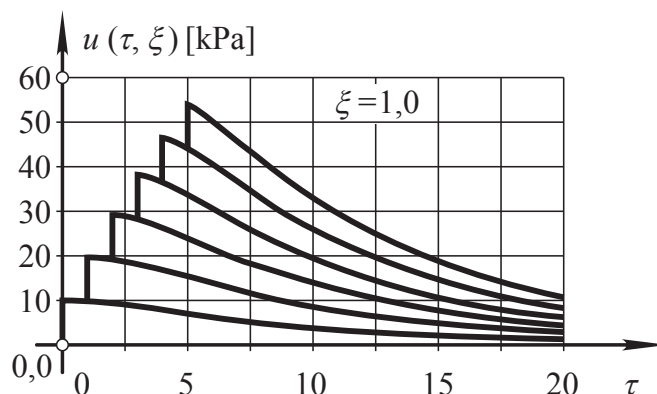
Zmodyfikowany i uogólniony przebieg zmian ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu od obciążenia natychmiastowego pozwala na analizę zmian ciśnienia przy obciążeniu okresowo zmiennym. Zmiana ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu w sytuacji powolnego wzrastania obciążenia, jak na przykład podczas formowania nasypu na warstwie konsolidowanej, może przebiegać jak na rycinie 5.6.



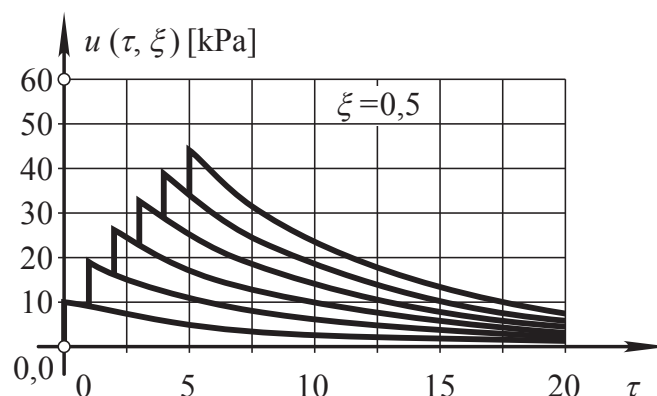
Ryc. 5.6. Przebieg zmian obciążenia odwzorowujący przebieg formowania nasypu

Kolejno usypane warstwy będą wywoływały w warstwie konsolidowanej zmiany ciśnienia wody w porach gruntu. Na rycinach 5.7–5.9 pokazano, jak będzie wyglądał przebieg zmian

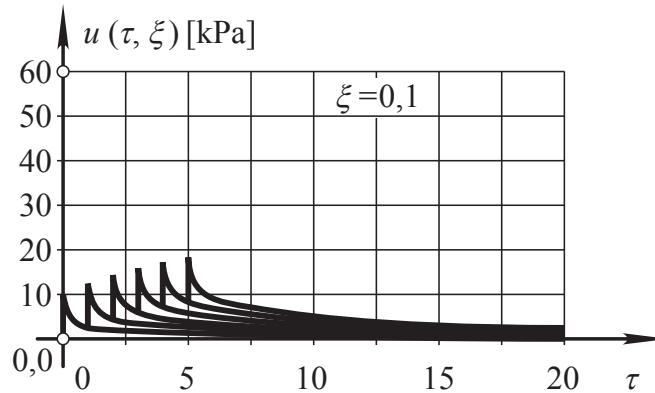
ciśnienia wody w porach gruntu w czasie według schematu obciążenia przedstawionego na rycinie 5.6. Schemat obciążenia z ryciny 5.6 można wykorzystać do przeprowadzenia analizy zmian ciśnienia wody w porach gruntu w sytuacji obciążenia narastającego liniowo. Zmniejszając skok obciążenia, uzyskać można zbliżony do liniowego przebieg zmian obciążenia narastającego liniowo. W ten sposób przebieg zmian ciśnienia od obciążenia natychmiastowego można wykorzystać do opisu zmian ciśnienia od obciążenia narastającego liniowo. Na rycinie 5.10 przedstawiono trzy przypadki przebiegu zmian obciążenia o coraz mniejszym przyroście obciążenia w coraz krótszym czasie, które wykorzystano później do obliczenia zmian ciśnienia wody w porach gruntu.



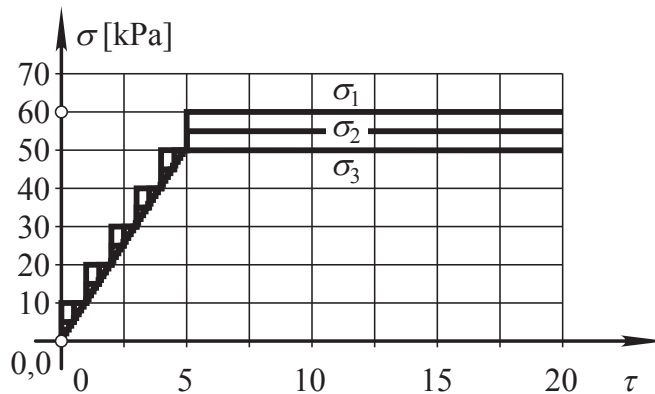
Ryc. 5.7. Przebieg zmian ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu na poziomie spągu $\xi = 1$ wraz z upływem czasu przy obciążeniu narastającym skokowego według ryciny 5.6



Ryc. 5.8. Przebieg zmian ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu na poziomie $\xi = 0,5$ wraz z upływem czasu przy obciążeniu narastającym skokowo według ryciny 5.6



Ryc. 5.9. Przebieg zmian ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu na poziomie $\xi = 0,1$ wraz z upływem czasu przy obciążeniu narastającym skokowo według ryciny 5.6



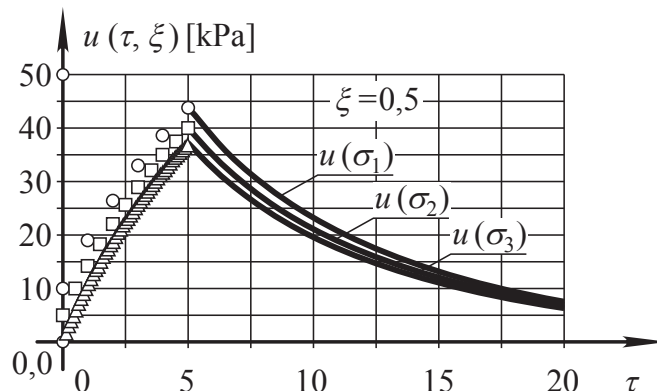
Ryc. 5.10. Przykłady przebiegu zmian obciążenia przy tworzeniu schematu obciążenia narastającego liniowo

Na rycinie 5.11 przedstawiono zmiany ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu od obciążenia narastającego skokowo o coraz mniejszym skoku obciążenia. Przebieg taki pozwala na opis zmian obciążenia bardzo zbliżony do narastającego liniowo. Dla prezentowanego przypadku po czasie $\tau = 5$ obciążenie wywołujące proces konsolidacji pozostaje stałe w czasie.

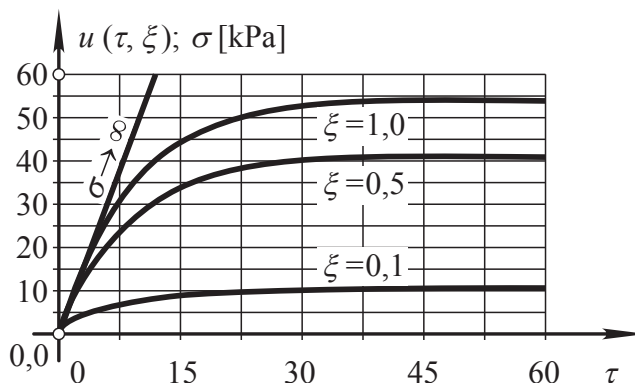
Teoretycznie można, wykorzystując opisaną metodę, obciążyć warstwę konsolidowaną obciążeniem narastającym liniowo do nieskończoności i analizować przebieg zmian ciśnienia wody w porach gruntu (ryc. 5.12).

W takiej sytuacji okazuje się, że mimo ciągłego wzrostu obciążenia wartość ciśnienia wody w porach gruntu ustabilizuje się po pewnym czasie. Prędkość narastania obciążenia wpływa na wartość stabilizującego się ciśnienia w warstwie konsolidowanej (ryc. 5.13). Przy szybkim przyroście obciążenia wartość ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu stabilizuje się na większym poziomie w porównaniu z powoli narastającym obciążeniem, dla którego

ciśnienie z obliczeń uzyskuje mniejsze wartości. Dając konsolidowanej warstwie czas na odprowadzenie wody, przy powolnym wzroście obciążenia, nie doprowadzamy do pojawienia się dużych wartości ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu.



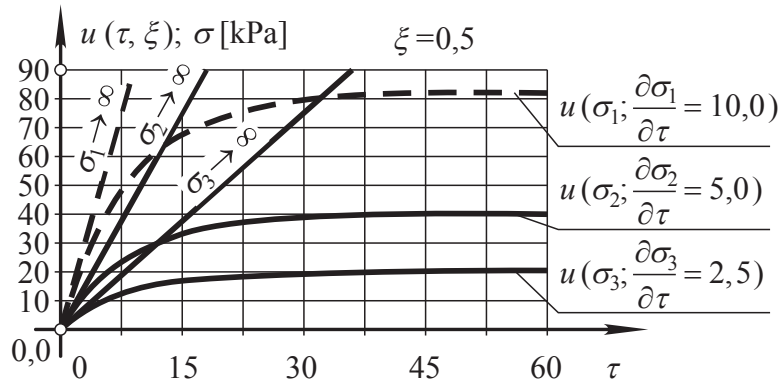
Ryc. 5.11. Przebieg zmian ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu w części środkowej $\xi = 0,5$ wraz z upływem czasu przy obciążeniu narastającym skokowo dla trzech przypadków z ryciny 5.10



Ryc. 5.12. Przebieg zmian ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu na kolejnych poziomach wraz z upływem czasu przy obciążeniu narastającym liniowo

Prezentowany model można wszechstronnie wykorzystać do analizy zmian ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu dla różnych rodzajów obciążenia: od natychmiastowego i stałego w czasie, poprzez narastające liniowo, do cyklicznie zmiennego w czasie. Uogólniony przebieg zmian ciśnienia wody w porach gruntu od obciążenia natychmiastowego pozwala na analizę zmian ciśnienia od obciążenia złożonego przy zastosowaniu metody superpozycji (Bednarek 2000). Przykładem złożonego obciążenia może być przebieg narastający w czasie. Inżynierskie zadanie z przebiegiem narastającym w czasie ze stałym współczynnikiem wzrostu obciążenia można zamienić na przebieg schodkowy. Zamiana taka umożliwia wykorzystanie

znajomości zmian ciśnienia wody w porach gruntu do obciążenia przyłożonego natychmiast do warstwy konsolidowanej.



Ryc. 5.13. Przebieg zmian ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu przy różnych prędkościach przyrostu obciążenia zmiennego liniowo

Narastające obciążenie można realizować z użyciem funkcji schodkowej. Wykonać to można za pomocą nałożenia kolejnych obciążeń przyłożonych gwałtownie i następnie ustalonych w czasie, przesuniętych o okres $\Delta\tau = \tau_i - \tau_{i-1}$. Zmiana obciążenia w czasie przebiega wówczas w sposób skokowy, schodkowy (ryc. 5.14), co można zapisać następująco:

$$\sigma(\tau) = \sigma_0(0) + \sum_{i=1}^{\infty} \sigma_i(\tau - \tau_i) \quad (5.11)$$

Zmiany ciśnienia wody w porach gruntu wywołane są kolejnymi nowymi wartościami obciążania stałego w czasie rozpoczynającymi się po okresie $\Delta\tau$. Przedstawić to można w postaci zależności:

$$u(\tau, \xi) = \sigma_0 \cdot X(\tau, \xi) + \sum_{i=1}^{\infty} (\sigma_i \cdot X(\tau - \tau_i, \xi)) \quad (5.12)$$

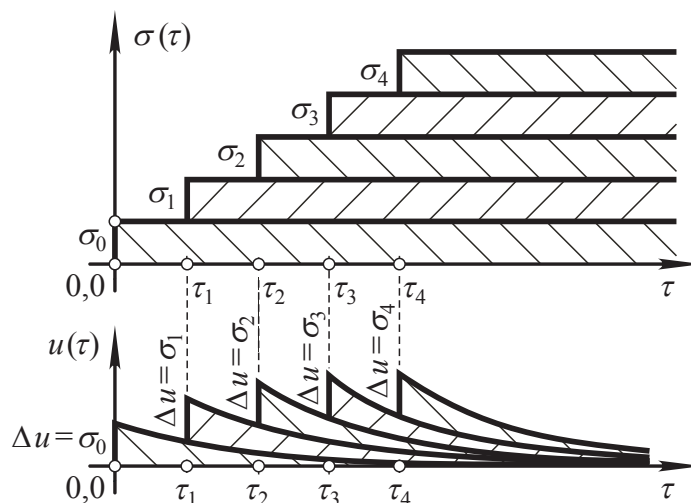
Zmiany ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu obciążonego kolejnymi etapami obciążenia przedstawiono na rycinie 5.14.

Prosty rozkład schodkowy można zamienić na obciążenie zmienne liniowo, wykorzystując rachunek całkowy. Przy ciągłej zmianie obciążenia, gdy będzie się ono zmieniało monotonicznie, zapisać to można w postaci (5.13). Prędkość, z jaką będzie narastało obciążenie, określić można ilorazem σ_k/τ_k :

$$\sigma(\tau) = \int f(\tau) d\tau = \int \frac{\sigma_k}{\tau_k} d\tau = \frac{\sigma_k}{\tau_k} \tau \quad (5.13)$$

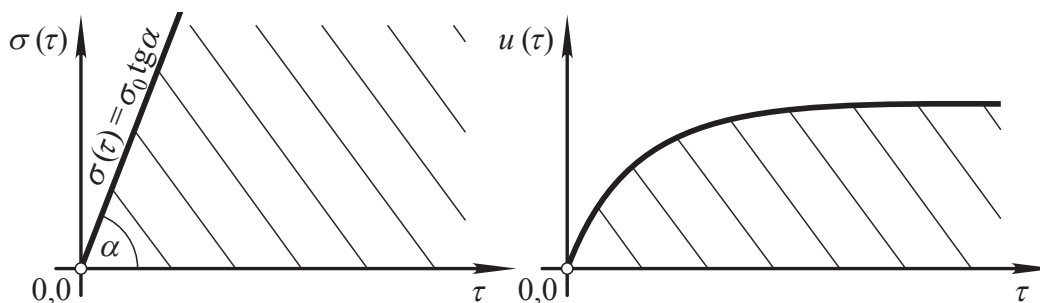
Zmiana ciśnienia będzie odwzorowana funkcją:

$$u(\tau, \xi) = \int_0^{\tau_k} \left[\frac{\sigma_k}{\tau_k} \cdot X(\tau - \tau_i, \xi) \right] d\tau_i \quad (5.14)$$



Ryc. 5.14. Zmiana ciśnienia wody w porach gruntu przy obciążeniu zmieniającym się schodkowo (Bednarek 2000)

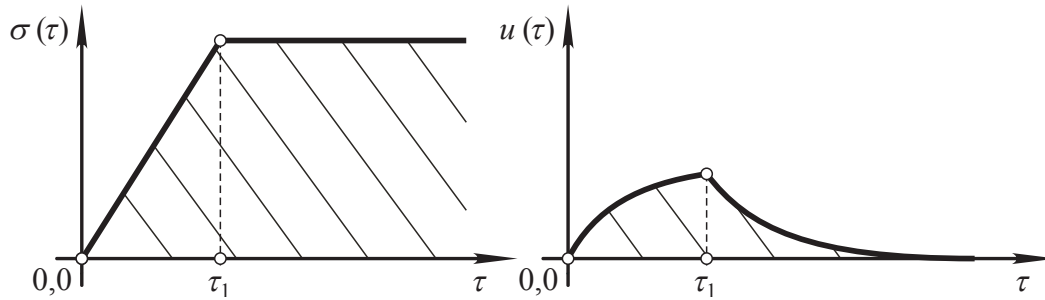
Posługując się wzorem (5.14), można obliczyć ciśnienie przy obciążeniu narastającym teoretycznie do nieskończoności. W ośrodku izotropowym, jednorodnym, sprężystym o wolnych przestrzeniach wypełnionych wodą wzrastające równomiernie obciążenie wywołuje ciśnienie w gruncie ustalające się w czasie (ryc. 5.15).



Ryc. 5.15. Zmiana ciśnienia wody w porach gruntu przy obciążeniu narastającym do nieskończoności (Bednarek 2000)

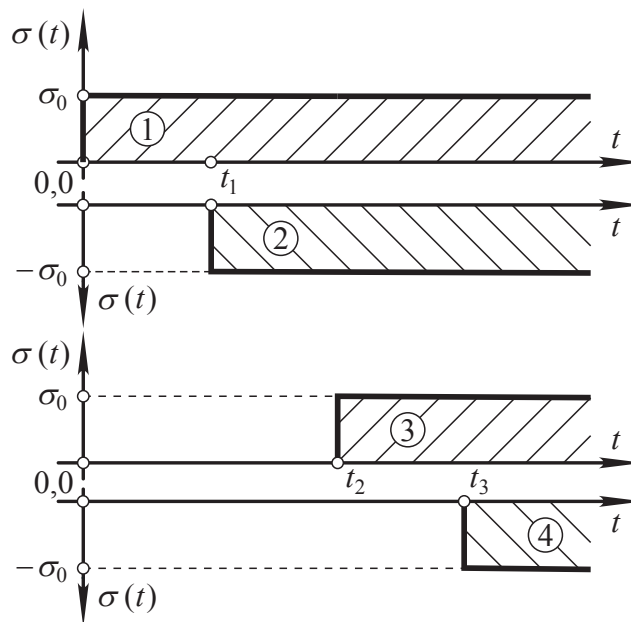
Rozwiązanie podane w formie (5.14) po niewielkiej modyfikacji nadaje się do opisu zmian ciśnienia w podłożu pod obciążeniem narastającym, a następnie ustalonym w czasie. Zależność taką można opisać za pomocą funkcji – schematycznie zmiany ciśnienia wody w porach gruntu przedstawiono na rycinie 5.16.

Złożony przebieg obciążenia można realizować dzięki złożeniu prostych przebiegów. Konsekwencją jest odwzorowanie obciążeń występujących w naturze. Zmienne warunki obciążenia wymagają głębszej analizy zmian ciśnienia wody w porach gruntu. Za pomocą prostego prze-



Ryc. 5.16. Zmiana ciśnienia wody w porach gruntu przy obciążeniu narastającym i ustalonym po czasie τ_1 w zależności od czasu (Bednarek 2000)

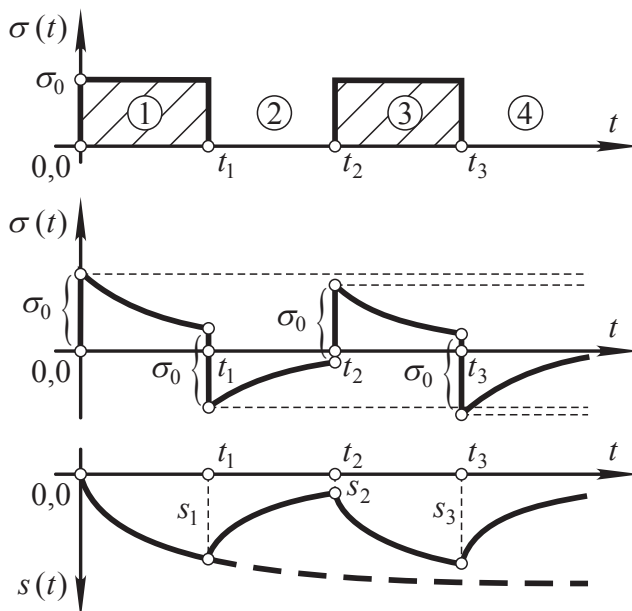
biegu obciążenia, jakim jest obciążenie przyłożone natychmiast i później ustalone w czasie, można zrealizować złożony przebieg obciążenia cyklicznie zmiennego prostokątnego. Schemat tworzenia takiego przebiegu przedstawiono na rycinie 5.17, gdzie widać cztery kolejne kroki, w których aby uzyskać zmienny cyklicznie przebieg, należy w odstępach czasowych zadawać obciążenie stałe dodatnie i następnie ujemne.



Ryc. 5.17. Superpozycja w przebiegu obciążenia cyklicznie zmiennego prostokątnego (Bednarek 2000)

W przebiegu cyklicznie zmiennego obciążenia możemy wydzielić fazę obciążenia i fazę odciążenia. Sąsiadujące ze sobą faza obciążenia i faza odciążenia stanowią jeden cykl. Problem zachowania się próbki gruntu w miarę wpływającego czasu podczas fazy obciążenia lub też fazy odciążenia rozwiązano tu za pomocą klasycznej teorii konsolidacji jednowymiarowej.

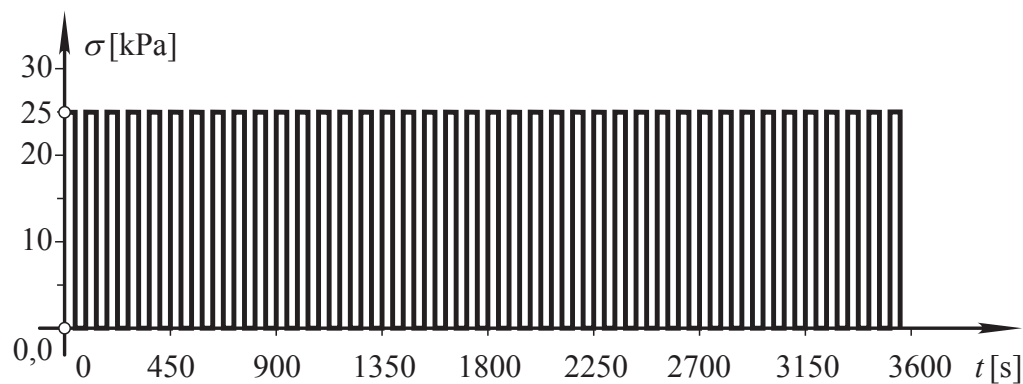
Schemat postępowania przy obliczeniach osiadania w warunkach zmiennego obciążenia przedstawiono na rycinie 5.18.



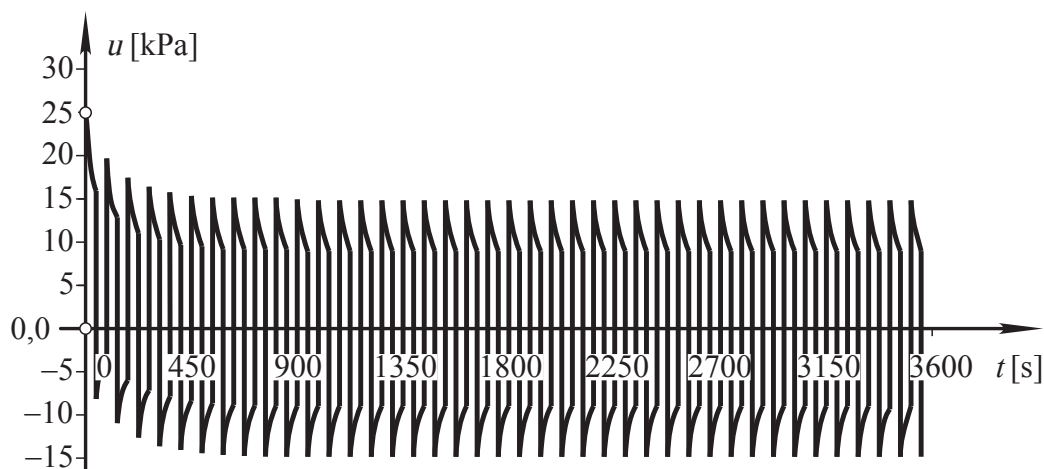
Ryc. 5.18. Schemat postępowania przy obliczaniu osiadania $s(t)$ przy obciążeniu prostokątnym zmiennym (Bednarek 2000)

Na rycinach 5.19 i 5.22 przedstawiono przykłady przebiegu zmian obciążenia wywołujące w warstwie konsolidowanej odpowiadający tym obciążeniom przebieg zmian ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu (ryc. 5.20 i 5.23) oraz zmian osiadania (ryc. 5.21 i 5.24). Z badań tych wynika (ryc. 5.21 i 5.24), że przy cyklicznym obciążeniu i odciążeniu łączne osiadanie trwale zwiększa się z każdym krokiem do momentu, aż nastąpi równowaga i ilość wody wyciśnięta filtracyjnie z wolnych przestrzeni w czasie $\Delta\tau$ jest taka sama jak ilość wody zassana filtracyjnie przez grunt w tym samym czasie na skutek odprężenia sprężystego. Niezależnie od tego pozostają problemy związane z badaniami współczynnika Poissona wykonanymi w Katedrze Geotechniki Politechniki Szczecińskiej, w szczególności przy obciążeniach cyklicznych. Uwzględnienie tego współczynnika w kierunku horyzontalnym prowadzi do zwiększenia obliczonych osiadań.

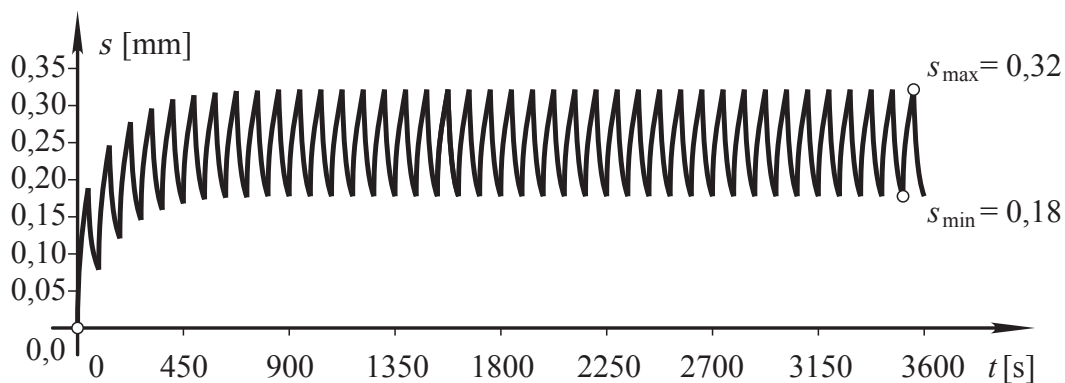
Cykliczne obciążenie lokalnie w jednej fazie wywołuje zmiany ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu typowe dla założonego schematu, globalnie cykliczne zmiany obciążenia wywołują ustabilizowane zmiany ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu. W modelu osiadanie wywołuje naprężenie efektywne, stąd również w miarę upływu czasu nastąpi ustabilizowana zmiana osiadania w zakresie $s_{\min}$, $s_{\max}$.



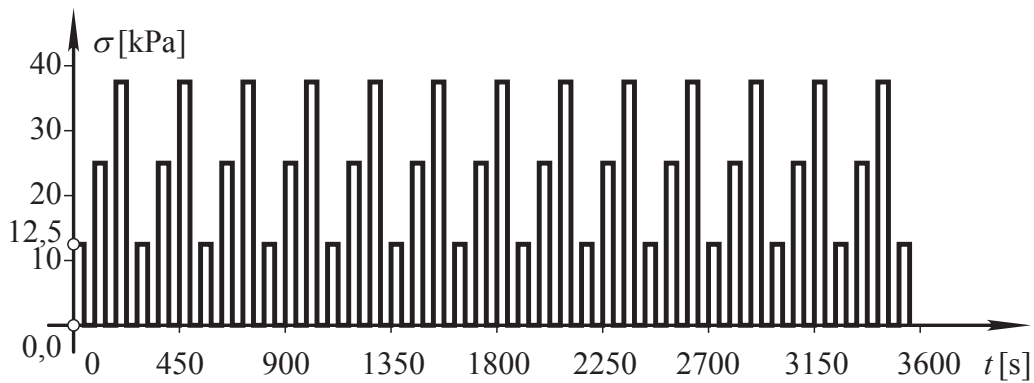
Ryc. 5.19. Obciążenie cyklicznie zmiennie o stałej różnicy zmian



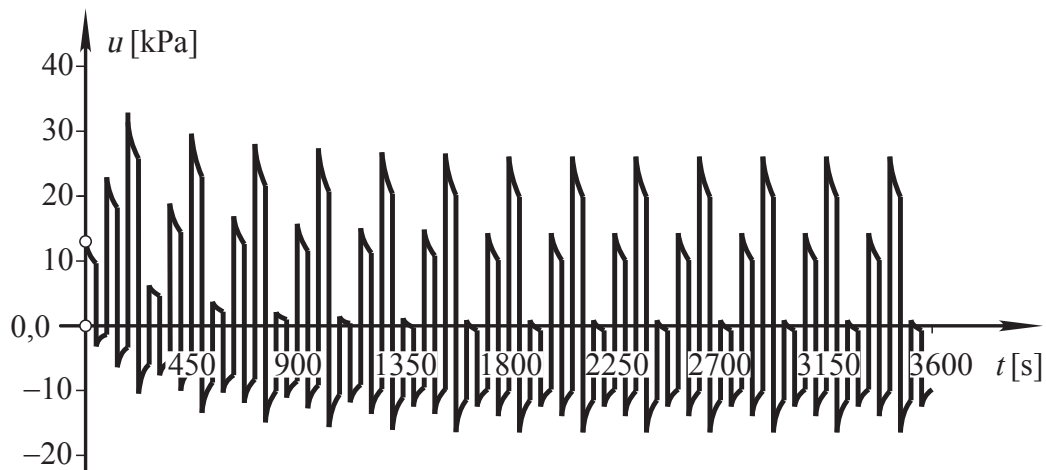
Ryc. 5.20. Zmiany ciśnienia wody wywołane obciążeniem cyklicznie zmiennym o stałej różnicy zmian



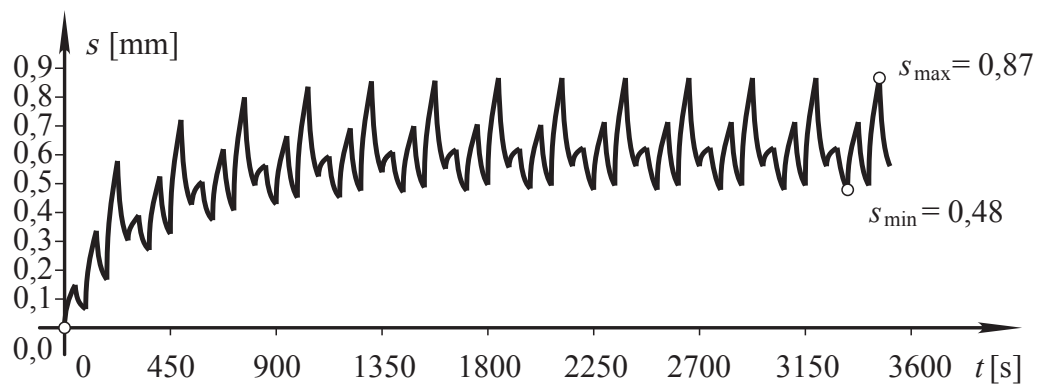
Ryc. 5.21. Osiadanie wywołane obciążeniem cyklicznie zmiennym o stałej różnicy zmian



Ryc. 5.22. Obciążenie cykliczne zmienne o trzech różnicach zmian obciążenia

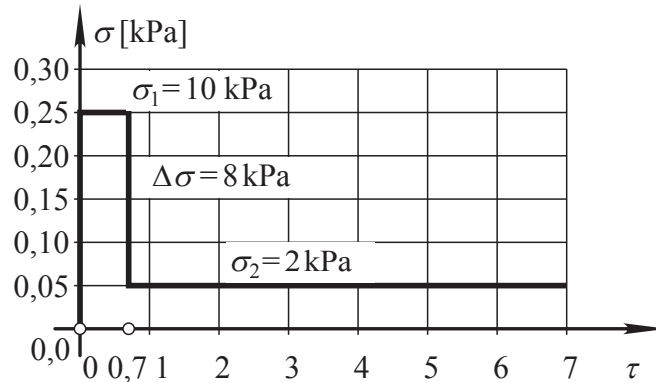


Ryc. 5.23. Zmiany ciśnienia wody wywołane obciążeniem cyklicznie zmiennym o trzech różnicach zmian obciążenia

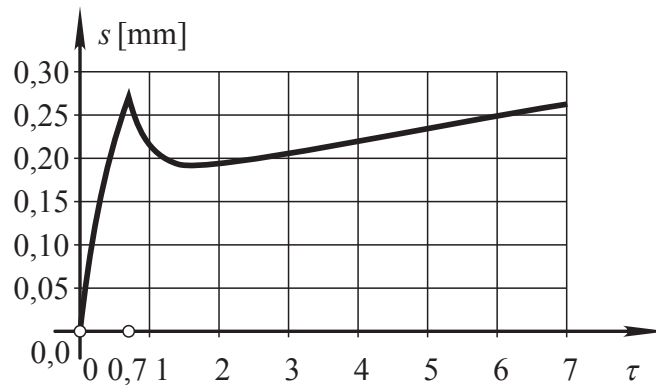


Ryc. 5.24. Osiadanie wywołane obciążeniem cyklicznie zmiennym o trzech różnicach zmian obciążenia

Charakterystycznym przebiegiem obciążenia warstwy konsolidowanej jest obciążenie pokazane na rycinie 5.25. Obciążenie natychmiastowe przyłożone do warstwy konsolidowanej w krótkim okresie zostaje zredukowane do wartości mniejszej niż 50 % wartości obciążenia początkowego. W sytuacji takiej obserwujemy charakterystyczny przebieg zmian osiadania powierzchni obciążonej warstwy konsolidowanej (Stopa i Meyer 1994; Bednarek 2000; Meyer i Bednarek 2001; Kopczyńska 2005). Po zdjęciu obciążenia następuje proces podnoszenia się, odpężania się warstwy konsolidowanej i po pewnym czasie ponowne jej osiadanie (ryc. 5.26).



Ryc. 5.25. Schemat obciążenia warstwy konsolidowanej

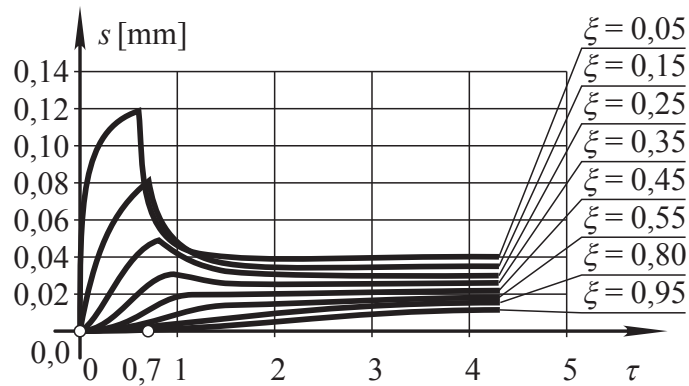


Ryc. 5.26. Przebieg osiadania powierzchni warstwy konsolidowanej

Dla schematu obciążenia na rycinie 5.25 można przedstawić przebieg zmian ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu na poszczególnych poziomach warstwy konsolidowanej zgodnie z modelem Terzagiego według schematu (ryc. 5.28) i równania (5.15) oraz przedstawić osiadanie poszczególnych warstw gruntu wywołane tymi zmianami ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach (ryc. 5.27).

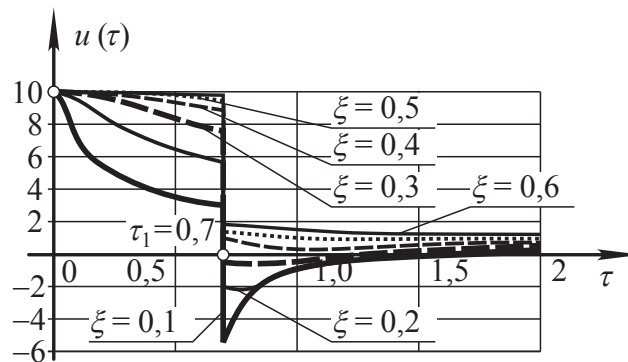
$$u(\tau, \xi) = \sigma_1 \cdot f(\tau, \xi) - \Delta\sigma \cdot f(\tau - \tau_1, \xi) \quad (5.15)$$

Przy takich zmianach obciążenia warstwy nawodnionej (ryc. 5.25) okazuje się, że na zmianę obciążenia przede wszystkim zareagują warstwy stropowe. Natomiast przy współczynniku filtracji na poziomie 10^{-6} m/s odprężenie gruntu wystąpi tylko w połowie warstwy konsolidowanej. Na rycinie 5.26 przedstawiono zachowanie powierzchni warstwy konsolidowanej do obciążenia według schematu jak na rycinie 5.25. Na rycinie 5.27 przedstawiono przebieg zmian osiadania na kolejnych poziomach warstwy konsolidowanej, a na rycinie 5.28 przedstawiono przebieg zmian ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu.



Ryc. 5.27. Osiadanie kolejnych warstw wydzielonych z warstwy konsolidowanej

Na rycinie 5.28 widać, że główne zmiany ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu występują w warstwach stropowych. Po zdjęciu części obciążenia następuje efekt podciśnienia. Wierzchnie części podłoża gruntowego zasysają wcześniej wypchniętą wodę. Należy tutaj zwrócić uwagę na fakt, że prezentowany model jest oparty na proporcjonalnych związkach między obciążeniem a odkształceniem i przepływ wody wewnątrz wolnych przestrzeni następuje zgodnie z prawem Darcy'ego.



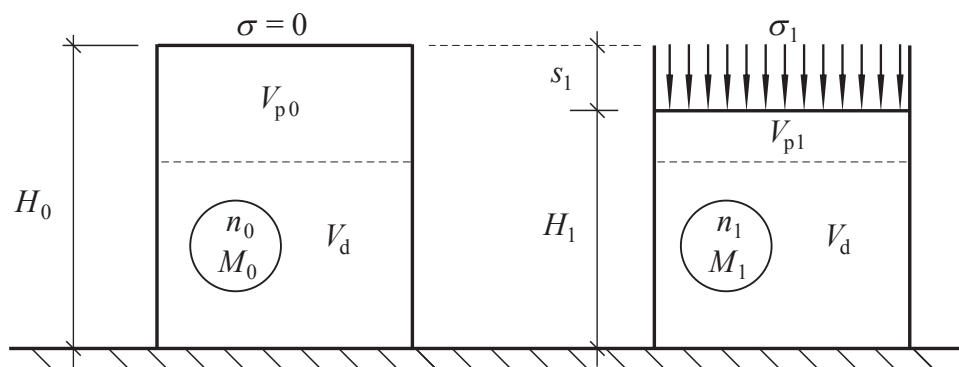
Ryc. 5.28. Zmiany ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu w warstwie konsolidowanej obciążonej według schematu z ryciny 5.25

Rozwiązanie oparte na natychmiastowych zmianach obciążenia pozwala uzyskać przebieg zmian ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu. W rozwiązaniu wykorzystano metodę superpozycji. Od zmian wywołanych obciążeniem 10 kPa odjęto po czasie $\tau = 0,7$ zmiany wywołane obciążeniem 8 kPa, w ten sposób po czasie $\tau = 0,7$ uzyskano wartość zmian wywołanych obciążeniem 2 kPa.

6

Zmiany parametrów podłoża organicznego w czasie

Opis konsolidacji gruntów organicznych oparto na rozwiązaniu uwzględniającym zmiany porowatości. Obciążona kolumna gruntu (ryc. 6.1) zmienia swoją wysokość wyłącznie dzięki zmianie objętości wolnych przestrzeni.



Ryc. 6.1. Schemat obciążonej kolumny gruntu, gdzie: V_d – objętość szkieletu, V_{p0} – początkowa objętość wolnych przestrzeni, V_{p1} – pozostała objętość wolnych przestrzeni po zadaniu obciążenia σ_1

Szybkość zmian zależy od prędkości odpływu wody wypełniającej wolne przestrzenie między szkieletem gruntowym. Jednocześnie zmiany porowatości powodują zmiany współczynnika filtracji oraz zmiany odległości między cząsteczkami szkieletu gruntowego, co powoduje zwiększanie się modułu ścisłości w miarę upływu czasu od momentu obciążenia gruntu.

Dlatego opis konsolidacji wymaga uwzględnienia zmian współczynnika filtracji oraz zmiany modułu ścisłości.

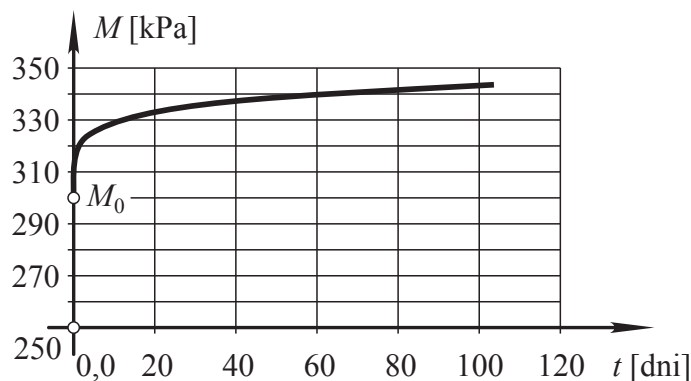
Przeważnie zależność między naprężeniem a odkształceniem w naukach inżynierskich ma postać liniową:

$$\sigma = M \cdot \varepsilon \quad (6.1)$$

W przypadku występowania ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach gruntu można ją zapisać w znanej postaci w naprężeniach efektywnych, którą zaproponował Terzaghi (1948):

$$\sigma - u = M \cdot \varepsilon \quad (6.2)$$

Rozwiązanie liniowe równań (6.1) i (6.2) nie ma zastosowania do gruntów ściśliwych, gruntów organicznych, nawet do małych obciążeń. Dla gruntów organicznych związek pomiędzy naprężeniem a odkształceniem musi być nieliniowy. Nieliniowość rozwiązania można uzyskać dzięki uzależnieniu modułu ściśliwości od osiadania. Wraz ze zwiększającym się osiadaniem będzie wzrastać wartość modułu ściśliwości. Zmiany modułu ściśliwości w czasie, które zależą od zmieniającego się osiadania w czasie, przedstawiono na rycinie 6.2.



Ryc. 6.2. Zależność modułu ściśliwości od zmiany osiadania w czasie

W przypadku gdy rozkład naprężenia w podłożu gruntowym jest wielkością stałą ($\sigma = \text{const}$), ciśnienie wody w wolnych przestrzeniach gruntu zależy od czasu t i głębokości z oraz modułu ściśliwości M , który można uzmiennić w funkcji osiadania próbki gruntu, czyli zmniejszania objętości wolnych przestrzeni:

$$M = M(s) \quad (6.3)$$

W gruntach organicznych możemy przyjąć opracowane przez Meyera (1988) oraz Meyera i Mrozińską (1992) rozwiązanie zmiany modułu ściśliwości – jako rozwiązanie nieliniowe, gdzie moduł ściśliwości zależny jest od zmian wskaźnika porowatości w potęgde κ w postaci:

$$M(s) = M_0 \left(\frac{e_0}{e(s)} \right)^\kappa \quad (6.4)$$

Wraz z upływem czasu następuje pod wpływem stałego obciążenia wzmacnianie podłoża, a wraz ze zmianą osiadania następuje zwiększenie modułu ścisłości. W tym wypadku od wartości początkowej $M_0 = 300 \text{ kPa}$, która jest przeciętną wartością modułu ścisłości nieskonsolidowanych torfów, które spotykamy na terenie Międzyodrza.

Przyjmując:

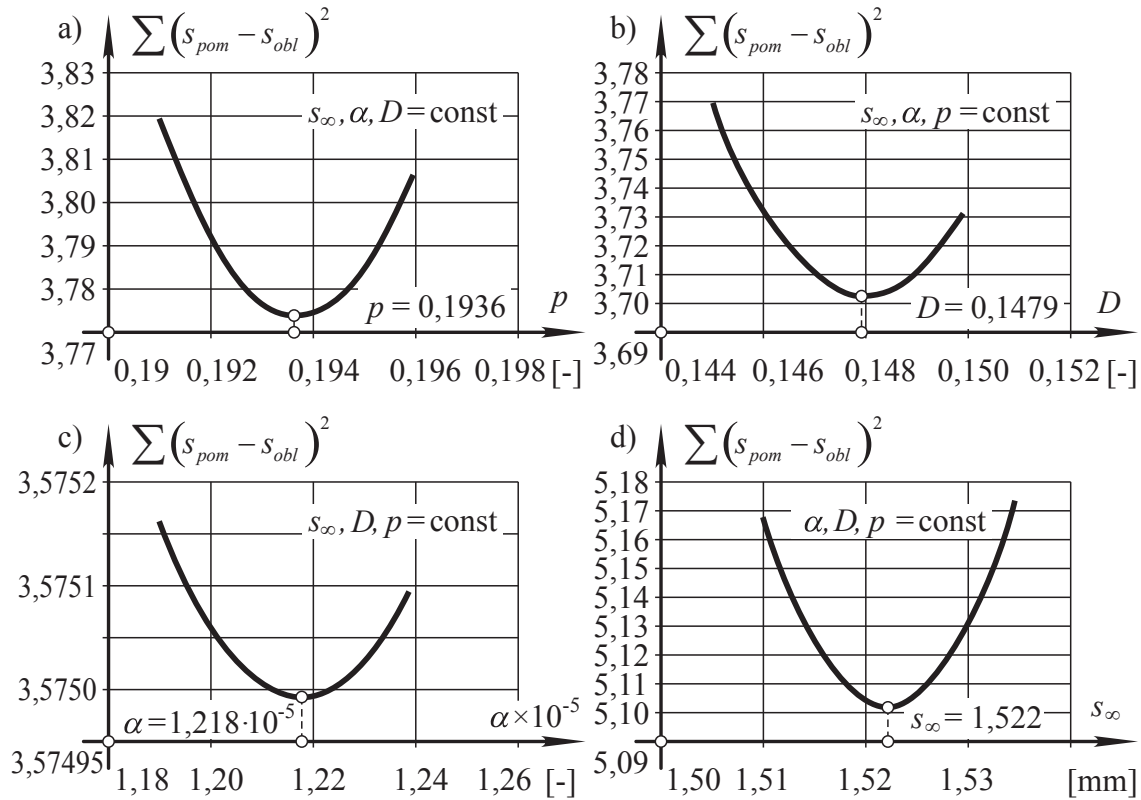
$$\frac{e_0}{e(s)} = \frac{V_{p0}}{V_{p1}} = \frac{V_{p0}}{V_{p0} - s \cdot A} \quad (6.5)$$

gdzie:

$$e = \frac{V_p}{V_d} \quad (6.6)$$

otrzymamy:

$$\frac{e_0}{e(s)} = \frac{n_0 \cdot V_0}{n_0 \cdot V_0 - s \cdot A} = \frac{1}{1 - \frac{s}{n_0 \cdot H_0}} \quad (6.7)$$

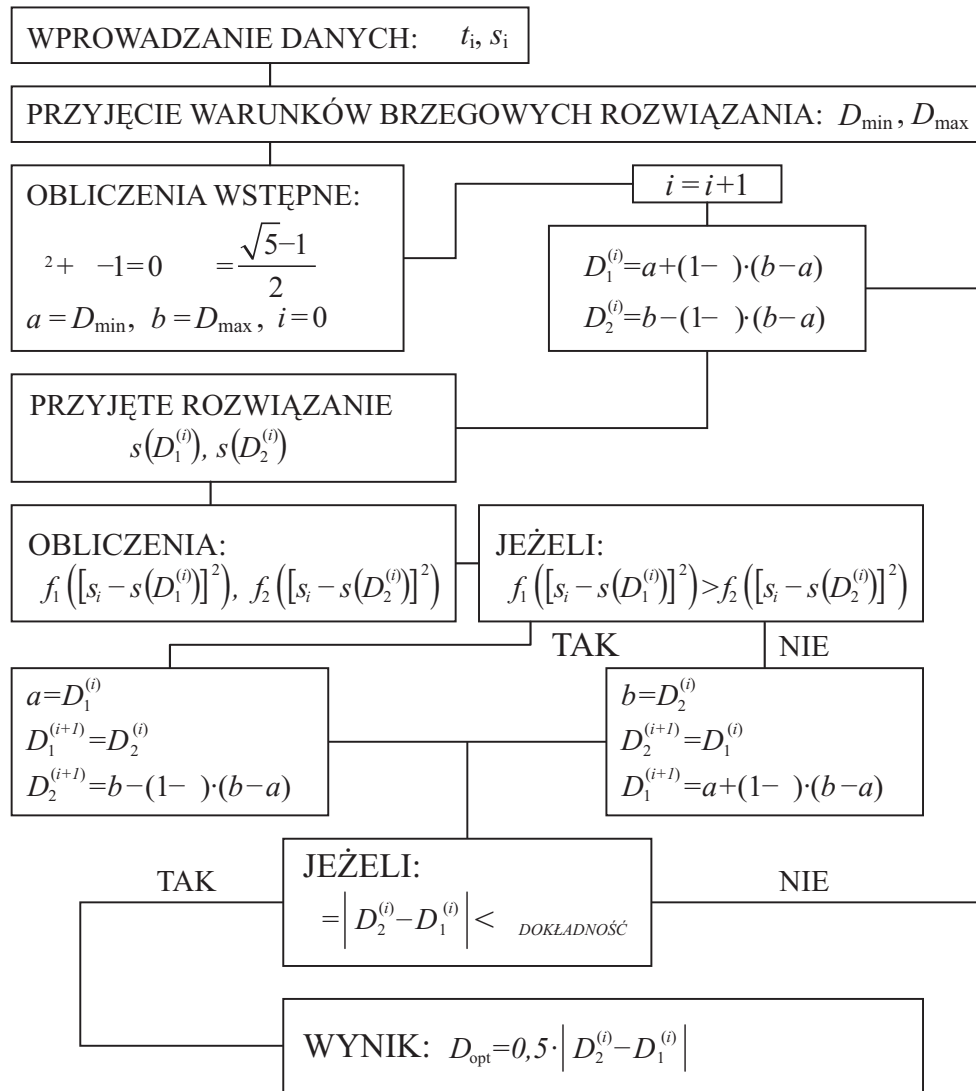


Ryc. 6.3. Minima funkcji, które pozwalają znaleźć do zależności (6.9) parametry s_{∞} , D , p , α danego przebiegu osiadania określone według schematu blokowego pokazanego na rycinie 6.4

W równaniu (6.4) możemy założyć, że wraz z głębokością zmienia się osiadanie, co można zapisać następująco:

$$M(s) = M_0 \cdot \left[1 - \frac{1}{n_0} \cdot \frac{\partial s}{\partial z} \right] \quad (6.8)$$

Warunkiem brzegowym w opisie konsolidacji gruntu organicznego będzie krzywa elementarna modelu reologicznego gruntu słabego Meyera. Rozwiązanie wymaga na początkowym etapie, aby dokonać pomiaru osiadania stropu warstwy gruntu. Pomierzone osiadanie pozwoli na identyfikację parametrów krzywej elementarnej. Schemat postępowania przy identyfikacji jednego z parametrów krzywej elementarnej przedstawiono na rycinie 6.4.



Ryc. 6.4. Schemat blokowy do identyfikacji parametrów modelu reologicznego gruntu słabego Meyera na przykładzie parametru D

Identyfikację parametrów równania krzywej elementarnej oparto na odnalezieniu minimum funkcji (6.9).

$$f(s_\infty, D, p, \alpha) = \sum [s_{pom}(t_i) - s_{obl}(t_i)]^2 \quad (6.9)$$

Funkcją (6.9) do identyfikacji parametrów jest suma różnic kwadratów wartości pomierzonych i obliczonych dla wszystkich punktów i wyznaczonych w czasie pomiaru t_i . Metoda najmniejszych kwadratów pozwala na uzyskanie jednoznacznego rozwiązania równania (6.9) w zbiorze pomiarów osiadań. Przykładowe uzyskiwane minima sum kwadratów wartości pomierzonych i obliczonych przedstawiono na rycinie 6.3 wszystkich czterech parametrów krzywej elementarnej. W obliczeniach identyfikacji parametrów krzywej elementarnej posłużono się dwiema metodami: metodą Johnsona opartą na liczbach Fibonacciego i metodą złotego podziału. Przedziały, w których poszukiwano parametru w celu jego znalezienia, zmniejszane są za każdym krokiem o wartość $\tau = 0,5 \cdot (\sqrt{5} - 1)$, która odpowiada stosunkowi boków prostokąta, zwanego przez starożytnych Greków złotym. Kolejne parametry na kolejnych etapach ustalane są przy założeniu, że trzy pozostałe parametry są stałe. Powstaje w ten sposób czterowymiarowa przestrzeń, w której jednoznacznie określić można minimum funkcji (6.9), które do analizowanego przebiegu wskazuje cztery parametry krzywej elementarnej.

7

Badania laboratoryjne zmian ciśnienia wody w gruncie

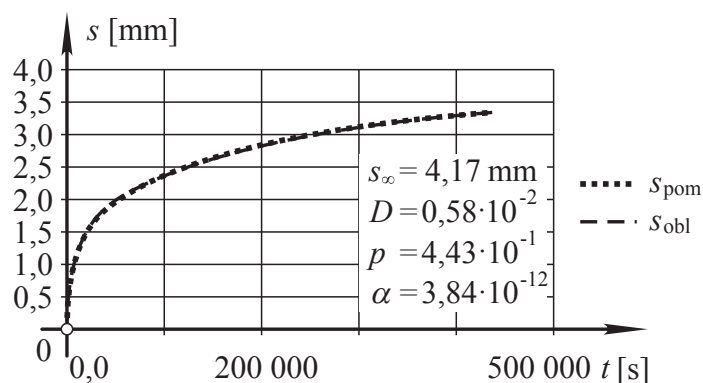
Po opisaniu krzywej elementarnej przez Meyera w 1986 r. (Meyer 1988), pierwsze weryfikacje przeprowadzono w warunkach laboratoryjnych w edometrze na Politechnice Szczecińskiej (Meyer i Mrozińska 1992). Na etapie weryfikacji krzywej elementarnej badania wielu prób gruntu organicznego pobranych z okolic Szczecina prowadzone były wielokrotnie w laboratorium Katedry Geotechniki ZUT w Szczecinie. Do weryfikacji w terenie wykorzystano wyniki osiadania przypory wykonanej z ubocznych produktów spalania na terenie Elektrowni Pomorzany w Szczecinie (Meyer i in. 2009). Matematyczny opis krzywej elementarnej oraz dobór parametrów wielokrotnie potwierdzono badaniami w terenie i w laboratorium.

Na etapie weryfikacji osiadania próbek gruntu w aparacie trójosiowego ściskania badania przeprowadzono w laboratorium Katedry Geoinżynierii w Szkole Głównej Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie podczas stażu naukowego. Dzięki uprzejmości i pomocy pracowników Katedry Geoinżynierii uzyskano pierwsze wyniki z aparatu trójosiowego ściskania do weryfikacji opisywanego modelu. Zdobyte wówczas pierwsze doświadczenia w pracy przy aparatach trójosiowego ściskania wykorzystano później w laboratorium Katedry Geotechniki Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego w Szczecinie. Próbki gruntu organicznego do badań pobrano z okolic Szczecina i odpowiednio zabezpieczone przewieziono w plastikowych gilzach do laboratorium w Warszawie.



Ryc. 7.1. Badania prowadzone na próbkach gruntu organicznego w aparacie trójosiowego ściskania w SGGW (fot. autor)

Na rycinie 7.1 przedstawiono zmodernizowany aparat trójosiowego ściskania, na którym prowadzono badania. Uzyskane wyniki umożliwiły wyznaczenie parametrów krzywej elementarnej. Na rycinie 7.2 zamieszczono pomierzone i obliczone wyniki. Pozwoliło to na weryfikację modelu reologicznego w kolejnym układzie w zależności naprężenie–odkształcenie próbek gruntu poddanych stałemu obciążeniu z możliwością rozszerzania się na boki.



Ryc. 7.2. Opis przebiegu osiadania pomierzonego i obliczonego dla gruntu organicznego obciążonego z 50 kPa do 85 kPa

W warunkach laboratoryjnych w aparacie trójosiowego ściskania występują inne zależności między naprężeniem i odkształceniem niż w aparatach badawczych, gdzie występuje nieodkształcalny pierścień. Naprężenie na ściankach edometru zależy od wartości osiadania oraz od cech podłoża gruntowego. W budownictwie stosowanym rozwiązaniem jest przyjęcie

teorii sprężystości, wówczas zależność między naprężeniem a odkształceniem będzie przybierać następujące rozwiązanie (7.2). W edometrze mamy do czynienia z jednoosiowym stanem odkształcenia:

$$\varepsilon_z \neq 0, \quad \varepsilon_x = 0, \quad \varepsilon_y = 0 \quad (7.1)$$

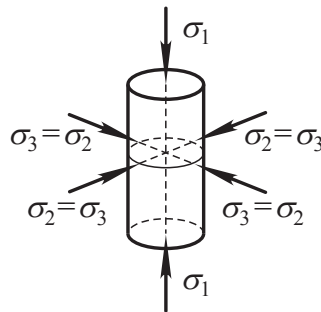
Składowa pionowa naprężenia zgodnie z teorią sprężystości wyniesie:

$$\sigma_z = \varepsilon_z \cdot E \frac{1 - \nu}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)} \quad (7.2)$$

Mimo że odkształceń poziomych nie będzie, pojawi się naprężenie poziome:

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_z = \varepsilon_z \cdot E \frac{\nu}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)} \quad (7.3)$$

Z równania (7.2) i (7.3) wynika, że każda zmiana odkształcenia próbki gruntu w edometrze będzie wywoływać różniące się wartości składowych pionowego σ_z i poziomego σ_x , σ_y naprężenia. W aparacie trójosiowego ściskania ze względu na pracę próbki w ośrodku nieściśliwym (przyjmujemy w rozwiązaniu, że woda jest nieściśliwa), która nie przenosi składowych ścinających naprężenia na granicy: próbka gruntu – ośrodek nieściśliwy, możemy utrzymać dowolny stan naprężenia działający na próbkę. Poddana obciążeniu próbka gruntu w takich warunkach odkształca się zgodnie z cechami własnymi. Odkształcenie może być wywoływane przez stałe naprężenie, a ponieważ nie działają siły ścinające na granicy próbka–woda (woda jako czynnik obciążający stosowany w aparacie trójosiowego ściskania), będą to główne składowe naprężenia (ryc. 7.3).



Ryc. 7.3. Obciążenie realizowane na próbce walcowej w aparacie trójosiowego ściskania

Płaski stan naprężenia występuje, gdy:

$$\sigma_1 \neq 0, \quad \sigma_2 \neq 0, \quad \sigma_3 = 0 \quad (7.4)$$

W trójosiowym stanie naprężenia wystąpią trzy wartości składowych głównych naprężenia. W przypadku gdy dwie składowe naprężenia są jednakowe, zadanie takie można sprowadzić do dwuwymiarowego.

$$\sigma_1 \neq 0, \quad \sigma_2 = \sigma_3 \neq 0 \quad (7.5)$$

Wówczas odkształcenia w kierunku pionowym zgodnie z teorią sprężystości opiszemy zależnością:

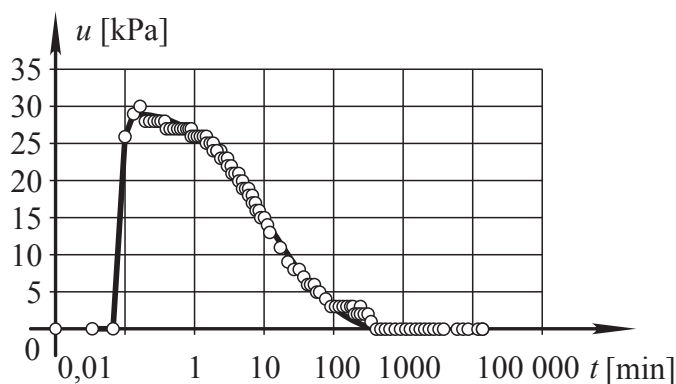
$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_1 - \nu\sigma_3) \quad (7.6)$$

A w kierunku poziomym związkiem:

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_3 - \nu\sigma_1) \quad (7.7)$$

Na rycinach 7.2 i 7.5 przedstawiono, jak zmienia się wysokość próbki pod wpływem obciążenia σ_1 , σ_3 . Zmiana ta wynika z konsolidacji filtracyjnej i strukturalnej próbki, a powstające w czasie odkształcenie pionowe można opisać równaniem krzywej elementarnej. Podczas konsolidacji próbka gruntu zmienia zarówno wymiary pionowe, jak i poziome. Proporcje tych zmian zależne są od zadanego obciążenia w komorze ciśnień σ_3 i od obciążenia przekazywanego na próbkę $\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma$ oraz od cech badanej próbki. W wyniku przekroczenia wartości wytrzymałości w gruntach organicznych następuje zmniejszanie wymiaru pionowego (wysokości próbki), a w części środkowej zwiększanie wymiaru próbki. W badaniu edometrycznym próbki gruntu wykazują znacznie większą odporność na obciążenie w porównaniu z próbkami umieszczonymi w aparacie trójosiowego ściskania w zakresie obciążeń nieprzekraczających 70 kPa. Zauważono, że odwzorowanie przebiegu osiadania krzywą elementarną do osiadań rejestrowanych w aparacie trójosiowym jest wierniejsze (ryc. 7.5). Wykres przebiegu osiadania próbki gruntu w edometrze ma ostrzejszy charakter w części początkowej, którego nie mają przebiegi osiadań próbek gruntu z aparatu trójosiowego ściskania.

Teoretycznie w momencie zadania obciążenia natychmiastowego na w pełni nasyconej próbce gruntu powinniśmy otrzymać wzrost ciśnienia równy przyłożonemu obciążeniu. Najczęściej na pierwszym etapie obciążenia, tak jak pokazano to na rycinie 7.4, nie uzyskuje się takiego efektu. W przypadku gdy próbka gruntu nie jest do końca wypełniona wodą, w wolnych przestrzeniach można zaobserwować taki przebieg wzrostu ciśnienia. Szkielet gruntowy o pewnej sprężystości poddaje się zadanemu obciążeniu, zmniejszając wolne przestrzenie wypełnione powietrzem (gazem) i wodą. Zanim nastąpi pełne pozbycie się powietrza w części wolnych przestrzeni wypełnionych wodą uruchamiany jest już proces filtracji. Dopiero w pewnym momencie przepływająca woda teoretycznie w 100 % wypełnia wolne przestrzenie i następuje przebieg zmian ciśnienia i odkształcenia typowy, jak w dwufazowej próbce gruntu. Zanim nastąpi odpływ wody poza próbkę, jak w próbce nasyconej w 100 % wodą, część wody już zdążyła odpłynąć, a zmobilizowany szkielet gruntowy przejął część obciążenia. Dlatego często przyrost ciśnienia do wartości przyłożonego obciążenia zewnętrznego nie ujawnia się w badaniach próbek gruntu, gdzie teoretycznie zgodnie z założeniami Terzagiego w chwili przyłożenia obciążenia, obciążenie powinno wywołać przyrost ciśnienia odpowiadający przyłożonemu obciążeniu, co jest możliwe tylko w próbkach w 100 % nasyconych wodą.



Ryc. 7.4. Wyniki badań ciśnienia wody próbki gruntu organicznego obciążonej obciążeniem 50 kPa (pierwsza faza obciążenia, teoretycznie próbka nasyconą w 100 %)

W gruntach całkowicie nasyconych wodą niecały przyrost obciążenia zewnętrznego przekazywany jest na wodę w wolnych przestrzeniach gruntu (Ewertowska-Madej 1973; Ewertowska-Madej i Madej 1976). W gruntach całkowicie nasyconych wodą wartość parametru B zależy od struktury gruntu, która z kolei jest funkcją historii obciążenia, stopnia rozkładu, przerobienia (zniszczenia naturalnej struktury) gruntu (Lee i in. 1969; Ewertowska-Madej i Madej 1976). Wzajemne ułożenie cząstek i sił działających między nimi będzie decydowało o rozkładzie obciążenia zewnętrznego na szkielet gruntowy i wodę wypełniającą wolne przestrzenie (Ewertowska-Madej 1973). W przypadku większych wartości obciążenia obserwujemy większy przyrost ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach. Im większe było przyłożone obciążenie, tym większa była ilość kontaktów między cząsteczkami i tym większe obciążenie może przenieść szkielet gruntu. Ta ilość kontaktów międzycząsteczkowych decyduje o rozkładzie obciążenia zewnętrznego na szkielet gruntowy i wodę wypełniającą wolne przestrzenie (Ewertowska-Madej i Madej 1974).

Najczęściej stosowanym równaniem do określania zmian ciśnienia w wolnych przestrzeniach między szkieletem gruntowym w zależności od zmian największego i najmniejszego naprężenia głównego jest wzór Skempton:

$$\Delta u = B \cdot [\Delta \sigma_3 + A \cdot (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad (7.8)$$

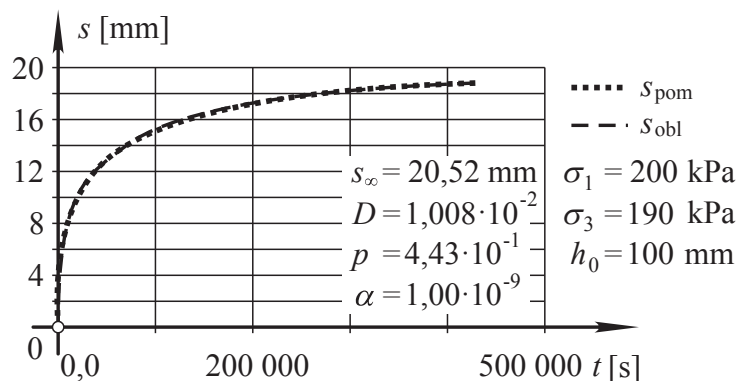
Jeżeli wszystkie przyrosty składowych głównych naprężeń są sobie równe, otrzymamy równanie, w którym parametr B opisuje ciśnienie w wolnych przestrzeniach gruntu i jest stosunkiem przyrostu ciśnienia w wolnych przestrzeniach do izotropowego przyrostu ciśnienia działającego na grunt. Równanie (7.8) jest obecnie jedną z metod kontroli nasycenia próbek badanych w aparacie trójosiowego ściskania (Stopa 1987).

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (7.9)$$

Na kolejnym etapie badań, znając problem, tak przygotowano próbki przed badaniem, aby uniknąć pojawiającego się na pierwszym etapie braku odpowiedniego przyrostu ciśnienia wody w wolnych przestrzeniach. W tym celu po przeprowadzonym nasączeniu próbki zamknięto możliwość odpływu wody z próbki i poddano próbkę izotropowemu ścisnaniu. W aparacie trójosiowego ścisnania próbka jest odizolowana od czynników zewnętrznych gumowym płaszczem, który pozwala dodatkowo zamknąć wolne przestrzenie i możliwość odpływu wody. W efekcie ściśliwe powietrze zostało ściśnięte i zgodnie z prawem Henry’ego częściowo rozpuszczone w wodzie.

Następnie prowadzono właściwe badanie przy obciążeniu anizotropowym z możliwością odpływu wody. W efekcie można zaobserwować przebieg typowego zachowania próbki gruntu pod obciążeniem w dwuwymiarowym stanie naprężenia i zmiany ciśnienia wody pod wpływem zadanego obciążenia.

Na rycinie 7.5 przedstawiono wyniki pomiarów i obliczeń do przebiegu osiadania próbki gruntu w aparacie trójosiowego ścisnania. Badania przeprowadzono w Laboratorium Mechaniki Gruntów i Fundamentowania Katedry Geotechniki Wydziału Budownictwa i Architektury Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego w Szczecinie.



Ryc. 7.5. Wyniki przebiegu osiadania do próbki gruntu organicznego w aparacie trójosiowego ścisnania

Badania na każdym etapie tak planowano, aby nie przekraczać obwiedni granicznych kół Mohra (Parry 1995). Wytrzymałość gruntu organicznego na ścinanie szeroko omówiono w pracach Ewertowskiej-Madej i Madeja (1976), Lechowicza i Szymańskiego (2002) oraz innych.

8

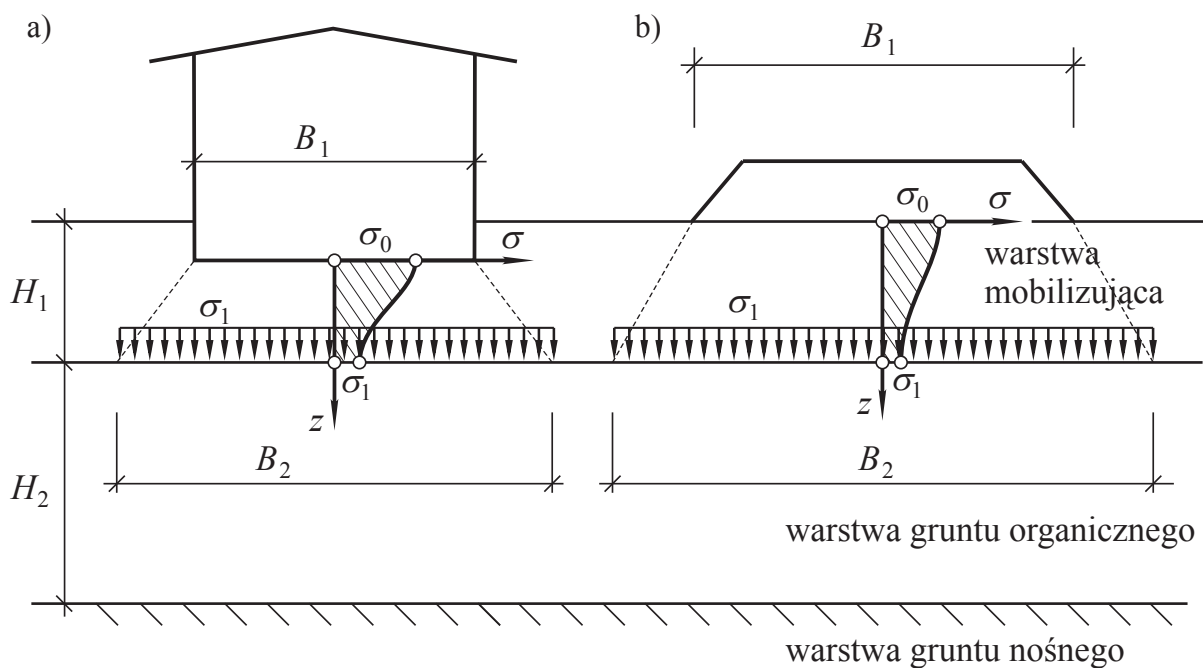
Praktyczne zastosowanie empirycznego modelu podłoża organicznego

8.1. Perspektywy zagospodarowania terenów z gruntami organicznymi

Zagadnienie modelowania zachowania gruntu organicznego pod obciążeniem jest ważnym elementem projektowania obiektów na terenach zalewowych, rozlewiskach oraz wszędzie tam, gdzie występują grunty organiczne. Duże obszary zabagnień, miększe warstwy gruntów organicznych wpływają na aspekt ekonomiczny budowanych obiektów na tych terenach. W wielu przypadkach nie ma innego rozwiązania jak posadowienie budowli na terenach, gdzie w układzie warstw występują grunty organiczne. Pominięcie warstwy słabej zbudowanej z gruntów organicznych wymaga projektowania pośredniego posadowienia obiektów, które wiąże się z dużymi nakładami finansowymi. W przypadku obiektów o niedużej powierzchni można ekonomicznie uzasadnić wykonanie posadowienia na palach, kolumnach, studniach, kesonach, szczególnie gdy obciążenia od konstrukcji są bardzo duże. W sytuacji mniejszych obciążeń lub obiektów liniowych, zajmujących w przestrzeni dużą powierzchnię, trzeba rozważyć możliwość posadowienia bezpośredniego poprzez warstwę o lepszych parametrach geotechnicznych od parametrów warstwy gruntu organicznego. Zgodnie z prawem zanikania naprężenia w ośrodku rozdrobnionym możemy z wykorzystaniem warstwy wierzchniej obciążyć grunty organiczne znacznie mniejszym obciążeniem na większej powierzchni. Duże naprężenie kontaktowe od konstrukcji przekazywane będzie na warstwę mobilizującą do pracy grunty organiczne. Za-

chowanie warstwy mobilizującej grunty organiczne do pracy należy przewidzieć już na etapie projektowania. Do modelowania zachowania można wykorzystać opisane w rozdziałach 3 i 4 wybrane zagadnienia opisu zachowania gruntu organicznego pod obciążeniem. Następnie na etapie wznoszenia właściwej konstrukcji potrzebne jest opisanie zachowania gruntu organicznego obciążonego warstwą mobilizującą i obciążeniem od konstrukcji. Obecnie krótkie okresy między podjęciem decyzji o budowaniu obiektów a czasem ich realizacji i użytkowania powodują, że opis zachowania gruntu słabego pod obciążeniem nabiera bardzo dużego znaczenia.

Racjonalne podejście do wykorzystania terenów zabagnionych i przekształcenia ich w tereny uprzemysłowione wymaga wieloletniego perspektywicznego działania. Przykładem takiego działania było tworzenie pól refulacyjnych na Międzyodrzu. Tereny znajdujące się praktycznie w centrum Szczecina są przeznaczone na uprzemysłowienie i w kilku miejscach były poddane takiemu wstępnemu obciążeniu warstwą, która zmobilizowała do pracy grunty organiczne. W efekcie po wielu latach na tereny te można było wjechać ciężkim sprzętem i podjąć dalsze prace nad przystosowaniem ich do użytkowania. Mimo iż warstwa mobilizująca zaczyna poprawiać parametry gruntów słabych od samego początku jej ułożenia, potrzebny jest czas, aby uzyskać na tyle dobre właściwości podłoża gruntowego, żeby bezpiecznie można było posadawiać na tym terenie obiekty budowlane, zarówno budowle ziemne, jak i konstrukcje żelbetowe czy stalowe.

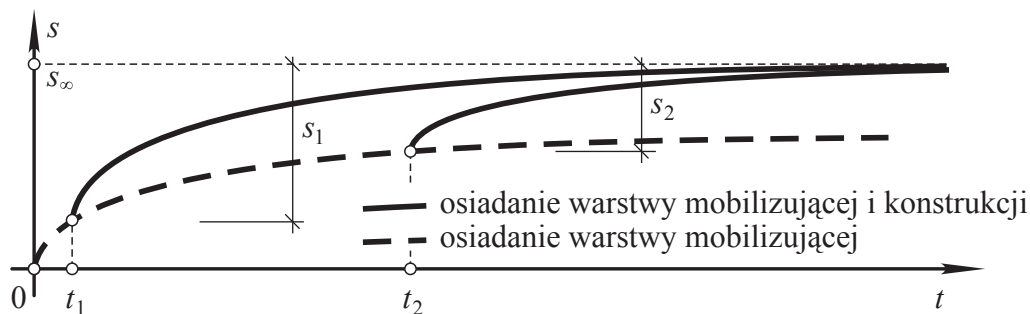


Ryc. 8.1. Idea posadowienia obiektów budowlanych na warstwie słabej z wykorzystaniem warstwy mobilizującej: a) konstrukcje inżynierskie, b) budowle ziemne

Na rycinie 8.1 przedstawiono stosowany przez wiele lat sposób posadowienia obiektów na gruntach słabych z wykorzystaniem warstwy mobilizującej o dobrych parametrach geotechnicznych. Naprężenie kontaktowe σ_0 można bezpiecznie przekazać wówczas na warstwę mobilizującą, w której na głębokości H_1 nastąpi redukcja naprężenia do wartości σ_1 . Miąższość warstwy H_1 powinna być tak dobrana, aby redukcja naprężenia pozwoliła na obciążenie warstwy słabej. Postępowanie takie jest możliwe jednak przy odpowiednio wcześniej przygotowanej warstwie mobilizującej, czasami z kilkuletnim lub nawet kilkunastoletnim wyprzedzeniem.

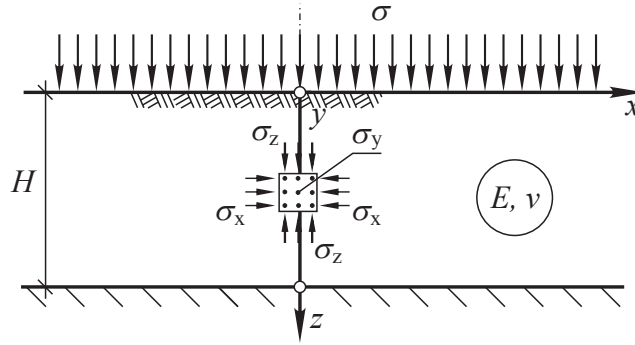
8.2. Dobór warstwy mobilizującej

Podstawowym zagadnieniem, jakie wymaga oceny, jest obliczenie maksymalnego osiadania zarówno warstwy mobilizującej, jak i później osiadania od obciążenia końcowego (projektowanego). Im później dodamy obciążenie dodatkowe, tym po pierwsze właściwości gruntu słabego będą lepsze, po drugie suma osiadań: od warstwy mobilizującej i później od postawionego obiektu będzie mniejsza. Na rycinie 8.2 przedstawiono, jak zbyt wczesne obciążenie warstwy mobilizującej obciążeniem dodatkowym wpływa na przyrost osiadania. Duże osiadanie s_1 obiektu budowlanego jest powodem zbyt wczesnego obciążenia tym obiektem osiadającej warstwy mobilizującej warstwę słabą. W przypadku przyjęcia odpowiedniego czasu t_2 można uzyskać znaczną redukcję osiadań na gruntach organicznych.



Ryc. 8.2. Wpływ czasu rozpoczęcia budowy obiektu na warstwie mobilizującej na wartość osiadania

Na etapie podejmowania decyzji o wykorzystaniu warstwy mobilizującej lub na etapie przygotowania warstwy mobilizującej należy ocenić możliwości podłoża słabego do przejęcia obciążenia. Zbyt duże obciążenie lub zbyt słabe parametry wytrzymałościowe gruntu słabego mogą doprowadzić do utraty nośności tej warstwy. Przekroczenie składowych ścinających naprężenia prowadzi do niekontrolowanego przemieszczania się gruntu spod miejsca obciążenia. W celu zobrazowania problemu można wstępnie do opisu zachowania gruntu pod obciążeniem przyjąć model liniowy (ryc. 8.3) oparty na teorii Hooke'a:



Ryc. 8.3. Model liniowy podłoża gruntowego o właściwościach sprężystych

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_z + \sigma_y)] \quad (8.1)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_z + \sigma_x)] \quad (8.2)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (8.3)$$

Jeżeli założymy stały moduł ściśliwości E i stały współczynnik Poissona ν oraz symetrię w kierunku pionowym, to otrzymamy:

$$\varepsilon_h = \frac{1}{E} [\sigma_h - \nu(\sigma_z + \sigma_h)] \quad (8.4)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - 2\nu\sigma_h] \quad (8.5)$$

Pozwala to na wyznaczenie zależności między składową poziomą naprężenia i składową pionową naprężenia przez wprowadzenie parametru α w postaci:

$$\sigma_h = \alpha \cdot \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_z \quad (8.6)$$

Wtedy odkształcenie poziome będzie miało następującą postać:

$$\varepsilon_h = \nu(\alpha - 1) \frac{\sigma_z}{E} \quad (8.7)$$

Podstawowym założeniem przy formowaniu warstwy mobilizującej jest nieprzekraczanie stanu granicznego według na przykład kryterium Coulomba–Mohra:

$$\sigma_h < \tau = \sigma_z \cdot \tan \phi + c \quad (8.8)$$

Wynika stąd, że w stanie granicznym powinien być spełniony warunek:

$$\sigma_h = \sigma_z \cdot \tan \phi + c \quad (8.9)$$

W tym przypadku po podstawieniu mamy warunek określający wartość parametru α w stanie granicznym:

$$\alpha_{gr} = \frac{1 - \nu}{\nu} \left(\operatorname{tg} \phi + \frac{c}{\sigma_z} \right) \quad (8.10)$$

Przyjmując przeciętne dane dla gruntów organicznych: $\nu = 0,43$, $\phi = 5^\circ$, $c = 10 \text{ kPa}$, $\sigma_z = 20 \text{ kPa}$, można wyznaczyć graniczną wartość α_{gr} :

$$\alpha_{gr} = \frac{1 - 0,43}{0,43} \left(\operatorname{tg} 5^\circ + \frac{10}{20} \right) = 0,78 \quad (8.11)$$

Przy wartości parametru granicznego α_{gr} można wyznaczyć odkształcenie poziome:

$$\varepsilon_h(\alpha_{gr}) = \nu \left[\frac{1 - \nu}{\nu} \left(\operatorname{tg} \phi + \frac{c}{\sigma_z} \right) - 1 \right] \frac{\sigma_z}{E} \quad (8.12)$$

W przypadku gdy nie dopuszczamy przemieszczenia poziomego, musimy przyjąć, że odkształcenie poziome będzie równe zero. Wówczas możemy wyznaczyć minimalną wartość spójności według równania:

$$c \geq \left(\frac{\nu}{1 - \nu} - \operatorname{tg} \phi \right) \cdot \sigma_z = \left(\frac{0,43}{1 - 0,43} - \operatorname{tg} 5^\circ \right) \cdot 20 = 13 \text{ kPa} \quad (8.13)$$

Przejęcie obciążenia warstwy słabej gruntu organicznego obciążeniem wynikającym z warstwy mobilizującej o miąższości około 1 m wymaga, aby grunt organiczny miał minimalną wartość spójności c większą niż 13 kPa i kąt tarcia wewnętrznego większy od 5° . Po etapie wykonania warstwy mobilizującej można przeprowadzić obliczenia zachowania gruntu pod obciążeniem. W pierwszej kolejności należy wyznaczyć na podstawie obserwacji przebiegu konsolidacji (zmian wysokości warstwy w czasie) parametry osiadania końcowego z modelu Meyera. Równolegle w laboratorium można przeprowadzić badania gruntu pod obciążeniem w edometrze, które pozwolą na prognozowania modułów ścisłości i zmian porowatości. Należy podkreślić, że uzyskanie poprawy parametrów gruntów organicznych na dużym obszarze przy zastosowaniu warstwy mobilizującej pracę gruntu organicznego jest najtańszą metodą. Kolejnym krokiem przy projektowaniu warstwy mobilizującej jest uwzględnienie jej sztywności i potwierdzenie wpływu sztywności na redukcję osiadania w środkowej części względem części skrajnych nasypu (warstwy mobilizującej).

8.3. Zastosowanie modelu w praktyce

Przykładami zastosowania modelu konsolidacji gruntu organicznego w skali naturalnej są:

- przypora przyskarpowa na terenie Elektrowni Pomorzany w Szczecinie,
- obszar z warstwą mobilizującą w Radziszewie,

- obszar Skolwina przeciążony warstwą mobilizującą,
- tereny portowe Zarządu Morskich Portów Szczecin i Świnoujście SA częściowo wzmocnione warstwą mobilizującą.

Próbki do analizy zachowania gruntu organicznego w warunkach laboratoryjnych pobrano z:

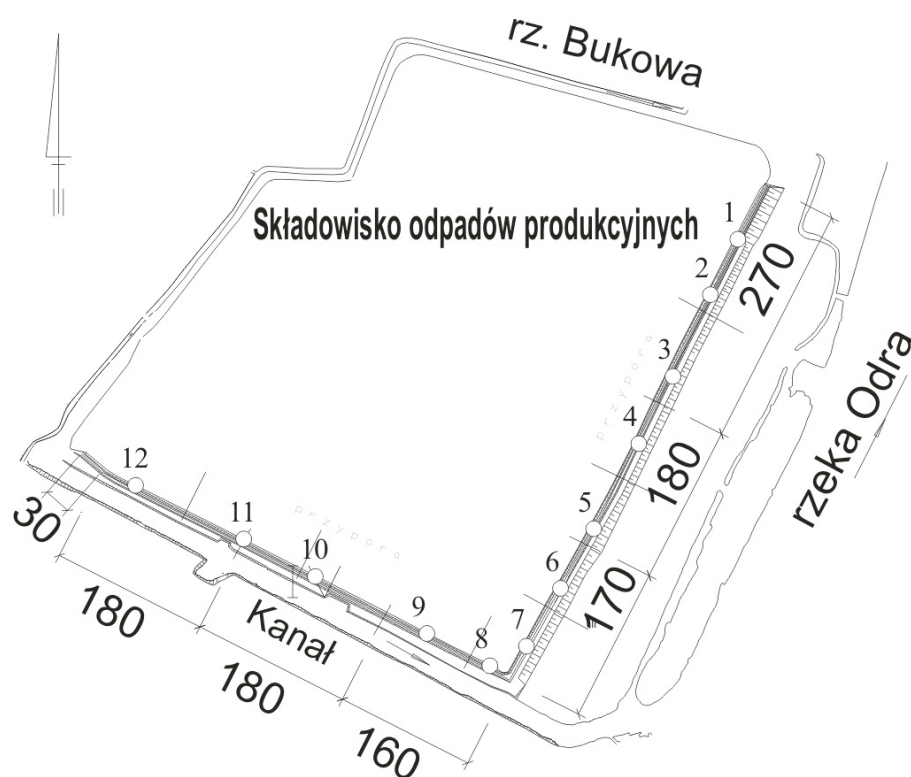
- Międzyodrza – tereny Zarządu Morskich Portów Szczecin i Świnoujście SA, tereny elektrowni Szczecin Pomorzany i Dolna Odra,
- terenów przy rzekach Inie i Redze – okolice Gryfic, Trzebiatowa, Witkowa i Goleniowa,
- okolic Elbląga.

W każdym z tych warunków do analizy wykorzystano model Meyera, który pozwolił na podstawie obserwacji wyznaczyć przebieg konsolidacji, aż do uzyskania końcowych osiadań gruntu organicznego w tych warunkach. Modelowanie zachowania gruntu pod obciążeniem na podstawie parametrów wytrzymałościowych wymaga przygotowania krzywych ściśliwości zależności obciążenia od zmian wysokości warstwy obciążonej. Wówczas krzywa konsolidacji na każdym etapie obciążenia wymaga uzyskania stabilizacji, żeby można było przejść do kolejnego etapu obciążenia i uzyskania odpowiednich danych do krzywej ściśliwości. W przypadku ciągłego wzrostu obciążenia należy tak dobrać prędkość przyrostu obciążenia, aby nie mobilizować wody uwieszonej w wolnych przestrzeniach gruntu. Dzięki wykorzystaniu modelowania zachowania gruntu czas potrzebny na uzyskanie stabilizacji można znacząco skrócić, ponieważ po wielokrotnej weryfikacji z dużą dokładnością można ustalić wartość osiadania, na którym przy danym obciążeniu próbka będzie stabilizowała się. W ten sposób każdy następny etap można rozpocząć bez konieczności końcowej obserwacji osiadania, ponieważ zarówno sam przebieg, jak i końcowe osiadania można ocenić na podstawie modelu Meyera. Przykłady zastosowania zarówno w warunkach laboratoryjnych, jak i w warunkach terenowych przedstawiono poniżej.

Uzyskanie dobrych efektów należy rozpocząć od uformowania pierwszego etapu warstwy mobilizującej, która nie będzie przekraczać naprężenia pod podstawą większego od 20 kPa. Przeciętnie grunty organiczne charakteryzują się takimi parametrami wytrzymałościowymi, że powinny bezpiecznie przenieść naprężenie wynikające z obciążenia $\sigma = 20$ kPa. Dlatego warstwa mobilizująca na pierwszym etapie nie może być zbyt ciężka, jej miąższość w zależności od zastosowanego rodzaju materiału nie powinna przekraczać 1 m. Nieprzestrzeganie tego podstawowego warunku wynikającego ze stanu granicznego wytrzymałości gruntów organicznych doprowadza najczęściej do sytuacji, w której grunt słaby pod wpływem zbyt dużych obciążeń zaczyna się przemieszczać. Utrata wytrzymałości w wielu punktach w objętości gruntu słabego powoduje, że zaczyna się on przemieszczać jak bardzo gęsty płyn podany obciążeniu. W myśl zasady minimalnej energii będzie przemieszczał się poza obszar obciążenia, powodując, że na powierzchni terenu nie będziemy obserwować osiadania warstwy

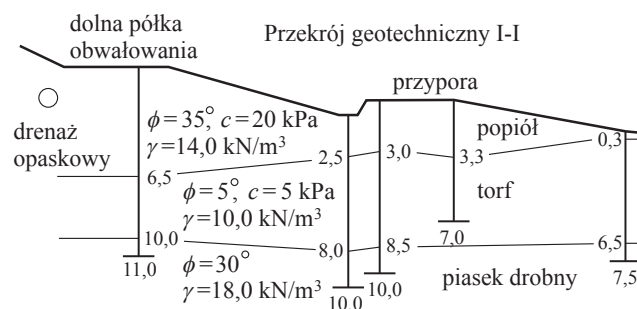
mobilizującej pod wpływem zmniejszenia porowatości gruntu słabego, ale będziemy obserwowali przemieszczanie się warstwy mobilizującej, która będzie topiła się w warstwie gruntu organicznego. Przybliżone cechy wytrzymałościowe ośrodka organicznego, które muszą być spełnione, aby nie nastąpił przepływ warstwy spod części obciążonej – tzw. wypieranie poziome – można ustalić z równań konstytutywnych stosowanych do ośrodka sprężystego.

Pierwszym przykładem zastosowania w warunkach naturalnych modelowania zachowania gruntu organicznego pod obciążeniem jest przypora przyskarpowa na terenie składowiska Elektrowni Pomorzany w Szczecinie (ryc. 8.4). Problem pojawił się, gdy należało wzmocnić i zabezpieczyć skarpe obwałowania składowiska przed utratą stateczności oraz przed wpływami wysokiej wody w Odrze (powodzie cofkowe). W celu zabezpieczenia obwałowania zastosowano przyporę przyskarpową, która dociażyła krawędź dolną obwałowania, poprawiając jej stateczność. Przypora taka dodatkowo stanowiła element zabezpieczający składowisko przed ewentualnymi napływami wody z Odry w przypadku wystąpienia wysokiej powodziowej wody w rzece.



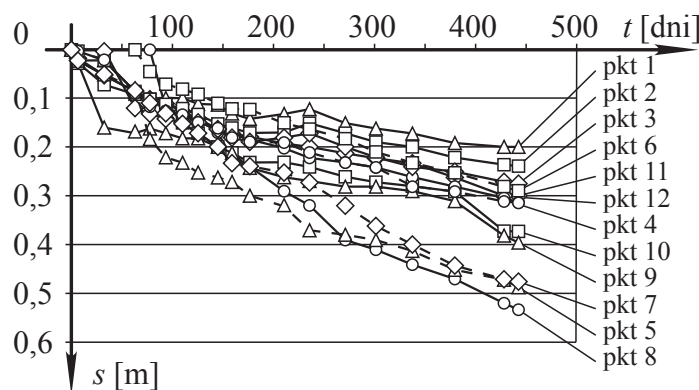
Ryc. 8.4. Schemat składowiska z pokazaną przyporą przyskarpową i otaczającymi składowiska wodami Odry, rzeki Bukowej i kanału zrzutowego ciepłej wody

Przyporę zbudowano na bazie popiołów z 5-procentową domieszką cementu w celu uzyskania zeskalonej masy odpornej na rozmycie. Wzniesiono ją od strony Odry i kanału zrzutowego ciepłej wody. Ma długość 1170 m i szerokość w koronie około 2,2 m, wysokość nasypu – przypory wynosi około 3,6 m. Na rycinie 8.4 pokazano przyporę na tle składowiska i okalających je wód. Wykonana została na nieskonsolidowanych gruntach organicznych: torfach i namulach o miąższości 5 m, dlatego na cały okres użytkowania konieczne było określenie, jak przypora będzie osiadała. Na rycinie 8.5 przedstawiono jeden z przekrojów geotechnicznych wykonanych przez przyporę przyskarpową i dolną część obwałowania składowiska – dolna półka z pierwszego etapu składowania. Dodatkowe obciążenie wywołane nowo usypaną warstwą popiołu przekazywane na strop warstwy gruntu organicznego wynosiło od 50 do 70 kPa.



Ryc. 8.5. Przekrój poprzeczny przez przyporę z fragmentem dolnej części skarpy

Do analizy osiadania wykorzystano model empiryczny Meyera opracowany w Katedrze Geotechniki Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego w Szczecinie oraz wyniki osiadania zastabilizowanych 12 punktów na poziomie stropu warstwy torfów na całej długości obwałowania. Na rycinie 8.6 przedstawiono przebiegi osiadania.



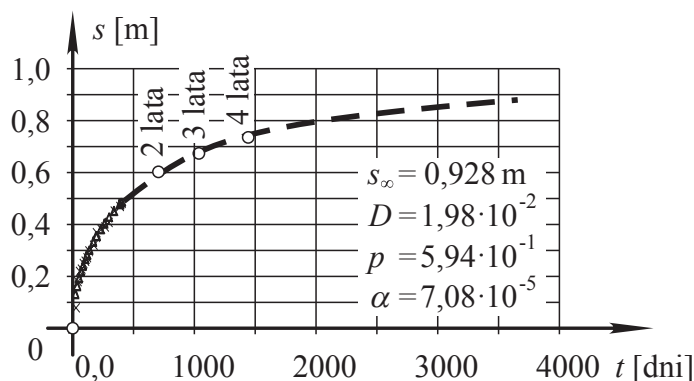
Ryc. 8.6. Pomierzone zmiany osiadania przypory przyskarpowej

W tabeli 8.1 przedstawiono wyniki parametrów modelu empirycznego uzyskanych na podstawie przebiegu osiadania.

Tabela 8.1. Wyniki przeprowadzonych analiz osiadania poszczególnych punktów przypory

	s_{∞} [m]	D	p	α
pkt 1	1,48	0,005	0,595	$4,09 \cdot 10^{-6}$
pkt 2	0,51	0,017	0,539	$1,13 \cdot 10^{-8}$
pkt 3	0,90	0,129	0,009	$5,41 \cdot 10^{-4}$
pkt 4	1,49	0,045	0,154	$3,25 \cdot 10^{-4}$
pkt 5	0,93	0,020	0,594	$7,08 \cdot 10^{-5}$
pkt 6	1,99	0,009	0,261	$3,02 \cdot 10^{-4}$
pkt 7	1,63	0,012	0,463	$4,06 \cdot 10^{-4}$
pkt 8	0,79	0,076	0,002	$2,83 \cdot 10^{-3}$
pkt 9	1,12	0,025	0,428	$2,68 \cdot 10^{-5}$
pkt 10	2,29	0,004	0,486	$2,14 \cdot 10^{-4}$
pkt 11	2,60	0,005	0,400	$1,37 \cdot 10^{-4}$
pkt 12	0,60	0,007	0,661	$6,57 \cdot 10^{-4}$

Podczas analizy prognozy osiadania obliczono parametry modelu Meyera, a wyniki dla każdego analizowanego punktu przedstawiono w tabeli 8.1. Przykładowo na rycinie 8.7 przedstawiono jeden z przebiegów osiadania w punkcie 5 wraz z obliczonymi wartościami. Wartości uzyskane z pomiarów pozwoliły na przewidywanie, jak będzie osiadał dany punkt pomiarowy w kolejnych okresach czasowych.



Ryc. 8.7. Przebieg osiadania pomierzonego i obliczonego dla punktu 5 przypory przyskarpowej składowiska Elektrowni Pomorzany

Na kolejnym etapie w punkcie 5 przeprowadzono obserwację w terenie po 2, 3 i 4 latach. Zastosowanie przypory przyskarpowej wraz z drenażem opaskowym znacznie poprawiło stateczność obwałowań składowiska popioło-żużli na Pomorzanych w Szczecinie. Zastosowana

przypora stanowi dodatkowo barierę przed napływem wody powodziowej. Prognozę osiadania przeprowadzono na podstawie pomiarów wykonanych w terenie w 12 punktach badawczych od sierpnia 2003 do października 2004 r. i na podstawie badań w laboratorium. W obliczeniach uwzględniono ciężar przypory popiołowo-cementowej zalegającej na materacu faszynowym oraz wpływ wyporu wody działającej na szkielet wbudowanego popioło-żuźła. Przy uwzględnieniu powyższego obciążenie przekazywane na warstwę torfu wynosiło około 50 kPa. Pomiary rzędnych osiadającej przypory po upływie roku wykazały, że średnie osiadanie wynosiło $s_r = 39$ cm. Najmniej osiadł punkt 1, osiadanie punktu 1 wynosiło $s_{pkt1} = 20$ cm. Najwięcej osiadł punkt 8, osiadanie punktu 8 wynosiło $s_{pkt8} = 53$ cm w czasie pierwszego roku użytkowania przypory.

Kolejną lokalizacją, gdzie w warunkach naturalnych wykorzystano zagadnienia modelowania podłoża organicznego, był teren znajdujący się w Skolwinie, dawnej wsi, obecnie osiedlu Szczecina. Skolwin położony jest blisko Odry, po jej zachodniej stronie, na północ od Szczecina. Konsolidowany obszar położony jest pomiędzy Papiernią Skolwin a Hutą Szczecin. Są to tereny zalewowe, gdzie w profilu występują grunty organiczne. Wymiary obszaru konsolidowanego to: $L = 550$ m, $B = 250$ m. Zakres prac wykonanych na terenie obejmował wybudowanie warstwy mobilizującej z popioło-żuźli. Do prac przeciążeniowych użyto mieszanki popiołowo-żuźłowej pochodzącej z Zespołu Elektrowni Dolna Odra SA. Mieszanka popioło-żuźłowa o kodzie 10 01 80 nie jest zaliczana do odpadów niebezpiecznych zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 27 września 2001 roku w sprawie katalogu odpadów (Dz.U. nr 112 poz. 1206).

W projekcie założono wykonanie warstwy przeciążającej o miąższości od 3,80 do 5,8 m. Prace wykonano w latach 2003–2005. W wyniku badań eksperymentalnych w terenie oraz badań laboratoryjnych ustalono następujące parametry gruntowe, które stanowiły podstawę do weryfikacji modelu konsolidacji torfu.

W warstwie konsolidowanej w otworze 22 (przekrój 1) otrzymano po 85 dniach:

- moduł ściśliwości $M = 306$ kPa,
- współczynnik filtracji $k = 3 \cdot 10^{-7}$ m/s,

a po 1235 dniach:

- moduł ściśliwości $M = 406$ kPa,
- współczynnik filtracji $k = 1,8 \cdot 10^{-7}$ m/s.

W warstwie konsolidowanej w otworze 34 (przekrój 2) otrzymano po 85 dniach:

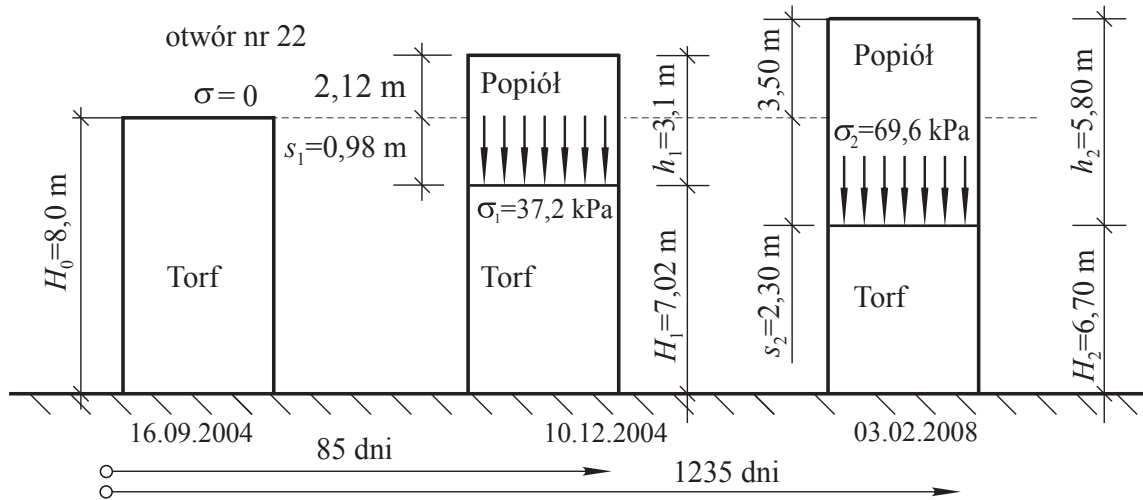
- moduł ściśliwości $M = 300$ kPa,
- współczynnik filtracji $k = 2,4 \cdot 10^{-6}$ m/s,

a po 1235 dniach:

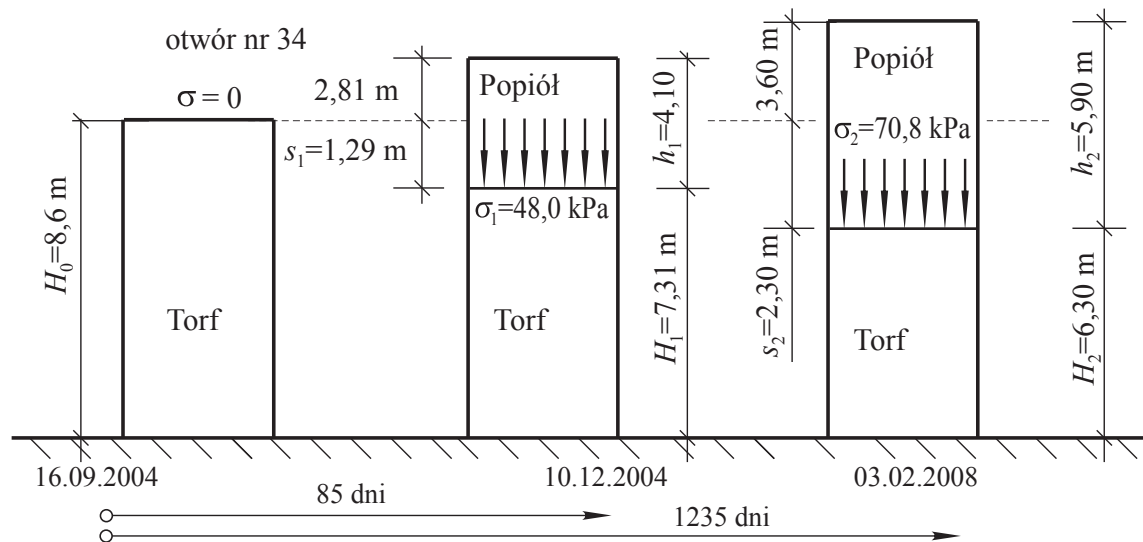
- moduł ściśliwości $M = 375$ kPa,

– współczynnik filtracji $k = 0,55 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$.

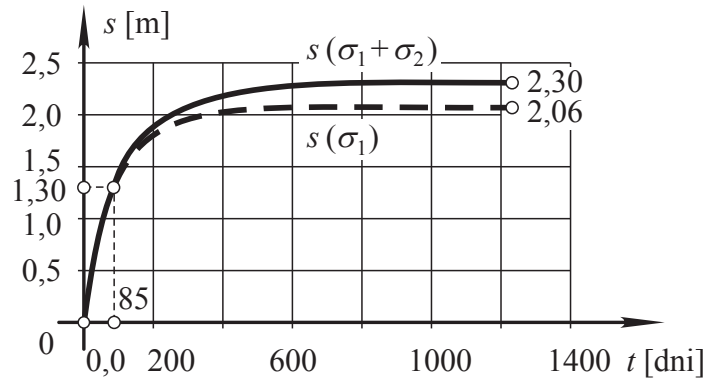
Modelowanie zachowania gruntu pod obciążeniem określono na podstawie badań eksperymentalnych w terenie i w laboratorium. Na podstawie wierceń w przekroju 1 (otwór 22) oraz w przekroju 2 (otwór 34) otrzymano następujące profile gruntowe po 85 dniach oraz po 1235 dniach. Na rycinach 8.8 i 8.9 przedstawiono schematycznie otrzymane profile gruntowe oraz obciążenia wynikające z wybudowania warstwy mobilizującej z popiołu-żużli. Zmiany osiadania przedstawiono na rycinie 8.10.



Ryc. 8.8. Warunki geotechniczne w profilu 1 (otwór 22) (Szczypiński 2008)



Ryc. 8.9. Warunki geotechniczne w profilu 2 (otwór 34) (Szczypiński 2008)



Ryc. 8.10. Przebieg zmian osiadania w czasie punktu 22 (Szczygielski 2008)

Na podstawie otrzymanych wyników można porównać zachowanie gruntu organicznego pod obciążeniem warstwy mobilizującej w czasie. Wykorzystując do obliczeń poniższą zależność wynikającą z przyjętego rozwiązania, osiadania docelowe można obliczyć z zależności:

$$s = n_0 H_0 \cdot \left[1 - \left(1 + \frac{\kappa_1 - 1}{n_0} \cdot \frac{\sigma}{M_0} \right)^{\frac{-1}{\kappa_1 - 1}} \right] \quad (8.14)$$

Wyniki obliczeń można porównać do osiadania otrzymanego przy stałym module ścisłości, obliczonego na podstawie związku liniowego:

$$s = H_0 \frac{\sigma}{M_0} \quad (8.15)$$

W celu zilustrowania wpływu zmiennego modułu ścisłości na osiadanie docelowe składowiska przedstawiono przykładowe obliczenia dla składowiska Skolwin. Obliczenia przeprowadzono zgodnie ze wzorami przedstawionymi wyżej, przyjmując następujące dane gruntowe: $M_0 = 300$ kPa; $\sigma = 42$ kPa, $H = 6$ m; parametry rozwiązania κ_1 i n_0 zmieniano w zakresie:

$$1,3 < \kappa_1 < 2,1$$

$$0,3 < n_0 < 1,0$$

Wyniki obliczeń przedstawiono w tabeli 8.2.

W celu porównania przy związku liniowym otrzymalibyśmy osiadanie docelowe:

$$s = 600 \frac{42}{300} = 84 \text{ cm} \quad (8.16)$$

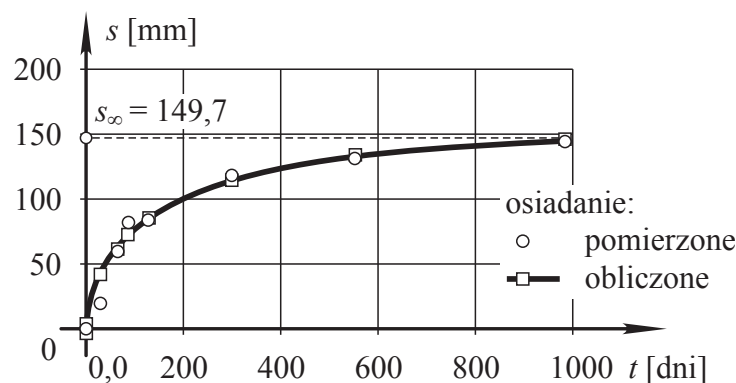
Z przedstawionych obliczeń wynika, że podstawowe znaczenie przy wzmacnianiu gruntu ma parametr n_0 – porowatość gruntu przed konsolidacją. W gruntach bardzo porowatych

Tabela 8.2. Osiadanie s [cm] przy zmiennym module ścisłości (Szczygielski 2008)

n_0	$\kappa_1^{(1)} = 1,3$	$\kappa_1^{(2)} = 1,5$	$\kappa_1^{(3)} = 1,7$	$\kappa_1^{(4)} = 1,9$	$\kappa_1^{(5)} = 2,1$
0,20	56,4	54,1	52,1	50,2	48,6
0,40	68,0	66,2	64,5	63,0	61,5
0,60	72,7	70,4	69,0	68,0	66,7

zwiększenie końcowego modułu edometrycznego jest znacznie mniejsze niż w gruntach o małej porowatości. W analizowanym przypadku mamy do czynienia z torfami, które mają dużą porowatość początkową, stąd konsolidacja wymaga dużego przeciążenia. W obliczeniach przyjęto $\sigma = 42$ kPa, co odpowiada warstwie 2,5 m popiołu. Aby uzyskać lepszy efekt konsolidacji, warstwa nasypowa powinna mieć miąższość około 4 m, co dałoby obciążenie $\sigma = 67,2$ kPa, wówczas końcowe moduły ścisłości będą większe. Pamiętać należy o etapowaniu prac przy zastosowaniu cięższych warstw mobilizujących warstwę gruntu organicznego.

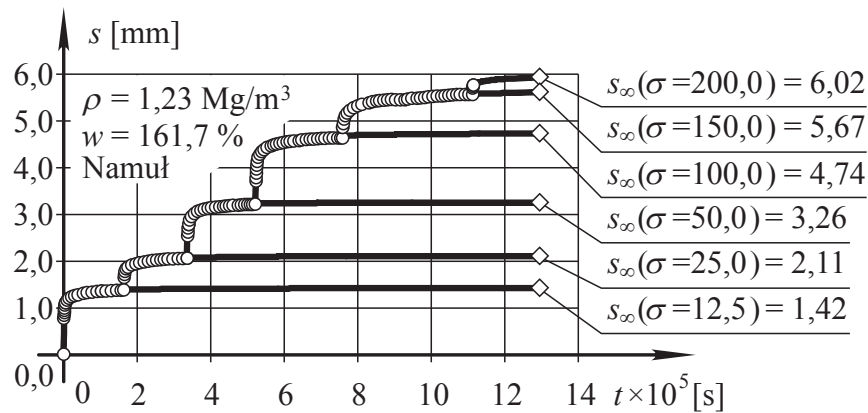
Kolejną lokalizacją jest położony niedaleko autostrady A6 Kołbaskowo–Szczecin teren nieużytek, który obecnie po przekształceniu wykorzystano jako plac postojowy oraz plac manewrowy z serwisem samochodów ciężarowych. Teren znajduje się w sąsiedztwie autostrady na wysokości miejscowości Radziszewo. Podobnie jak Skolwin należy do rozległej Doliny Dolnej Odry. Teren ten posłużył jako poletko badawcze do oceny jakości wbudowania popioło-żużli na gruntach organicznych. Pozwolił jednocześnie na wzmocnienie podłoża gruntowego z zastosowaniem warstwy mobilizującej wykonanej z minerałów antropogenicznych pochodzących ze spalania węgla kamiennego.



Ryc. 8.11. Osiadanie nasypu na terenie Ostrowa Grabowskiego

Następnym przykładem jest analiza osiadania nasypu przeciążającego (warstwy mobilizującej do pracy grunt organiczny) wykonana na terenie Międzyodrza, na Ostrowie Grabowskim. Osiadanie powierzchni przedstawiono na rycinie 8.11.

Krzywa elementarna modelu Meyera nie tylko ma zastosowanie w badaniach terenowych, ale również bardzo dobrze sprawdza się przy modelowaniu zachowania gruntu organicznego w warunkach laboratoryjnych. Pierwsze próby przy poszukiwaniu związku między osiadaniem a czasem odnosiły się do badań laboratoryjnych. W laboratorium obecnie wykorzystuje się opisany przebieg osiadania do przeprowadzenia opisu konsolidacji oraz zmian ścisłości. Na rycinie 8.12 przedstawiono krzywe konsolidacji do kolejnych etapów obciążenia w edometrze.



Ryc. 8.12. Przebieg osiadania próbki gruntu w edometrze według modelu Meyera

Badania przeprowadzone w warunkach terenowych i laboratoryjnych pozwalają na sformułowanie wniosku, że można z wykorzystaniem krzywej elementarnej modelu Meyera modelować zachowanie gruntu organicznego pod obciążeniem. W krótkim czasie można przygotować na podstawie badań laboratoryjnych krzywe konsolidacji do kolejnych stopni obciążenia i następnie wykonać analizy wzmacniania gruntu pod obciążeniem na podstawie zmian modułu ścisłości według wzoru (8.17) zaproponowanego przez Meyera:

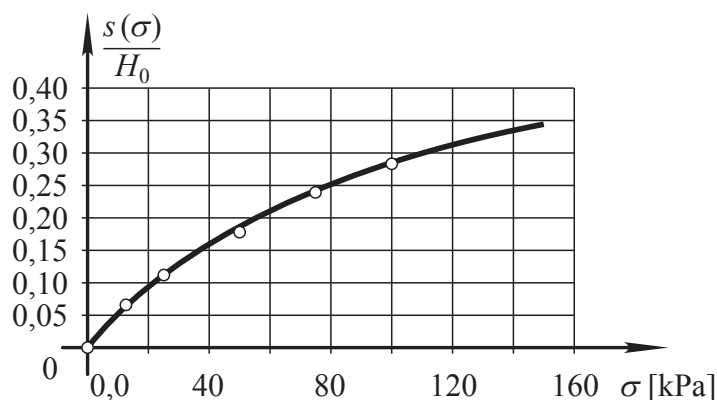
$$M = M_0 \left(1 - \frac{s}{n_0 H_0} \right)^{-\kappa} \quad (8.17)$$

lub w postaci krzywej ścisłości

$$s(\sigma) = n_0 H_0 \left[1 - \left(1 + \frac{1}{\kappa - 1} \frac{\sigma}{n_0 M_0} \right)^{1-\kappa} \right] \quad (8.18)$$

Na podstawie otrzymanych wartości przebiegu konsolidacji gruntu organicznego można przedstawić krzywą ścisłości jak na rycinie 8.13 zgodnie z równaniem (8.18).

Na podstawie krzywej ścisłości można ustalić, jak będzie się zmieniać moduł ścisłości według zależności (8.17). W tabeli 8.3 przedstawiono przykładowe wartości zmian modułu ścisłości próbki torfu o porowatości $n_0 = 0,8$, gęstości objętościowej $\rho = 1,12 \text{ Mg/m}^3$, wilgotności $w = 306 \%$, dla której ustalono moduł początkowy $M_0 = 175 \text{ kPa}$ i współczynnik $\kappa = 1,48$.



Ryc. 8.13. Przebieg osiadania próbki gruntu w edometrze według modelu Meyera

Tabela 8.3. Zmiany modułu ścisłości M od obciążenia σ

σ_0 [kPa]	s [mm]	M [kPa]
0	0,00	175
12,5	1,37	200
25,0	2,29	220
50,0	3,59	255
75,0	4,83	298
100,0	5,69	335

Zakładając zmienne parametry współczynnika filtracji i modułu ścisłości, można ocenić poziom współczynnika konsolidacji czy zanik ciśnienia wody w porach gruntu. Podejście projektowe i analizę zachowania gruntów pod obciążeniem należy rozdzielić na dwa różne podejścia do zadania. Jednym są małe obszary obciążone, drugim duże powierzchnie zagospodarowywane w celu uzyskania nowych terenów pod przyszłe inwestycje.

9

Podsumowanie

Przedstawiono jeden z kierunków, w którym może rozwinąć się analiza zachowania gruntów organicznych pod obciążeniem. Celem wieloletnich badań było zweryfikowanie i przeprowadzenie analizy krzywej elementarnej zaproponowanej przez Meyera (1988) jako podstawowe równanie osiadania gruntu organicznego. Model Meyera zweryfikowano zarówno w warunkach laboratoryjnych, jak i terenowych. Model ten określić można jako reologiczny ze wzmocnieniem czasowym. Analizy krzywej elementarnej dotyczyły możliwości określania poszczególnych parametrów krzywej przy różniących się wartościach zbiorów danych otrzymanych w czasie pomiarów. Określono różnice, jakie uzyskiwano dla krótkich zbiorów danych, dla długich zbiorów danych, dla zbiorów z dużą liczbą punktów badawczych (zautomatyzowane odczyty, zbiory kilku tysięcy danych), a także dla zbiorów z małą liczbą punktów badawczych (badania przy ręcznym odczycie z czujników przemieszczeń, zbiory kilkunastu punktów danych z geodezyjnych pomiarów terenowych). Wpływ na uzyskane wartości parametrów krzywej elementarnej ma czas zakończenia pomiarów i nasycenie zbioru danych w danym przedziale czasowym. Wartość otrzymanych parametrów modelu ulega zmianie w przypadku zmiany skali czasu przy przejściu z sekund na minuty czy inne jednostki czasu.

Opisywany model reologiczny dla gruntu organicznego pozwala uwzględnić w obliczeniach zarówno zmiany modułu ściśliwości torfu, jak i zmiany współczynnika filtracji wywołane osiadaniem i zmianą porowatości konsolidowanego gruntu.

W parametrach równania krzywej elementarnej opisującej osiadanie próbki gruntu pod obciążeniem uwzględnia się wszystkie procesy zachodzące w próbce gruntu poddanej obciążeniu.

Czasochłonne badania uniemożliwiają wszechstronne wykorzystanie metod wyznaczania modułu ścisłości gruntów słabych. Dlatego na potrzeby inżynierskie opracowano metodę pozwalającą na znaczne przyspieszenie tych badań i ocenę osiadań docelowych, które osiągnęłaby próbka gruntu poddana kolejnym stopniom obciążenia według standardowych badań normowych. W tym celu wykorzystano wielokrotnie zweryfikowany w laboratorium model Meyera i dla krótszych czasów badania do wyznaczenia parametrów krzywej elementarnej zastosowano metodę kolejnych przybliżeń.

W początkowym okresie obciążenia próbki gruntu w edometrze obserwujemy najbardziej intensywne zmiany osiadania. Czas pierwszych 10–30 minut decyduje o wartości osiadania. W tym czasie próbka gruntu osiąga często ponad 50 % docelowego osiadania przy danym stopniu obciążenia.

Przez wiele lat analizowano parametry krzywej elementarnej, którą opisuje się związek osiadania w czasie obciążonych próbek gruntu organicznego w zależności od porowatości oraz innych wielkości fizycznych. Porowatość określono na podstawie znajomości gęstości właściwej szkieletu gruntowego i gęstości objętościowej szkieletu gruntowego. Gęstość właściwą można wyznaczyć pośrednio ze związku liniowego między gęstością objętościową szkieletu gruntowego, gęstością właściwą szkieletu gruntowego a wilgotnością przy założeniu pełnego nasycenia porów wodą, jednorodności ośrodka i tej samej lokalizacji pobranych prób. Związek między porowatością a identyfikowanymi parametrami modelu empirycznego jest mało wyraźny, gdyż w parametrach krzywej elementarnej uwzględnia się zasadnicze procesy zachodzące w próbce gruntu.

Parametry krzywej elementarnej do analiz ustalono na podstawie przebiegu osiadania próbek gruntu poddanych obciążeniu w edometrze i w terenie metodą najmniejszych kwadratów.

Przedstawiony empiryczny model osiadania gruntu organicznego w zagadnieniach dotyczących gruntu organicznego jest często wykorzystywany przy prognozowaniu przebiegu osiadania. Na podstawie prowadzonych badań osiadania w skali laboratoryjnej do opisu zjawiska opracowano krzywą elementarną. Parametry krzywej elementarnej s_{∞} , p , D , α są funkcją obciążenia, właściwości fizycznych i mechanicznych badanego gruntu. W nowej krzywej empirycznej uwzględnia się reologiczne właściwości zachowania się gruntu słabego pod obciążeniem.

Obciążenie przekazywane na podłoże gruntowe zbudowane z gruntu organicznego wywołuje znaczne osiadania. Tak duże zmiany objętości masy gruntu organicznego są wynikiem niszczenia struktury gruntu, wypierania pęcherzyków powietrza i wody z wolnych przestrzeni oraz długotrwałej w czasie zmiany objętości części budującej szkielet.

Za pomocą zaproponowanego modelu empirycznego po weryfikacji wyników badań i przy znanych zmianach osiadania warstwy gruntu w czasie można zoptymalizować parametry uwzględniające zasadnicze procesy zachodzące w podłożu gruntowym. Na podstawie badań podłoża gruntowego pod obciążeniem określono krzywą elementarną opisującą zachowanie się gruntu organicznego pod obciążeniem. Krzywa ta wymaga empirycznego określenia parametrów, które są niezbędne podczas przewidywania osiadania gruntu. Parametry równania krzywej elementarnej opisującej osiadanie próbki gruntu pod obciążeniem uwzględniają odkształcenia plastyczne i sprężyste zachodzące w gruncie.

Czas zakończenia badania wpływa na parametry p , D , α krzywej elementarnej w empirycznym modelu gruntu, dlatego zaprezentowano jeden ze sposobów wyznaczenia stałych parametrów dla omawianego modelu reologicznego gruntu słabego. Na dokładność odwzorowania przebiegu osiadania w czasie według krzywej elementarnej ma wpływ zagęszczenie punktów pomiarowych. W praktyce przekroczenie pewnej minimalnej liczby punktów pomiarowych w zbiorze danych pozwala na otrzymywanie wyników powtarzalnych w prowadzonej analizie.

Szczególną uwagę należy zwrócić na sytuację, kiedy po pewnym czasie obciążenia grunt poddaje się częściowemu odciążeniu. Obserwujemy w podłożu gruntowym w pewnych warunkach czasowych zmniejszenie osiadania, a następnie zwiększenie osiadania stosownie do obciążenia. Grunt organiczny wykazuje „pamięć” poprzedniego obciążenia. Zdjęcie pewnej warstwy nadkładu przed posadowieniem konstrukcji będzie się wiązać z podniesieniem powierzchni warstwy mobilizującej, a następnie ze zwiększonym osiadaniem.

W badaniach edometrycznych próbki gruntu wykazują znacznie większą odporność na obciążenie w porównaniu z badaniami wykonanymi na próbkach gruntu w aparacie trójosiowego ściskania w zakresie obciążeń nieprzekraczających 70 kPa, które dla gruntów organicznych należy już uznać za niszczące. Odwzorowanie przebiegu osiadania krzywą elementarną osiadań rejestrowanych w aparacie trójosiowym jest wierniejsze, a wykres przebiegu osiadania próbki gruntu w edometrze ma ostrzejszy charakter w części początkowej.

Na dużych obszarach inwestycyjnych nie jest możliwe wykonanie wzmocnienia całości terenu przez częściowe przeniesienie obciążenia na warstwy nośne na przykład kolumny. Wybrane elementy konstrukcyjne można posadowić pośrednio, a dla pozostałej części terenu trzeba wykonać poprawę parametrów gruntu, wykorzystując metodę mobilizacji gruntu w efekcie przyłożonego dodatkowego obciążenia (warstwy przeciążającej, warstwy mobilizującej). Krzywa elementarna pozwala określić osiadania warstwy konsolidowanych torfów pod wpływem obciążenia warstwą mobilizującą. Pozwala to na prognozę osiadania powierzchni obciążonej warstwy słabej gruntu organicznego i sposobu ustalania się położenia warstwy obciążającej.

Wyniki kontrolowanych przeciążeń po przeprowadzonych szczegółowych badaniach na obszarze przeznaczonym pod przeszłe inwestycje pozwalają stwierdzić, że grunty organiczne ulegają wzmocnieniu w procesie wstępnego przeciążania. Moduł ściśliwości z 200–500 kPa zwiększa się 4–5-krotnie.

W klasycznej teorii konsolidacji opracowanej przez Terzagiego zakłada się, że ruch wody w warstwie konsolidowanej odbywa się w kierunku pionowym ku powierzchni terenu i że warstwa nasypowa, która obciąża grunt, wodę tę przyjmuje. W przypadku gdy warstwa obciążająca wykonana jest z gruntów nieprzepuszczalnych, na przykład popioło-żużli, które mają bardzo mały współczynnik filtracji i nie odbierają nadwyżki wody, wręcz ją blokują, przepływ filtracyjny wody odbywa się w kierunku poziomym, co ma swoje konsekwencje w procesie osiadania.

Istotne znaczenie w prognozie osiadania warstwy konsolidowanej ma uwzględnienie zmiennego modułu ściśliwości gruntu. Moduł ten zwiększa się w czasie konsolidacji, a spowodowane to jest osiadaniem i zmniejszaniem się porowatości gruntu. Uwzględnienie faktu, iż grunt wzmacnia się w procesie konsolidacji, daje w wyniku wartości osiadania nawet o 30 % mniejsze niż przy założeniu, że moduł ten jest stały. Drugim elementem zmniejszającym się w trakcie konsolidacji jest współczynnik filtracji. Współczynnik filtracji maleje w miarę postępowania konsolidacji. Fakt ten nie ma bezpośredniego wpływu na wartość osiadania, ale znacznie spowalnia ten proces.

Zastosowanie proponowanego modelu pozwala na uwzględnienie obciążenia konsolidującego zmiennego w czasie. W praktyce ma to znaczenie, bo przy dużych obszarach konsolidowanych wykorzystywanie nasypu trwa nieraz kilka lat. Obliczenia wskazują, że jeżeli osiągnięcie obciążenia końcowego następuje w czasie – narastająco, wówczas końcowe osiadanie warstwy konsolidowanej jest mniejsze, niż by to miało miejsce w warunkach, kiedy obciążenie przyłożono jednorazowo.

Proponowany model reologiczny ze wzmocnieniem czasowym może być wykorzystany w praktycznych obliczeniach inżynierskich przy projektowaniu konsolidacji gruntów słabych w związku z potrzebą wzmacniania podłoża gruntowego na cele budowlane.

Literatura

- Asaoka A. (1978), Observational procedure of settlement prediction, *Journal of the Soils and Foundations Engineering*, 18(4), s. 87–101.
- Atkinson J. (1973), Elasticity and plasticity in soils, *Géotechnique*, 23(4), s. 565–571.
- Barnes H.A., Hutton J.F., Walters K. (1989), *An introduction to rheology*, London, Elsevier.
- Bednarek R. (2000), *Model konsolidacji gruntu o własnościach sprężysto-platycznych w warunkach zmiennego obciążenia*, Szczecin, Politechnika Szczecińska.
- Bednarek R. (2006a), Empiryczny model konsolidacji gruntu organicznego w funkcji osiadania, *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo*, 28(2), s. 9–22.
- Bednarek R. (2006b), Weryfikacja empirycznego modelu gruntu organicznego na przykładzie osiadania przypory popiołowo-cementowej, w: *XIV seminarium naukowe, Regionalne problemy ochrony środowiska*, Międzyzdroje, 2–3 czerwca 2006, Szczecin, Wydawnictwo Uczelniane Politechniki Szczecińskiej, s. 141–148.
- Bednarek R., Meyer Z. (1999), Influence of coefficient of stresses concentration in Fröhlich's formula upon calculating the settlement of weak layer in stratified soil, w: *Geotechnical engineering for transportation infrastructure: theory and practice, planning and design, construction and maintenance. Vol. 2. Proceedings of the 12th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Amsterdam, 7–10 June 1999, Rotterdam, A.A. Balkema, s. 1139–1144.
- Bednarek R., Meyer Z. (2003), Skala czasu w empirycznym modelu gruntu organicznego, *Zeszyty naukowe Politechniki Śląskiej*, 97, s. 109–117.
- Berry P.L., Poskitt T.J. (1972), The consolidation of peat, *Géotechnique*, 22(1), s. 27–52.
- Biot M. (1956), Theory of deformation of a porous viscoelastic anisotropic solid, *Journal of Applied Physics*, 27, s. 459–467.
- Biot M. (1962), Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous Media, *Journal of Applied Physics*, 33, s. 1482–1498.
- Boylan N., Jennings P., Long M. (2008), Peat slope failure in Ireland, *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 41(1), s. 93–108.

- Breymeyer A., Starkel L. (1991), Torfowiska, w: *Geografia Polski: środowisko przyrodnicze*, red. L. Starkel, Warszawa, PWN.
- Carlsten P. (1988), The use of preloading when building roads an peat, w: *Proc. of the 2nd Baltic Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tallinn, s. 135–143
- Chen W.F., Mizuno E. (1990), *Nonlinear analysis in soil mechanics, theory and implemen-tation*, Amsterdam – Oxford – New York – Tokyo, Elsevier.
- Chrzanowski M. (1985), *Reologia ciał stałych*, Kraków, Wydawnictwo Politechniki Krakow-skiej.
- Collins M.W., Dougal R.C., König C.S. Ruddock I.S. (2015), *Kelvin, thermodynamics and the natural world*, Glasgow, WIT Press.
- Das B.M. (2008), *Advanced soil mechanics*, London, CRC Press, Taylor & Fracis Group.
- Derezenik M., Seul C. (1992), Wpływ konsolidacji na zmianę współczynnika filtracji dla gruntów organicznych, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 3, s. 268–270.
- Dobrcki R. (1982), *Szczegółowa mapa geologiczna Polski w skali 1:50 000, Arkusz Szczecin*, Warszawa, Wydawnictwa Geologiczne.
- Doraiswamy D. (2002), The origins of rheology: A short historical excursion, *Rheology Bul-letin*, 71(1), s. 7–17.
- Duda T. (2013), *Sedymentacja osadów fluwialnych w Dolinie Dolnej Odry rozwijającej się pod wpływem długotrwałego wzrostu poziomu morza*, Szczecin, Wydawnictwo Naukowe Uniwer-sytetu Szczecińskiego.
- Edil T.B., Dhowian A.W. (1979), Analysis of long-term compression of peats, *Geotechnical Engineering*, 10, s. 159–178.
- Ewertowska-Madej Z. (1973), O parametrze B ciśnienia wody w porach gruntu, *Rozprawy Hydrotechniczne*, 32, s. 267–275.
- Ewertowska-Madej Z., Madej J. (1974), O wyznaczeniu parametrów wytrzymałościowych Hvorsleva, *Rozprawy Hydrotechniczne*, 33, s. 141–154.
- Ewertowska-Madej Z., Madej J. (1976), Wytrzymałość namulów organicznych na ścinanie, *Rozprawy Hydrotechniczne*, 36, s. 133–140.
- Fürstenberg A., Lechowicz Z., Szymański A. (1981), Badania konsolidacji podłoża organicznego, w: *VI Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania*, Warszawa, 9–10 czerwca 1981, Warszawa, Wydawnictwo Geologiczne, s. 268–274.
- Gibson R.E., Lo K.Y. (1961), A theory of consolidation for soils exhibiting secondary com-pression, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo.

- Gibson R.E., Schiffman R.L. (1985), *A theory of consolidation of soft sediments*, West Sussex, USARDSG-UK.
- Glazer Z. (1985), *Mechanika gruntów*, Warszawa, Wydawnictwa Geologiczne.
- Glinicki S.P., Kazanecki A. (1984), Próby oceny przydatności gruntów torfiastych jako podłoże budowlane, *Inżynieria i Budownictwo*, 8, s. 302–306.
- Gofar N., Kassim K.A. (2006), *Determination of coefficient of rate of horizontal consolidation of peat soil*, Skudai, Universiti Teknologi Malaysia.
- Gryczmański M. (1985), O konstytutywnych modelach gruntów, *Inżynieria i Budownictwo*, 2, s. 78.
- Gryczmański M. (1995), *Wprowadzenie do opisu sprężysto-plastycznego modeli gruntów*, Warszawa, Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN.
- Gryczmański M. (2000), 75 lat rozwoju mechaniki gruntów, w: *Sesja naukowa z okazji Jubileuszu 70-lecia prof. dr hab. inż. Zbigniewa Grabowskiego*, Warszawa.
- Haan E.J. den (1994), One-dimensional behavior, w: *Advances in understanding and modeling the mechanical behaviour of peat*, Rotterdam, A.A. Balkema, s. 131–143.
- Haan E.J. den (1994), *Vertical compression of soils*, Delft, Delft University Press.
- Halliday D., Resnick R., Walker J. (2015), *Podstawy fizyki*, Warszawa, Wydawnictwo Naukowe PWN.
- Hartlén J., Wolski W. (1996), *Embankments on organic soils*, Elsevier Science, Amsterdam.
- Helenelund K.V. (1951), *On consolidation and settlement of loaded soil layers*, Finland Technical Institute, Helsinki.
- Helenelund K.V. (1980), Geotechnical properties and behaviour of Finnish peats, *Valtion Teknillinen Tutkimuskeskus, VTT symposium*, 8, s. 85–107.
- Hersey M.D. (1932), Future problems of theoretical rheology, *Journal of Rheology*, 3, s. 196–204.
- Huat B.B.K., Prasad A., Asadi A., Kazemian S. (2014), *Geotechnics of organic soils and peat*, CRC Press, Boca Raton.
- Ilnicki P. (2002), *Torfowiska i torf*, Poznań, Wydawnictwo Akademii Rolniczej im. Augusta Cieszkowskiego.
- Jasnowska J., Jasnowski M. (1983), *Pojezierze Zachodniopomorskie*, Wiedza Powszechna.
- Jasnowski M. (1983), Torfowiska w rejonie Szczecina, w: *Stan środowiska miasta i rejonu Szczecina*, red. J. Jasnowska, Szczecin, Szczecińskie Towarzystwo Naukowe, s. 79–90.

- Kaczyński R.R. (2017), *Warunki geologiczno-inżynierskie na obszarze Polski*, Warszawa, Państwowy Instytut Geologiczny – Państwowy Instytut Badawczy.
- Keedwell M.J. (1984), *Rheology and soil mechanics*, London – New York, Elsevier Applied Science.
- Kisiel I. (1968), Rozwój reologii w Polsce w pierwszym dziesięcioleciu istnienia Polskiego Towarzystwa Mechaniki Teoretycznej i Stosowanej, *Mechanika teoretyczna i stosowana – Wydanie jubileuszowe – Dziesięciolecie PTMTS*, 6(3), s. 269–298.
- Kisiel I., Dmित्रuk S., Lysik B. (1969), *Zarys reologii gruntów, nośność i stateczność gruntów*, Warszawa, Wydawnictwo Arkady.
- Kisiel I., Lysik B. (1966), *Zarys reologii gruntów, działanie obciążenia statycznego na grunt*, Warszawa, Wydawnictwo Arkady.
- Kogure K., Yamaguchi H., Shogaki T. (1993), Physical and pore properties of fibrous peat deposit, w: *Proceedings 11th Southeast Asian Geotechnical Conference*, Singapore, 4–8 May 1993, Singapore, Southeast Asian Geotechnical Society, s. 135–139.
- Kołodziejczyk K. (2013), *Analiza makroszczątków roślinnych jako podstawa oceny degradacji torfowisk użytkowanych rolniczo*, Wrocław, Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu.
- Kondner R.L. (1963), Hyperbolic stress-strain responsal cohesive soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 89(1), s. 115–143.
- Kondracki J. (2011), *Geografia regionalna Polski*, Warszawa, Wydawnictwo Naukowe PWN.
- Kopczyńska O. (2005), *Wpływ właściwości reologicznych gruntu organicznego na osiadanie w warunkach zmiennego obciążenia*, Szczecin, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie.
- Lechowicz Z. (1992), *Ocena wzmocnienia gruntów organicznych obciążonych nasypem*, Warszawa, Wydawnictwo SGGW.
- Lechowicz Z. (1996), Współczesne kierunki badań gruntów organicznych, w: *Seminarium Naukowo-Techniczne, Regionalne problemy geoinżynierii w rejonie szczecińskim*, Szczecin.
- Lechowicz Z., Szymański A. (2002), *Odkształcenia i stateczność nasypów na gruntach organicznych. Metodyka badań*, Warszawa, Wydawnictwo SGGW.
- Lee K., Morrison R., Maley S. (1969), A note on the pore pressure parameter B, w: *Proceedings of the 7th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City, Sociedad Mexicana de Mecanica, s. 231–238.
- Mazurkiewicz B. (1985), *Mechanika gruntów dna morskiego*, Warszawa, Państwowe Wydawnictwo Naukowe.
- Meyer O.E. (1874), Zur Theorie der inneren Reibung, *Journal für die reine und angewandte Mathematik*, 78, s. 130–135.

- Meyer Z. (1988), Empiryczny model konsolidacji torfów, Szczecin, Wydawnictwo Uczelniane Politechniki Szczecińskiej.
- Meyer Z. (1992), Estimation of soil parameters for consolidation layer, w: *Prace Naukowe Politechniki Szczecińskiej – Geotechnika VIII*, Szczecin, Wydawnictwo Uczelniane Politechniki Szczecińskiej.
- Meyer Z. (1994), Empirical model at peat consolidation, w: *International Workshop, Advances in Understanding and Modelling the Mechanical Behaviour of Peat*, Delft, 16–18 June 1993, Rotterdam, Balkema, s. 77–82.
- Meyer Z. (1997), Consolidation model for organic soils, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 1(4), s. 239–248.
- Meyer Z. (2014), Czy można posadowić obiekty budowlane bezpośrednio na torfach?, w: *XXI Seminarium Naukowe z cyklu Regionalne problemy inżynierii środowiska, Jubileusz 70-lecia urodzin i 45-lecia pracy naukowej profesora Zygmunta Meyera*, Szczecin, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, s. 131–143.
- Meyer Z., Bednarek R. (2001) Uproszczony model osiadania gruntu organicznego z wykorzystaniem wpływu właściwości reologicznych, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 5, s. 260–262.
- Meyer Z., Coufal R., Bednarek R. (2009), Prognoza osiadania przypory chroniącej stabilność składowiska popiołów Elektrowni Pomorzany, w: *XXIV Konferencja naukowo-techniczna, Awarie Budowlane*, Międzyzdroje, 26–29 maja 2009, Szczecin, Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Szczecińskiego, s. 285–290.
- Meyer Z., Dereczenik M. (1993), Non-linear model of terminal settlement of peat, w: *International workshop, Advances in understanding and modelling the mechanical behavior of peat*, Delft, s. 89–94.
- Meyer Z., Mrozińska G. (1992), Estimation of parameters in empirical model of peat consolidation, w: *The second international seminar on environment protection – regional problems*, Kalmar.
- Mróz Z., Norris V., Zienkiewicz O. (1979), Application of an anisotropic hardening model in the analysis of elasto-plastic deformation of soil, *Géotechnique*, 29(1), s. 1–34.
- Myślińska E. (1999), Parametry fizyczne torfów i ocena metod ich oznaczania, *Przegląd Geologiczny*, Warszawa 47(7), s. 676–682.
- Myślińska E. (2001), *Grunty organiczne i laboratoryjne metody ich badań*, Warszawa, PWN.
- Okruszko H. (1971), Określenie ciężaru właściwego gleb hydrogenicznych na podstawie zawartości w nich części mineralnych. *Wiadomości Instytut Melioracji i Użytków Zielonych*, 10(1), s. 47–54.
- Okruszko H., Oświt J. (1992), Theory of Kulczyński on hydrological classification of peatlands in the light of contemporary investigations, *Acta Societatis Botanicorum Poloniae*, 61(1), s. 21–35.

- Parry R.G. (1995), *Mohr circles, stress paths and geotechnics*, London – New York, T & FN SPON.
- Pepol J. (1999), Doświadczenia z budowy nasypu na gruntach organicznych o dużej miąższości, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 4, s. 177–181.
- Piotrowski A. (1982), *Szczegółowa mapa geologiczna Polski w skali 1:50 000*, Arkusz Police, Warszawa, Wydawnictwa Geologiczne.
- Piotrowski A. (1986), Reconstruction of the palaeontographical development of the Odra Estuary in the light of study on sediments and landforms, *Acta Universitatis Nicolai Copernici Geografia*, 21, s. 11–15.
- Pisarczyk S. (2010), *Mechanika gruntów*, Warszawa, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej.
- Przystański J. (1966), Określenie fizyko-mechanicznych własności gruntów za pomocą współczynników sprężystości Biota-Willisa, w: *III Sympozjon Polskiego Towarzystwa Mechaniki Teoretycznej i Stosowanej pośw. Reologii*, Wrocław, s. 51–61.
- Przystański J., Borowczak P. (1991), *Posadowienie budowli na gruntach ekspansywnych: praca zbiorowa*, Poznań, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej.
- Rahal M.A., Vuez A.R. (1998), Analysis of settlement and pore pressure induced by cyclic loading of soil, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(4), s. 1208–1210.
- Sanecki L. (1990), Wybrane zagadnienia laboratoryjnych badań gruntu na ściskanie w stanie odkształcenia jednoosiowego, *Inżynieria i Budownictwo*, Warszawa, Fundacja PZiTb Inżynieria i Budownictwo.
- Sas W., Gabryś K., Szymański A. (2010), Wpływ tempa przykładania obciążenia na parametry odkształceniowe gruntów organicznych, *Przegląd Naukowy Inżynieria i Kształtowanie Środowiska*, 19(3), s. 3–11.
- Sas W., Niesiołowska A., Szymański A., Malinowska E. (2007), Charakterystyki odkształceń słabonośnego podłoża uzyskane w badaniach terenowych, *Inżynieria i Budownictwo*, 7-8, s. 416–419.
- Sawicki A. (1991), *Mechanika gruntów dla obciążenia cyklicznego*, Gdańsk, Instytut Budownictwa Wodnego Polskiej Akademii Nauk.
- Sawicki A. (1994), *Mechanika kontinuum*, Gdańsk, Instytut Budownictwa Wodnego Polskiej Akademii Nauk.
- Schiffman R.L., Gibson R.E. (1964), Consolidation of nonhomogeneous clay layers, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 90, s. 1–30.
- Sivaram B., Swamee P. (1977), A computational method for consolidation coefficient, *Soils and Foundations*, 17(2), s. 48–52.

- Skempton A.W., Petley D.J. (1970), Ignition loss and other properties of peats and clays from Avonmouth, King's Lynn and Cranberry Moss, *Géotechnique*, 20(4), s. 343–356.
- Stopa M. (1987), *Mechanika gruntów badania laboratoryjne właściwości mechanicznych*, Szczecin, Politechnika Szczecińska.
- Stopa M., Meyer Z. (1994), Projektowanie nasypu na gruntach organicznych z uwzględnieniem wpływu ich konsolidacji, *Inżynieria i Budownictwo*, 8, s. 374–376.
- Suchnicka H. (2009), Wpływ historii obciążenia na ściśliwość gruntów prekonsolidowanych. w: *Problemy geotechniczne i środowiskowe z uwzględnieniem podłoży ekspansywnych*, Bydgoszcz, Wydawnictwa Uczelniane Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego, s. 209–216.
- Suchnicka H., Dmitruk S., Skoczylas K. (1980), *Reologia gruntów i skał*, Wrocław, Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej.
- Szczygielski T. (2008), *Analiza warunków konsolidacji torfów przeciążonych warstwą popiołów*, Szczecin, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie.
- Szymański A. (1991), *Czynniki warunkujące analizę odkształcenia gruntów organicznych obciążonych nasypem*, Warszawa, Wydawnictwo SGGW-AR.
- Szymański A., Sas W. (2000), Parametry geotechniczne w opisie procesu konsolidacji gruntów organicznych, w: *Jubileuszowa Sesja Naukowa Geotechnika w Budownictwie i Inżynierii Środowiska poświęcona 47-leciu pracy naukowej i 70-leciu urodzin Profesora Eugeniusza Dembickiego*, Gdańsk, Politechnika Gdańska.
- Tanner R.I. (2002), *Engineering rheology*, New York, Oxford University Press.
- Tarnawski M. (1984), *Inżyniersko-geologiczna charakterystyka gruntów organicznych Doliny Dolnej Odry*, Warszawa, Uniwersytet Warszawski.
- Terzaghi K. (1948), *Theoretical soil mechanics*, New York, John Wiley & Sons.
- Thomson W. (1965), The elasticity and viscosity of metals, *Proceedings of The Royal Society of London*, 14, s. 289–297.
- Thomson W. (1890), *Mathematical and physical papers, vol. III, Elasticity, heat, electromagnetism*, London, C.J. Clay and Sons, Cambridge University Press Warehouse.
- Tobolski K. (2000), *Przewodnik do oznaczania torfów i osadów jeziornych*, Warszawa, PWN.
- Todhunter I., Pearson K. (2014), *A history of the theory of elasticity and of the strength of materials*, Cambridge, Cambridge University Press.
- Tołpa S., Jasnowski M., Pałczyński A. (1967), System der genetischen Klassifizierung der Torfe Mitteleuropas, *Zeszyty Problemowe Postępów Nauk Rolniczych*, 76, s. 9–99.

- Topolnicki M. (1997), Fundamentowanie budowli w warunkach słabego podłoża, ze szczególnym uwzględnieniem obiektów komunikacyjnych, w: *XI Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Inżynierii Geotechnicznej*, Gdańsk 1997, t. III, s. 7–32.
- Türemnov S.N. (1957), *Złoża torfu i ich rozpoznanie*, Warszawa, Wydawnictwa Geologiczne.
- Voigt W. (1890), Über die innere Reibung der festen Körper, insbesondere der Kristalle *Abhandlungen der Königlichen Gesellschaft von Wissenschaften zu Göttingen*, 36, Göttingen, s. 3–47.
- Voigt W. (1892), Über innere Reibung fester Körper, insbesondere der Metalle, *Annalen der Physik*, 283, s. 671–693.
- Walters K. (2010), History of rheology, *Encyclopedia Life Support Systems (UNESCO-EOLSS)*, Paris.
- Wąs S. (1965), Geneza, sukcesje i mechanizm rozwoju warstw mszystych torfu, *Zeszyty Problemowe Postępów Nauk Rolniczych*, 57, s. 305–393.
- Werno M., Molisz R., Baran L. (1986), *Nasypy na gruntach organicznych*, Warszawa, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności.
- Wiłun Z. (2013), *Zarys geotechniki*, Warszawa, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności.
- Wolski W., Barański T., Garbulewski K., Lechowicz Z., Szymański A. (1985), Testing of anisotropic consolidation in organic soils, w: *Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, 12–16 August 1985, Rotterdam, A.A. Balkema, s. 699–702.
- Wrana B. (2012), *Dynamika gruntów. Modele obliczeniowe*, Kraków, Politechnika Krakowska.
- Zadroga B., Damicz J., Werno M. (2003), Osiadanie i konsolidacja gruntów organicznych obciążonych nasypami ziemnymi, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 1, s. 21–29.
- Zaradny H. (1999), *Ciśnienia porowe w budowlach ziemnych: mechanizmy ich kształtowania oraz metody pomiaru*, Gdańsk, Instytut Budownictwa Wodnego Polskiej Akademii Nauk.

Streszczenie

Modelowanie zachowania podłoża gruntowego zbudowanego z gruntów organicznych, które zostało poddane obciążeniu, ma szczególnie istotne znaczenie na obszarze Doliny Odry, gdzie występuje jedno z największych torfowisk. Rekordowe zatorfienie w rejonie Szczecina wiąże się z występowaniem zwartego kompleksu zabagnień w Dolinie Odry, zwanego Międzyodrzem. Dociera on fragmentami w rejonu samego miasta. Istotnym uzupełnieniem problematyki zatorfienia są wskaźniki średniej i maksymalnej miąższości złóż. Torfowiska wytworzyły w tej części stosunkowo głębokie pokłady: średnio 3,5 m, a maksymalnie 11,0 m. Największą miąższość wykazują złoża: w Dolinie Odry, w obrębie Szczecina oraz w rozwidleniu Odry. W wielu miejscach grunty słabe zostały przykryte nasypami w celu uzdatnienia podłoża dla potrzeb gospodarczych, składowych i mieszkaniowych. Prognoza osiadania takich nasypów wymagała stworzenia metody obliczeniowej, która umożliwi przewidywanie wielkości osiadania. W 1992 r. prof. Zygmunt Meyer zaproponował empiryczne równanie, które przez kilkanaście lat było weryfikowane zarówno w terenie, jak i w laboratorium. Obecnie rozwiązanie to może być wykorzystane do oceny zachowania się gruntu organicznego pod obciążeniem. W książce przedstawiono, jak przebiega modelowanie osiadania z wykorzystaniem modelu empirycznego oraz jakie daje możliwości.

W rozwiązaniach inżynierskich najczęściej stosuje się klasyczną teorię Terzagiego, opisującą zjawisko konsolidacji gruntu. Rozwiązanie Terzagiego bazuje na stałych parametrach gruntowych w całym okresie konsolidacji. Równanie konsolidacji można rozwiązać z wykorzystaniem zmiennych parametrów gruntowych. Zależnie od wielkości osiadania, ilości i wielkości wolnych przestrzeni w gruncie będzie się zmieniać. Odpowiednio moduł ściśliwości będzie się zwiększał, a współczynnik filtracji będzie się zmniejszał. Doświadczenia laboratoryjne prowadzone w Katedrze Geotechniki Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Szczecińskiej (po przekształceniach: Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego w Szczecinie) pozwoliły na opisanie takiego zjawiska w miarę, jak obciążona próbka gruntu zmienia swoją wysokość.

Odwzorowanie przebiegu osiadania powierzchni obciążonej dodatkowym obciążeniem jest możliwe z wykorzystaniem empirycznego równania, opisanego jako krzywa elementarna. Rów-

nanie empiryczne stanowi podejście reologiczne i opisuje przebieg osiadania w zakresie konsolidacji filtracyjnej i konsolidacji strukturalnej. Umożliwia prognozowanie konsolidacji i pełzania na podstawie uzyskanych pomiarów osiadania podłoża gruntowego, zarówno w badaniach laboratoryjnych, jak i badaniach terenowych. Stałe modelu obliczone są metodami statystycznymi na podstawie ciągów pomierzonych wartości osiadania względem czasu dla danego obciążenia.

Dla inżynierów interesujące są długoterminowe prognozy osiadania, a modelowanie odbywa się w pewnym ograniczonym zakresie czasowym, dlatego wyznaczenie wartości w modelu empirycznym docelowego osiadania wymaga metody kolejnych przybliżeń. Metoda ta pozwala w znacznym stopniu uwolnić się od czasu zakończenia badania w laboratorium, który przede wszystkim wpływa na wielkość osiadania końcowego. Dla inżyniera projektanta długi czas badań uniemożliwia prowadzenie owocnej współpracy z inwestorami, dla których czas jest istotnym czynnikiem.

Wyniki obliczeń w zakresie modelowania przebiegu osiadania powierzchni obciążonego podłoża gruntowego nie tylko służą do prognozy przebiegu osiadania i weryfikacji samego modelu, można je wykorzystać także do wyznaczenia podstawowych parametrów podłoża gruntowego, na przykład do identyfikacji początkowej wartości modułu ściśliwości.

Dla gruntów organicznych związek pomiędzy naprężeniem a odkształceniem musi być związkiem nieliniowym. Nieliniowość rozwiązania można uzyskać dzięki uzależnieniu modułu ściśliwości od osiadania w taki sposób, że zwiększające się osiadanie będzie powodować wzrost wartości modułu ściśliwości.

W książce podsumowano etap badań związany z rozpoznaniem mechanizmów przebiegu konsolidacji gruntów organicznych, który jest ważnym zadaniem, ponieważ posadowienie budowli na słabych gruntach organicznych stwarza szczególne problemy, takie jak duże pionowe i poziome odkształcenia podłoża, które pojawiają się zarówno podczas budowy, jak i po jej zakończeniu. Przedstawiono jeden z kierunków, w którym może rozwinąć się analiza zachowania gruntów organicznych pod obciążeniem. Weryfikacja i analiza krzywej elementarnej, zaproponowanej jako podstawowe równanie osiadania powierzchni obciążonej warstwy gruntu organicznego przez Meyera (1992), została przeprowadzona w szerokim zakresie: od badań laboratoryjnych w jednoosiowym stanie odkształcenia przez eksperymenty w warunkach terenowych po badania trójosiowego ściskania. Analizy krzywej elementarnej dotyczyły możliwości określania poszczególnych parametrów krzywej dla różniących się wartości zbiorów danych otrzymanych w czasie pomiarów. Określono różnice, jakie uzyskiwano dla krótkich zbiorów danych, dla długich zbiorów danych, dla dużych zbiorów danych i małych zbiorów danych. Znaczenie dla uzyskanych wartości parametrów krzywej elementarnej ma również czas zakończenia badania oraz nasycenie zbioru danych w wybranym przedziale czasowym.

Wartość otrzymanych parametrów ma istotne znaczenia w przypadku zmiany skali czasu przy przejściu z sekund na minuty czy inne jednostki czasu.

Krzywa elementarna pozwala prognozować osiadanie powierzchni obciążonego podłoża i może być z powodzeniem stosowana przy numerycznym modelowaniu zachowania podłoża jako jeden z warunków brzegowych.

Summary

Changes in the parameters of consolidated organic subsoil

Modelling of subsoil made up of organic soils, which are subjected to loads, is particularly important for the Odra Valley, where one of the largest peat bogs occurs. The record peat bogs concentration in the Region of Szczecin is linked to the occurrence of a compact swamp complex in the Odra Valley, referred to as Międzyodrze. Its fragments reach parts of the city itself. An important supplement to the problems of peat bogs concentration are the ratios of middle class and maximum class thickness of deposits. Peat bogs created in this area relatively deep deposits: on average of 3.5 m, and a maximum of 11.0 m. The largest thickness is shown by the deposits: in the Odra Valley, in the area of Szczecin and in the fork of the Odra. In many places, weak soils have been covered by embankments to improve the subsoil for business, storage and housing needs. The forecast for the subsidence of such embankments required a general calculation method to take into account the forecast of subsidence size. In 1992, Professor Zygmunt Meyer suggested an empirical equation that was verified in the field and in the laboratory for several years. Currently, this solution can be used to evaluate the behaviour of Organic Soil Under Load. In the book, an assessment of how subsidence modelling operates with the application of the empirical model and the opportunities it offers. In engineering solutions, the classic Terzaghi theory, that describes the phenomenon of soil consolidation, is most frequently used. This solution is based on constant soil parameters throughout the entire consolidation period. The consolidation equation can be solved with differing soil parameters, which must be variable, depending on the size of subsidence, the number and size of free spaces available in the soil. Correspondingly, the modulus of compressibility will increase and the filtration rate will decrease. Laboratory tests made at the Department of Geotechnics at the Faculty of Civil Engineering and Architecture of the Szczecin University of Technology (available in English) (after transformation: Szczecin West Pomeranian University of Technology) allowed to describe such a phenomenon, following the height variations of the soil sample under load. Mapping the course of subsidence of the surface loaded with additional load is possible with the use of the empirical equation described as the elementary curve. The empirical equation is a rheological approach and describes the

process of subsidence in the field of filtration and structural consolidation. This facilitates consolidation and creep forecasting based on obtained measurements of subsoil subsidence, both in laboratory and field tests. Model constants are calculated by statistical methods on the basis of sequences of measured subsidence values versus time for a given load. For engineers, long-term subsidence forecasts are interesting, and modelling takes place over a limited time range, so determining values in the empirical model of target settlement requires a method of subsequent approximations. This method allows to a large extent to get rid of the time parameter related to the completion of laboratory test which primarily affects the size of final subsidence. A long time of testing prevents the designer engineer from having a successful cooperation with project owners for whom time is very important. The results of calculations related to modelling the subsidence course of the loaded ground subsoil are not only used to forecast the subsidence course and to verify the model itself. They can also be used to determine the basic parameters of the subsoil, for example to identify the initial value of the compressibility module. For organic soils, the relationship between stress and strain/deflection must be a non-linear relationship. The non-linearity of the solution can be achieved by making the compressibility modulus dependent on subsidence in such a way that increasing subsidence will increase the value of the compressibility modulus. The book summarizes the stage of testing related to the reconnaissance of mechanisms of organic soil consolidation, which is an important task, because founding buildings on weak organic soils creates special problems, such as large vertical and horizontal deformations of the soil that occur both during and after their construction being completed. One of the directions in which the analysis of organic soil behaviour under load can be developed is presented. The verification and analysis of the elementary curve, proposed as the basic equation for subsidence of the loaded organic soil layer by Prof. Z. Meyer, was carried out in a wide range: from laboratory tests in uniaxial deformation state through field experiments to tri-axial compression tests. The elemental curve analyses referred to the determination of individual curve parameters for different values of data sets obtained while measuring. The differences that were obtained for short data sets, for long data sets, for large data sets and small data sets were determined. The time of completion of the study and saturation of the data set out in the selected time are also important for the obtained values of the elementary curve parameters. The value of the received parameters is of importance when changing the time scale, when switching from seconds to minutes or other time units. The elementary curve forecasts the subsidence of the loaded subsoil surface and can be successfully used for numerical modelling of the subsoil behaviour as one of the boundary conditions.

Zusammenfassung

Änderungen der Parameter des konsolidierten organischen Bodens

Die Modellierung des Verhaltens des aus organischen Böden bestehenden Baugrundes, der unter Last stand, ist von besonderer Bedeutung im Gebiet des Odertals, wo eines der größten Torfmoore vorhanden ist. Die größte Vertorfung in der Umgebung von Stettin ist mit dem Vorhandensein eines dichten Komplexes von Versumpfungen in dem Odertal verbunden, was als Zwischenoderland (poln. Międzyodrze) benannt wird. Es gelangt teilweise in die Gebiete der Stadt selbst. Eine wesentliche Ergänzung der Problematik der Vertorfung sind die Kennziffern der mittleren und maximalen Mächtigkeit der Lagerstätten. Die Torfmoore haben in diesem Teil relativ tiefe Schichten gebildet: durchschnittlich 3,5 m, maximal 11,0 m. Die größte Mächtigkeit zeigen folgende Lagerstätten: im Odertal, innerhalb Stettins und in der Gabelung der Oder. An vielen Stellen sind die schwachen Böden mit Aufschüttungen bedeckt, um den Boden zu den wirtschaftlichen, Lager- und Wohnzwecken aufzubereiten. Die Prognose der Setzung solcher Aufschüttungen bedurfte der Erarbeitung einer Berechnungsmethode, die ermöglicht, die Größe der Setzung vorzusehen. Im Jahr 1992 hat Prof. Zygmunt Meyer eine empirische Gleichung vorgeschlagen, die ein gutes Dutzend Jahre sowohl im Gelände als auch im Labor überprüft wurde. Gegenwärtig kann diese Lösung zur Bewertung des Verhaltens des organischen Bodens unter Last eingesetzt werden. In dem Buch wurde dargestellt, wie die Modellierung der Setzung unter Verwendung des empirischen Modells erfolgt und was für Möglichkeiten sie gibt. In den Ingenieurlösungen wird am häufigsten die klassische Theorie von Terzaghi verwendet, die das Phänomen der Bodenkonsolidierung beschreibt. Diese Lösung basiert auf gleichbleibenden Bodenparametern in dem ganzen Zeitraum der Konsolidierung. Die Konsolidierungsgleichung kann man unter Anwendung von veränderlichen Bodenparametern lösen, die sich in Abhängigkeit von der Größe der Setzung, der Menge und der Größe von freien Räumen in dem Boden verändern werden. Der Steifemodul wird sich entsprechend vergrößern und der Sickerbeiwert wird sich verkleinern. Die Laborversuche, die im Lehrstuhl für Geotechnik der Fakultät für Bauwesen und Architektur der Technischen Universität Stettin (nach Umgestaltung: der Westpommerschen Technischen Universität Stettin) durchgeführt wurden, haben erlaubt, ein solches Phänomen zu beschre-

iben, wie sich die Höhe einer belasteten Bodenprobe ändert. Die Abbildung des Verlaufs der Setzung einer Fläche, die unter einer zusätzlichen Last steht, ist unter Verwendung der empirischen Gleichung möglich, die als eine Elementarkurve beschrieben wird. Die empirische Gleichung stellt eine rheologische Betrachtungsweise dar und beschreibt den Verlauf der Setzung im Bereich der Filtrationskonsolidierung und der strukturellen Konsolidierung. Es ermöglicht die Prognostizierung der Konsolidierung und des Kriechens auf der Grundlage der erzielten Messungen der Setzung des Baugrundes sowohl in den Laborprüfungen als auch im Gelände. Die Konstanten des Modells werden nach statistischen Methoden aufgrund der Reihen der gemessenen Werte der Setzung in Bezug auf die Zeit für die jeweilige Last berechnet. Für die Ingenieure sind die langfristigen Prognosen der Setzung interessant, und die Modellierung erfolgt in einem bestimmten begrenzten Zeitbereich. Die Bestimmung der Werte in dem empirischen Modell des Zielwertes der Setzung bedarf deshalb der Methode der weiteren Näherungen. Diese Methode erlaubt, auf den Zeitparameter der Beendigung der Prüfung im Labor weitgehend zu verzichten, der vor allem einen Einfluss auf die Größe der Endsetzung hat. Für einen projektierenden Ingenieur macht die lange Zeit der Prüfungen eine erfolgreiche Zusammenarbeit mit den Investoren unmöglich, weil für sie die Zeit sehr wichtig ist. Die Ergebnisse der Berechnungen im Bereich der Modellierung des Verlaufs der Setzung der Fläche des belasteten Baugrundes dienen nicht nur der Prognose des Verlaufs der Setzung und der Überprüfung des Modells selbst, man kann sie auch zur Bestimmung der Grundparameter des Baugrundes, zum Beispiel zur Identifizierung des Anfangswertes des Steifemoduls verwenden. Für organische Böden muss die Beziehung zwischen der Spannung und der Verformung eine nichtlineare Beziehung sein. Eine nichtlineare Lösung kann man dank der Abhängigkeit des Steifemoduls von der Setzung in solcher Weise erreichen, dass die sich vergrößernde Setzung eine Erhöhung des Wertes des Steifemoduls verursachen wird. In dem Buch wurde eine Etappe der Prüfungen zusammengefasst, die mit der Erkennung der Mechanismen des Verlaufs der Konsolidierung der organischen Böden verbunden ist, die eine wichtige Aufgabe darstellt, weil die Gründung eines Bauwerkes auf schwachen organischen Böden besondere Probleme, wie große vertikale und horizontale Verformungen des Bodens verursacht, die sowohl in der Bauphase als auch nach dem Bauende auftreten. Es wurde eine der Richtungen vorgestellt, in der sich die Analyse des Verhaltens der organischen Böden unter Last entwickeln kann. Die Überprüfung und Analyse der Elementarkurve, die als die grundlegende Gleichung der Setzung der Fläche der belasteten Schicht des organischen Bodens von Prof. Z. Meyer vorgeschlagen wurde, wurde in einem weiten Bereich durchgeführt: angefangen von Laborprüfungen in einem einachsigen Zustand der Verformung über die Experimente unter Geländebedingungen einschließlich bis zu Prüfungen des dreiachsigen Drucks. Die Analysen der Elementarkurve betrafen Möglichkeiten zur Bestimmung einzelner Para-

meter der Kurve für die sich unterscheidende Werte der Datenbestände, die während der Messungen erzielt wurden. Es wurden Unterschiede festgelegt, die für kurze Datenbestände, für lange Datenbestände, für große Datenbestände und für kleine Datenbestände erreicht wurden. Für die erzielten Werte der Parameter der Elementarkurve sind auch die Zeit der Beendigung der Prüfung und die Sättigung des Datenbestandes in dem ausgewählten Zeitintervall von Bedeutung. Der Wert der erzielten Parameter ist von wesentlicher Bedeutung bei einer Änderung des Zeitmaßstabs bei dem Übergang von Sekunden zu Minuten oder zu anderen Zeiteinheiten. Die Elementarkurve erlaubt die Setzung der Fläche des belasteten Bodens zu prognostizieren und sie kann bei numerischer Modellierung des Verhaltens des Bodens als eine der Randbedingungen mit Erfolg eingesetzt werden.