

Wyznaczanie parametrów pełzania w konstytutywnym modelowaniu gruntów spoistych

Bartłomiej Szczepan Olek¹, Henryk Woźniak¹



B.S. Olek



H. Woźniak

Determination of creep parameters used in constitutive modelling of cohesive soils. Prz. Geol., 65: 873–882.

Abstract. The paper presents methods of determining creep parameters based on uniaxial compression testing. Relevant analyses were carried out on the basis of the time resistance concept. Evaluation of the strain-time one-dimensional behaviour of soil is also described. The aim of this research was to put some light on methods of determination of creep parameters used in various constitutive creep models and to develop the reliable interpretation approach. In this work the values for creep parameters were defined with the help of oedometer tests on reconstituted clay samples from Chmielów.

Keywords: constitutive modelling, creep, inverse rate, strain rate, uniaxial consolidation

Modele sprężysto-plastyczne i lepkoplastyczne z powodzeniem są wykorzystywane do odwzorowania rzeczywistych zjawisk zachodzących w gruntach spoistych. Odniesieniem najczęściej stosowanym do formułowania równań konstytutywnych dla tego typu gruntów jest ich charakterystyka w jednoosiowym stanie odkształcenia, a następnie rozszerzenie ich w przestrzeni głównych składowych stanu naprężenia–odkształcenia. W celu aplikacji odpowiedniego modelu zachowania się obciążanego gruntu, niezbędne jest uwzględnienie efektów reologicznych. Powszechnie przyjmuje się założenie, że nie ma różnicy pomiędzy odkształceniem lepkim a odkształceniem plastycznym. Odkształcenia lepkoplastyczne oraz wzajemne współzależności tempa zmian parametrów lepkości i plastyczności szczególnie wyraźnie są uzależnione od czasu (Olek, 2017). Proces ujmujący te właściwości w odniesieniu do zagadnień reologicznych nosi nazwę pełzania szkieletu gruntowego. Pełzanie, uznane za jeden z etapów procesu konsolidacji jednoosiowej, w ujęciu odkształceń jest określane jako wtórna kompresja i po raz pierwszy zostało opisane przez Graya (1936) oraz Buismana (1936). Przebieg tego procesu w różnego rodzaju gruntach, a w szczególności gruntach miękkoplastycznych oraz organicznych, opiera się na jednoosiowym typie kompresji w późniejszych etapach konsolidacji (przy quasi-stalym naprężeniu efektywnym), proporcjonalnym do logarytmu czasu. Zagadnienie rozgraniczenia między hydrodynamiczną fazą konsolidacji (odkształcenie wynikające z rozpraszania ciśnienia porowego) a reologiczną fazą posthydrodynamiczną (odkształcenie następujące po rozproszeniu ciśnienia porowego) stało się tematem wielu debat i zaowocowało licznymi pracami.

Ladd i in. (1977) oraz Jamiolkowski i in. (1985) zaproponowali dwie hipotezy występowania pełzania podczas konsolidacji filtracyjnej, nazwane hipotezami pełzania A i B. Hipotezy te stały się podstawą do dyskusji na temat ekstrapolacji pełzania, od krótkotrwałych obserwacji w badaniach laboratoryjnych do długoterminowych prognoz w terenie. Hipoteza A zakłada, że odkształcenie na końcu konsolidacji filtracyjnej (ϵ_{EOP}) jest niezależne od czasu konsolidacji (Mesri, Choi, 1985). Hipoteza B opiera się na

założeniu, że ϵ_{EOP} wzrasta wraz z upływem czasu fazy filtracyjnej (Šuklje, 1957; Bjerrum, 1967; Janbu, 1969).

Wyniki badań Fenga (1991) oraz Degago i in. (2010, 2011, 2013) jednoznacznie przekonują o słuszności hipotezy B. W badaniach tych posłużono się kryterium końca konsolidacji filtracyjnej, które polegało na przyłożeniu kolejnego stopnia obciążenia po całkowitym rozproszeniu nadciśnienia wody w porach. W warunkach laboratoryjnych kryterium to jest bardzo trudne do uzyskania. Podczas kompresji reologicznej, w której naprężenie efektywne jest właściwie stałe, rejestruje się niewielkie nadciśnienie wody w porach, spowodowane deformacją reologiczną, jednak czas wymagany do jego całkowitego rozproszenia może być znaczny. Teoretycznie, gdy grunt jest poddany zagęszczaniu, czas ten nigdy nie będzie zerowy. Wyjaśnienie to stanowi kryterium oznaczenia końca konsolidacji filtracyjnej, które autorzy niniejszego artykułu przyjęli jako słuszne. Hipoteza B ponadto zakłada, że tempo pełzania (t_p) jest wyrażone przez zależność $(\epsilon - \sigma')$ między naprężeniem efektywnym (σ') a odkształceniem (ϵ), w zakładanym czasie trwania procesu. Ustalenia te można zaklasyfikować jako modele izotach, w których położenie oraz nachylenie krzywej konsolidacji w danym czasie musi być zgodne z zależnościami między prędkością konsolidacji, naprężeniem efektywnym i porowatością. Zależności te zostały zaprezentowane przez zestaw izotach wyprowadzonych z krzywych konsolidacji z uwzględnieniem różnych przyrostów obciążenia. Stosując logarytmiczne prawo Buismana (1936) ekstrapolowano linie ściśliwości wtórnej (krzywe równej prędkości) poza czas obserwacji z akceptowaną wiarygodnością ekstrapolacji. Hipoteza B oznacza ponadto, że pełzanie występuje także podczas rozpraszania ciśnienia porowego, co raportowali m.in. Dobak i Gaszyński (2015), Olek i in. (2016) oraz Olek i Woźniak (2017).

Racjonalne modelowanie procesu konsolidacji, uwzględniające efekty reologiczne, traktuje cały proces jako składający się zarówno z konsolidacji filtracyjnej, jak i reologicznej, które występują równolegle, przy czym w zaawansowanym stadium odkształcenia zaznacza się widoczny wpływ lepkoplastycznego płynięcia struktury gruntu. Prawidłowe rozpoznanie zależności funkcyjnych,

¹ Akademia Górniczo-Hutnicza, al. Adama Mickiewicza 30, 30-059 Kraków; bartlomolek@gmail.com, hwozniak@geol.agh.edu.pl.

gruntu. Yin i in. (2010) eksperymentalnie udowodnili znaczne rozbieżności pojawiające się przy przewidywaniu uplastycznienia gruntu w badaniach trójosiowych (UU) z wykorzystaniem wymienionych modeli. Modele dopuszczające zniszczenie struktury stanowią prawdopodobnie najbardziej wiarygodne narzędzia opisu zachowania się miękkich gruntów spoistych. Na uwagę zasługuje model EVP-SCLAY1S (Yin, Karstunen, 2011) nadający się do analizowania anizotropii oraz zachowań lepkich w gruntach miękoplastycznych.

W 2011 r. rozpoczęto czteroletni, międzynarodowy projekt badawczy pod nazwą „Pełzanie geomateriałów” (*Creep of Geomaterials – CREEP*), prowadzony przez *Norwegian University of Science and Technology*. Jednym z głównych założeń projektu było potwierdzenie przydatności modeli pełzania w praktyce (Grimstad i in., 2017). W tym celu przeprowadzono symulacje odkształcalności doświadczalnego nasypu Murro (Finlandia). Wśród wielu osiągnięć projektu było opracowanie zunifikowanego modelu pełzania (Grimstad, 2016), który obejmował elementy wcześniej sformułowanych modeli: EVP-SCLAY1S (Yin, Karstunen, 2011), Creep-SCLAY1S (Sivasithamparan i in., 2015) oraz niezrzeszonego, strukturalnego, anizotropowego modelu pełzania – n-SAC (Grimstad, Degago, 2010).

Model Creep-SCLAY1S opisuje pełzanie naturalnych iłów z anizotropową odpowiedzią naprężenie–odkształcenie. W modelu zakłada się występowanie zewnętrznej, obróconej elipsy, definiującej normalnie skonsolidowaną powierzchnię (NCS), tj. granicę między małymi a dużymi odkształceniami pełzania. Wielkość tej elipsy zmienia się wraz z objętościowymi odkształceniami pełzania, zgodnie z zasadą wzmocnienia (*hardening rule*). Wewnętrzna elipsa reprezentuje natomiast obecny stan naprężeń efektywnych i zwana jest powierzchnią odniesienia CSS (ryc. 1B). Nachylenia linii prostych ($M(\theta)$ i α) zdefiniowano odpowiednio jako stosunek naprężeń w stanie krytycznym (zależny od kąta Lodego θ) i wielkość skalarną, zastosowaną w celu opisanego orientacji normalnie skonsolidowanej powierzchni oraz powierzchni odniesienia.

Zaznaczyć należy, że głównym założeniem w tym modelu jest to, że nie występuje w nim zakres odkształceń czysto sprężystych, co stoi w opozycji do klasycznych założeń Perzyny (1966), stąd jest on uznawany za szczególnie rodzaj modelu *overstress*. Pełzanie zdefiniowano używając pojęcia stałej prędkości lepkoplastycznego mnożnika (szczególny rodzaj współczynnika proporcjonalności, zwanego w teorii plastyczności mnożnikiem plastycznym). Pojęcie stałej prędkości lepkoplastycznego mnożnika zastosowano również w modelu n-SAC do obliczenia prędkości odkształcenia pełzania. Model ten wykorzystuje koncepcję oporności czasowej gruntu (*time resistance*; Janbu, 1969) z jednym parametrem pełzania odniesionym do liczby opornościowej (r_s). Koncepcja ta została również wykorzystana w praktyce skandynawskiej – w modelu KRYKON (Svanø, 1986), w modelu SAC-R (Bjerre, 2015) oraz w oprogramowaniu stosowanym do modelowania zjawisk fizycznych COMSOL, w którym wdrożono model

Tab. 1. Zestawienie parametrów pełzania w niektórych modelach konstytutywnych
Table 1. List of creep parameters in some constitutive models

Model <i>Model</i>	Parametr pełzania <i>Creep parameter</i>				Odwołanie <i>Reference</i>
	μ^* [-]	$r_{s, \min}$ [-]	r_{si} [-]	C_α [-]	
ACMModel					Leoni i in. (2008)
CREEP-SCLAY1S		✓	✓		Grimstad i in. (2010)
CS-SSCG	✓				Ashrafi (2014)
EVP-SCLAY1				✓	Karstunen i Yin (2011)
MAC-s			✓		Karlsson i Yannie (2016)
n-SAC		✓	✓		Grimstad i Degago (2010)
SAC-R		✓	✓		Bjerre (2015)
SSCM	✓				Vermeer i Neher (1999)
Zunifikowany <i>Unified</i>			✓		Grimstad (2016)

μ^* – zmodyfikowany wskaźnik pełzania / *modified creep index*

$r_{s, \min}$ – liczba opornościowa uzyskana w badaniu edometrycznym na próbce NNS (nie uwzględniona w niniejszej pracy) / *time resistance number determined in oedometer test on an undisturbed sample (not taken into account in this work)*

r_{si} – liczba opornościowa / *creep number*

C_α – wskaźnik ściśliwości wtórnej / *creep index*

MAC-s (Karlsson, Yannie, 2016). Wszystkie wymienione narzędzia łączy jedna cecha – ostrożny i przemyślany dobór parametrów wejściowych. Zważywszy na konieczność coraz częstszego przewidywania zachowania się przez długi czas elementów geotechnicznych w kontakcie z podłożem gruntowym, zagadnienie wyznaczania miarodajnych wartości tych parametrów stało się główną motywacją podjęcia tego tematu. W tabeli 1 zestawiono parametry pełzania wraz z przypisanymi do nich modelami, których metody uzyskiwania zostaną przedstawione w dalszej części.

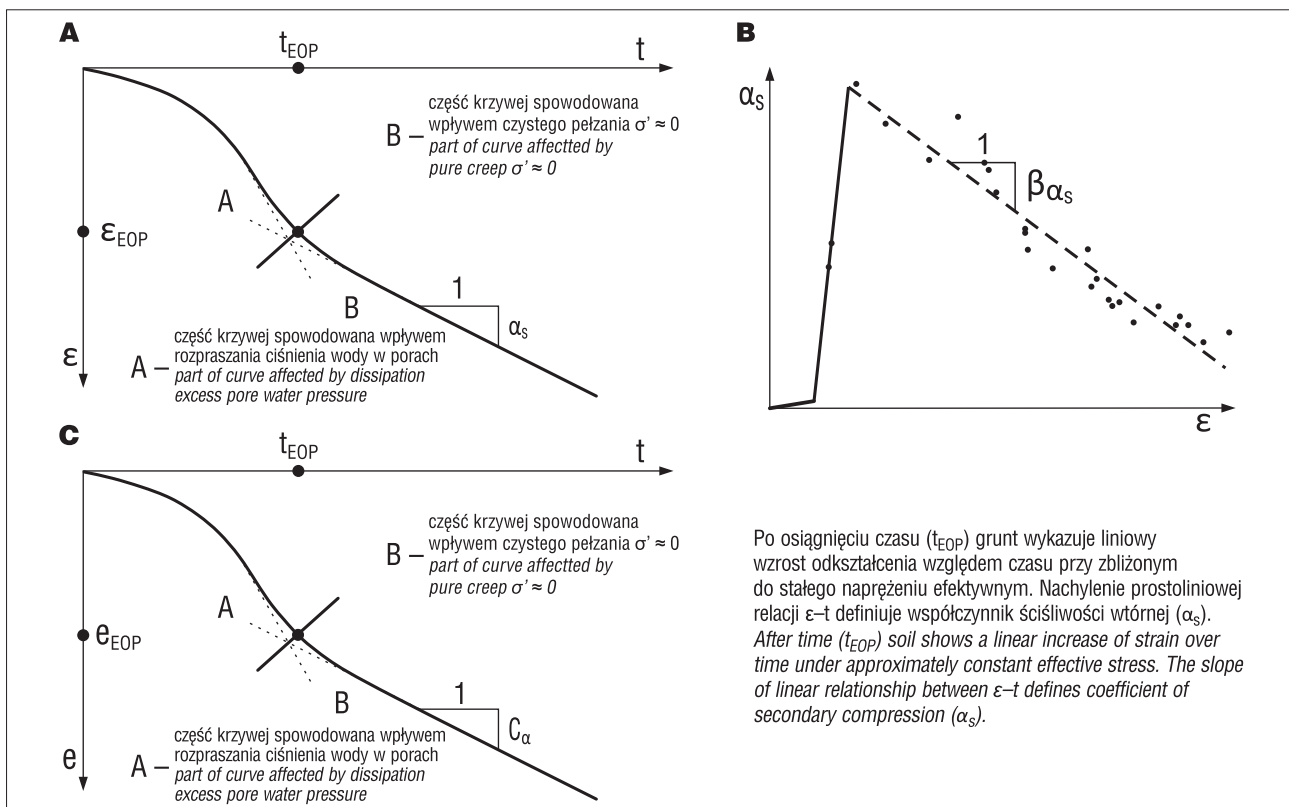
IZOTROPOWE PARAMETRY PEŁZANIA

Konsolidacja gruntów spoistych jest określona jako kompresja wynikająca z aplikacji obciążenia, trwająca aż do czasu, gdy naciśnienie wody w porach, powstałe pod wpływem obciążenia, zostanie całkowicie rozproszone. W warunkach zaniedbywalnie małego naciśnienia wody w porach odkształcenia nie ustają, a woda, z konieczności, nadal jest wyciskana z gruntu (Mesri, Castro, 1987; Alonso i in., 2000). Typowe dane reprezentujące przebieg procesu konsolidacji są przedstawiane zależnością funkcyjną między odkształceniem (ϵ) lub wskaźnikiem porowatości (e) a logarytmem czasu (t) (ryc. 2A i C). Powszechnie stosowanymi parametrami charakteryzującymi pełzanie są współczynnik ściśliwości wtórnej (α_s) oraz wskaźnik ściśliwości wtórnej (C_α), zdefiniowane odpowiednio wzorami:

$$\alpha_s = \frac{\Delta \epsilon_p}{\Delta \log t} \quad [1]$$

$$C_\alpha = \frac{\Delta e_p}{\Delta \log t} \quad [2]$$

Na podstawie wartości współczynnika ściśliwości wtórnej można oszacować liczbę opornościową (r_s) zgodnie ze wzorem:



Ryc. 2. Typowa reprezentacja danych edometrycznych w odniesieniu do ściśliwości wtórnej; **A** – zależność $\epsilon - \log t$, **B** – zmienność współczynnika ściśliwości wtórnej względem rosnącego odkształcenia, **C** – zależność funkcyjna $e - \log t \epsilon$

Fig. 2. Typical representation of oedometric data in relation to secondary compression, **A** – relation $\epsilon - \log t$, **B** – variability of the coefficient of secondary compression in relation to increasing strain, **C** – $e - \log t \epsilon$ relation

$$r_s = \frac{2,3}{\alpha_s} \quad [3]$$

Eksperymentalnie udowodniono (Larsson, 1986), że wartości współczynnika ściśliwości wtórnej (α_s) nie są stałe i zmieniają się w trakcie obciążania. Współczynnik β_{α_s} określa zmianę współczynnika ściśliwości wtórnej wraz ze wzrostem odkształcenia (ryc. 2B). W modelowaniu konstytutywnym niezbędne jest określenie jeszcze jednego parametru opisującego pełzanie, zmodyfikowanego wskaźnika pełzania (μ^*), który znalazł zastosowanie w kilku modelach (Vermeer, Neher, 1999; Leoni i in., 2008; Wheeler i in., 2003). Wskaźnik ten wyznacza się na podstawie współczynnika ściśliwości wtórnej (α_s), uzyskanego z danych eksperymentalnych:

$$\mu^* = \frac{\alpha_s}{2,3} \quad [4]$$

KONCEPCJA OPORNOŚCI CZASOWEJ PEŁZANIA

Koncepcja oporności czasowej pełzania gruntu po raz pierwszy została przedstawiona przez Janbu w 1969 r. Wywiedziono ją na podstawie interpretacji wyników badań pełzania w edometrze, ale możliwe jest także rozszerzenie jej do pełzania dewiatorowego. Pojęcie oporności jest powszechnie używane w prawie wszystkich dziedzinach technicznych. Zasadnicze elementy tego pojęcia można

znaleźć w „Statucie dynamiki Newtona” z XVII w. W 1822 r. wyprowadzono szeregi Fouriera, wykorzystane do opisu przewodzenia ciepła w obiektach dwuwymiarowych. Modyfikacja tego związku jest znana jako pojęcie oporności cieplnej lub koncepcja oporności. Wszystkie materiały mają oporność przeciwko wymuszonej zmianie istniejących warunków równowagi. Oporność ośrodka lub jego pojedynczej części można zatem określić przez pomiar przyrostowej odpowiedzi do danego przyrostowego działania. Definicja oporności (R) może być zapisana jako:

$$R = \text{powód (dx)/reakcja (dy)} \quad [5]$$

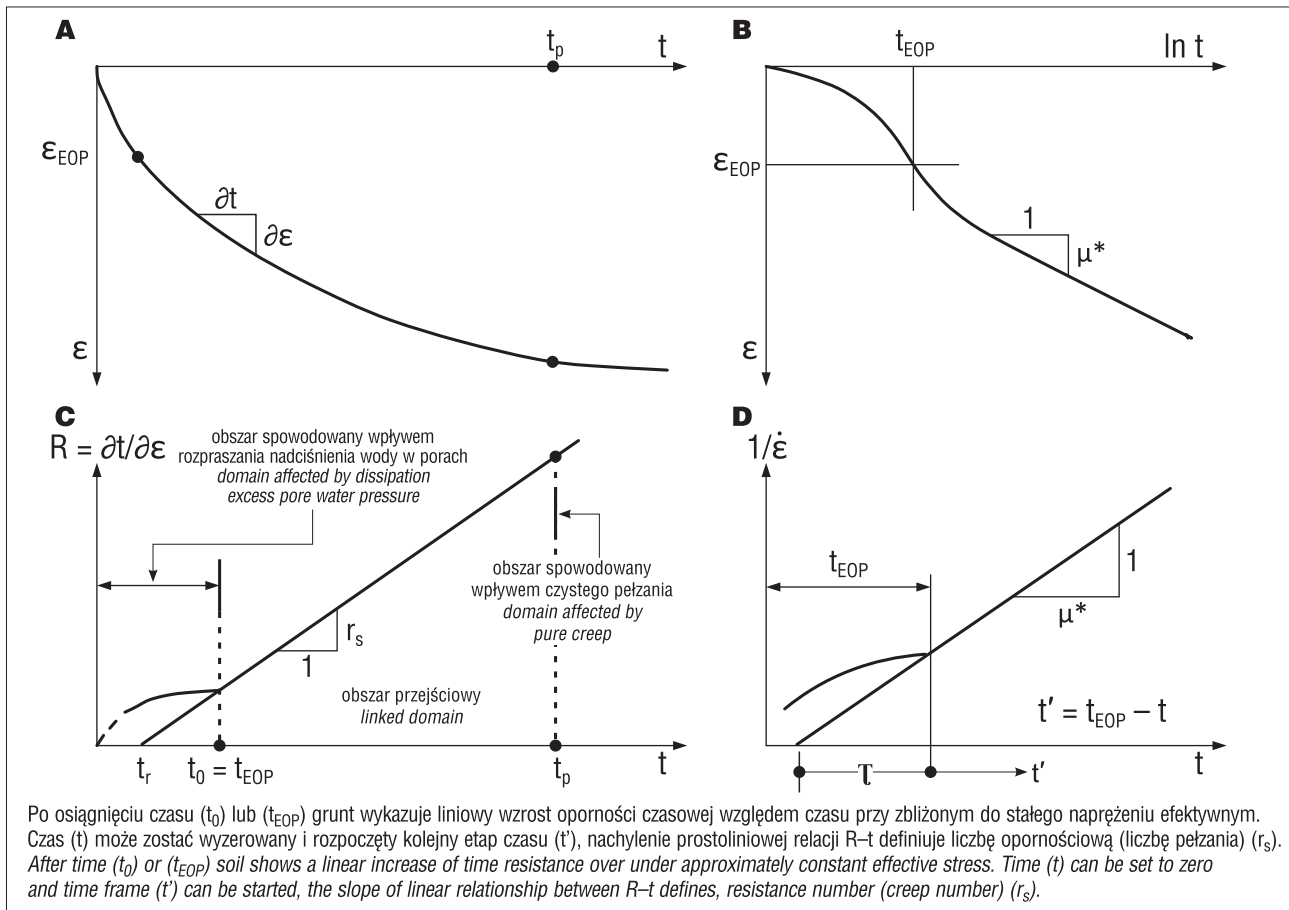
W podejściu tym czas (t) rozważamy jako działanie a odkształcenie pełzania (ϵ) jako reakcję. Stąd oporność gruntu (R) można wyrazić jako:

$$R = \frac{dt}{d\epsilon} = 1 / \dot{\epsilon} \quad [6]$$

gdzie:

$\dot{\epsilon}$ – prędkość odkształcenia pełzania

Graficznie oporność gruntu (R) można wyrazić styczną do krzywej czas–odkształcenie w analizowanym punkcie (ryc. 3A). Początkowa, nieliniowa część wykresu (ryc. 3C, D) wynika z dominacji filtracyjnych mechanizmów pochodzących z rozpraszania nadciśnienia wody w porach. Oznacza to, że prędkość odkształcenia pełzania maleje liniowo wraz z upływem czasu.



Ryc. 3. Typowa reprezentacja danych edometrycznych na podstawie konceptu oporności Janbu, **A** i **B** – pionowe odkształcenie w funkcji czasu, **C** – oporność w zależności od czasu, **D** – koncepcja oporności wykorzystywana w modelowaniu pełzania w PLAXIS (zmodyfikowany po Neher i in., 2001)

Fig. 3. Typical representation of oedometric data in relation to Janbu's time resistance concept, **A** and **B** – axial strain as a function of time, **C** – resistance in relation to time, **D** – time resistance concept used in modelling with PLAXIS (modified from Neher et al., 2001)

Na podstawie konwencjonalnych badań laboratoryjnych można stwierdzić, że oporność czasowa pełzania (R) wzrasta liniowo po osiągnięciu określonego czasu (t_0). Prawidłowość tę można zapisać w następującej formie:

$$R = r_s \times (t - t_r) \text{ dla } t > t_0 \quad [7]$$

W przypadku odkształcenia jednoosiowego liczbę opornościową (r_s) – nachylenie prostoliniowego odcinka rozpatrywanej krzywej R - t – można wyznaczyć stosując numeryczne różniczkowanie zgodnie z procedurą [8].

$$r_s = \frac{d\left(\frac{\partial t}{\partial \epsilon}\right)}{dt} = \frac{dR}{dt} = \frac{\left(\frac{\partial t}{\partial \epsilon}(t) - R_{ref}\right)}{t - t_r} \quad [8]$$

Prędkość odkształcenia pełzania ($\dot{\epsilon}_p$) w czasie (t) jest równa odwrotności oporności czasowej (R):

$$\dot{\epsilon}_p = \frac{\partial \epsilon_p}{\partial t} = \frac{1}{R} = \frac{1}{r_s \times (t - t_r)} \quad [9]$$

Po scałkowaniu równania [9] po granicach od t_0 do t odkształcenie spowodowane pełzaniem można wyrazić wzorem:

$$\Delta \epsilon_p = \frac{1}{r_s} \int_{t_0}^t \frac{dt}{(t - t_r)} = \frac{1}{r_s} \ln \frac{t - t_r}{t_0 - t_r} \quad [10]$$

BADANY MATERIAŁ I ZASTOSOWANA METODA BADAWCZA

Badaniom poddano pastę gruntową otrzymaną z zawiesiny ilowej sporządzonej na bazie ilów krakowieckich (miocen). Obszar, z którego pozyskano materiał badawczy, to złoża ilów krakowieckich Chmielów I, położone w gminie Nowa Dęba (pow. tarnobrzeski). Iły te mają barwę szarą, jaśniejszą lub ciemniejszą, miejscami o odcieniu zielonawym lub popielatym, a niekiedy zawierają wkładki i przewarstwienia piaszczyste. Skład granulometryczny oraz parametry fizyczne gruntu wykorzystanego do sporządzenia pasty są następujące:

- zawartość frakcji: ił – 48%, pył – 38%, piasek – 14%;
- gęstość objętościowa szkieletu gruntowego $\rho_s = 2,72 \text{ g/cm}^3$;
- granica plastyczności $PL = 24,6\%$;
- granica płynności $LL = 65,02\%$.

Analiza składu mineralogicznego próbek wykazała dominujący udział uwodnionych mik (illit), detrytycznego kwarcu i kalcytu oraz domieszki montmorillonitu. Badana pasta gruntowa została przygotowana z wysuszonej i roz-tartej w móżdżerzu mączki gruntowej, którą następnie

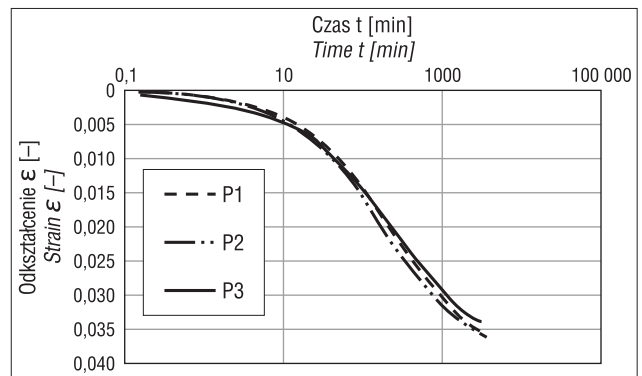
łączono z wodą i intensywnie mieszano, aż do uzyskania jednolitej konsystencji. Plastyczność sporządzonej pasty była bliska granicy płynności (LL – 65,02%).

Badanie przeprowadzono w konsolidometrze Barde-na-Rowe'a. Schemat badawczy oparto na skokowym systemie obciążania (*incremental loading* – IL) o ścieżkach etapowego przyrostu, wynoszącego 100–200 oraz 200–400 kPa, w warunkach równomiernego odkształcenia i jednostronnego drenażu. Miarodajna analiza pełzania wykorzystująca koncepcję oporności powinna być przeprowadzona przy obciążeniu powyżej naprężenia prekonsolidacji dla próbek niezaburzonych i naprężenia uplastycznienia dla próbek o przerobionej strukturze. W związku z tym interpretacji poddano drugi stopień obciążenia, tj. 400 kPa.

**REZULTATY BADAŃ LABORATORYJNYCH
– POSTĘPOWANIE PRZY WYZNACZANIU
PARAMETRÓW $\alpha_s, C_\alpha, \mu^*, r_{si}$**

Często wyniki każdego etapu obciążania w badaniu edometrycznym nanosi się na wykres reprezentujący odczyty czujnika przemieszczenia w funkcji pierwiastka kwadratowego czasu lub funkcji logarytmu czasu. Analizę przeprowadzonych badań konsolidacji rozpoczęto od wyboru przestrzeni, w jakiej zostaną określone parametry pełzania. W celu wyznaczenia poszukiwanych parametrów wystarczy wykreślić dla próbki tylko dwa rodzaje krzywych $\epsilon - \log t$ i $R-t$ oraz skorzystać ze wzorów przeliczeniowych. Otrzymane z badań krzywe $\epsilon - \log t$ wykazały podobne przebiegi z wyłączeniem części krzywej odzwierciedlającej pełzanie (ryc. 4).

Współczynnik ściśliwości wtórnej (α_s) jest zdefiniowany jako nachylenie krzywej $\epsilon - \log t$ przy założeniu, że konsolidacja jest w fazie pełzania, a grunt jest poddawany naprężeniu efektywnemu większemu od lokalnego naprężenia uplastycznienia. Zalecany czas badania edometrycznego wynosi 24 godziny, aczkolwiek ze względu na aspekt poznawczy, został on wydłużony do 3 dób, by w pełni

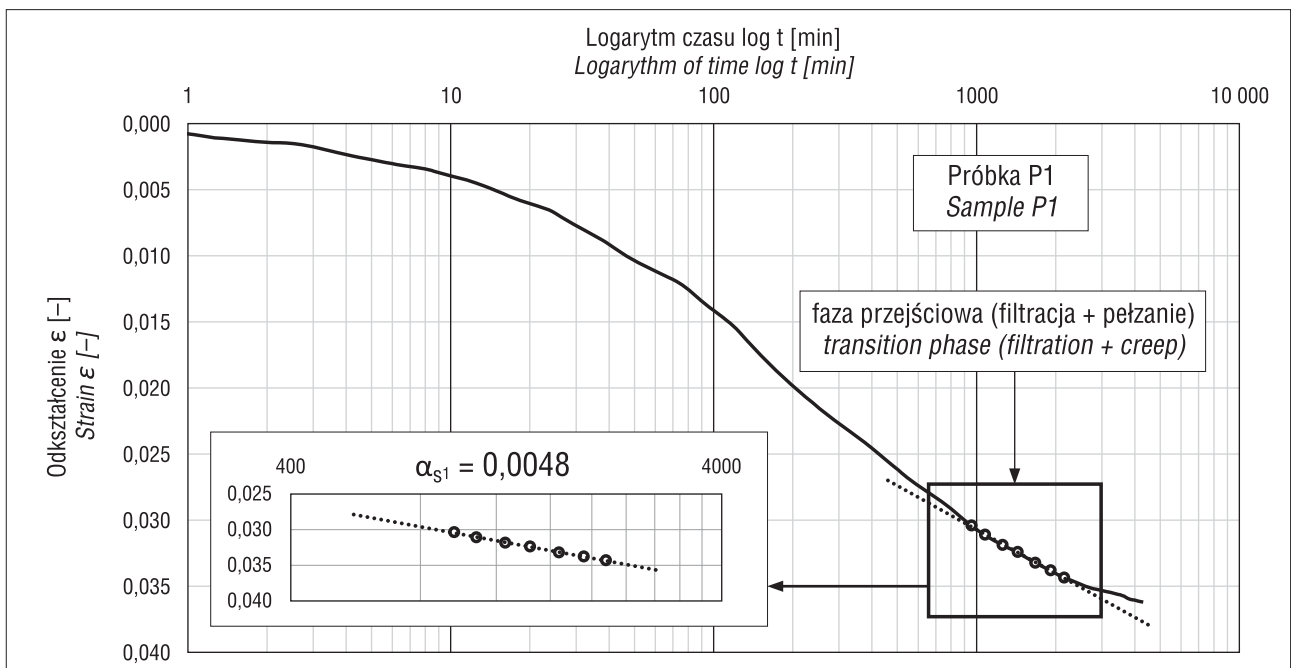


Ryc. 4. Krzywe konsolidacji uzyskane z badań laboratoryjnych
Fig 4. Consolidation curves obtained in laboratory tests

rozpoznać moment rozpoczęcia fazy czystego pełzania. Duży problem stanowi wyznaczenie punktu granicznego na krzywej, oddzielającego quasi-filtracyjną fazę konsolidacji, zdominowaną rozpraszaniem ciśnienia porowego, od fazy przejściowej, w której wraz z przebiegiem procesu wzrasta udział pełzania. W celu określenia granicznej wartości odkształcenia na końcu konsolidacji filtracyjnej (ϵ_{EOP}) oraz czasu na końcu konsolidacji filtracyjnej (t_{EOP}), przyjęto dwa uzupełniające się kryteria zbieżności doświadczalnych i teoretycznych przebiegów krzywych oraz quasi-stałości współczynnika konsolidacji. Po przekroczeniu czasu (t_{EOP}) rozpoczyna się faza przejściowa konsolidacji, a rozwój odkształceń jest uzależniony zarówno od czynnika filtracyjnego, jak i reologicznego.

Na wartość wyznaczanych parametrów w znaczący sposób wpływa wybór interpretowanego odcinka krzywej $\epsilon - \log t$ (ryc. 5 i 6).

W pierwszym przypadku (ryc. 5) interpretowany odcinek jest zlokalizowany w przejściowej fazie konsolidacji, w której znaczenia zaczyna nabierać pełzanie, lecz nie jest ono jeszcze w pełni rozwinięte, ponieważ nadal następuje odkształcenie na skutek rozpraszania nadciśnienia wody w porach. Wartość współczynnika ściśliwości wtórnej (α_s)



Ryc. 5. Wybór odcinka na krzywej $\epsilon - \log t$ dla przejściowej fazy konsolidacji
Fig. 5. Selection of the region on $\epsilon - \log t$ curve for transition phase of consolidation

ustalono na 0,0048. Dla przypadku drugiego (ryc. 6) wybrano odcinek reprezentujący fazę czystego pełzania (dla pasty ilowej z ilu krakowieckiego czas czystego pełzania rozpoczął się po około 24 godzinach). Kolejne odczyty przemieszczenia i czasu rejestrowano co 4 godziny. Wyznaczona wartość współczynnika ściśliwości wtórnej (α_s) wyniosła 0,0030 i była znacznie mniejsza niż w pierwszym przypadku, co świadczy o mniejszej prędkości postępu pełzania. Pojawia się w tym miejscu pytanie, którą wartość należy przyjąć jako wejściową w modelowaniu? Metodą weryfikacyjną może być obliczenie z równania [3] liczby opornościowej (r_{si}) i skonfrontowanie wyników z rezultatem analizy oporności. Wartość zmodyfikowanego wskaźnika pełzania (μ^*) uzyskuje się z równania [4] po wcześniejszym wyborze prawidłowej wartości współczynnika ściśliwości wtórnej (α_s). Schemat toku postępowania zaproponowany w nawiązaniu do całego procesu modelowania konstytutywnego przedstawiono na ryc. 7. Graf ilustruje etapy postępowania od wyznaczenia parametrów wejściowych i ustalenia modelu gruntu do skonkretyzowania obciążeń i predykcji przemieszczeń.

Określona wcześniej konieczność skorzystania z koncepcji oporności czasowej wymusza obliczenie dla każdego doświadczalnego punktu oporności czasowej pełzania (R). W praktyce geotechnicznej eksperymentalną oporność czasową pełzania (R) wyznacza się jako pochodną czasu względem odkształcenia osiowego. Obliczenie pochodnej można przeprowadzić na kilka sposobów. Singh (2001) zaleca korzystanie z metody interwałów czasowych jako skutecznego narzędzia do obliczania pochodnych w zastosowaniach inżynierskich. Średni czas dla przedziału uściśla się za pomocą wyrażenia:

$$\bar{t} = \frac{1}{2}(t_i + t_{i+2}) \quad [11]$$

Pochodna czasu względem odkształcenia jest wyrażana w postaci średniego czasu i ilorazu różnicowego zgodnie ze wzorem:

$$\left. \frac{\partial t}{\partial \varepsilon} \right|_i = \frac{t_{i+2} - t_i}{\varepsilon_{i+2} - \varepsilon_i} \quad [12]$$

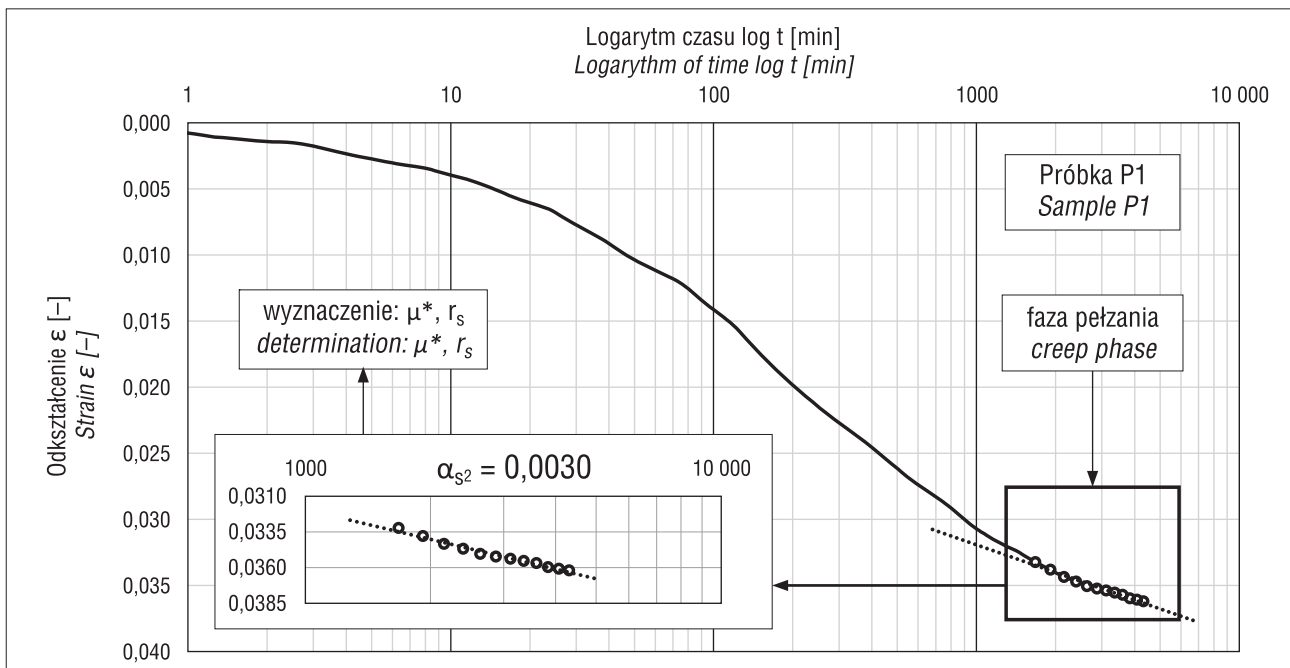
Obliczenia dokonano w oprogramowaniu *ConAnalys 2016*© (Olek, 2017), korzystając z modułu *Time resistance*. Następnym krokiem było naniesienie na wykres dopasowanej, aproksymowanej linii oporności (ryc. 8). Linia ta załamuje się w miejscu zdeterminowania „wewnętrznego” czasu odniesienia (t_r). W koncepcji oporności czasowej zakłada się „wewnętrzny” czas odniesienia (t_r) równy 24 godziny. Jeżeli badanie trwa równo 24 godziny, załamanie ustala się na podstawie momentu widocznego wpływu efektów reologicznych (arbitralnie stwierdzony na krzywej $R-t$, gdy oporność czasowa zaczyna wzrastać, lub jedną z metod badania stopnia zgodności doświadczalnego i teoretycznego przebiegu konsolidacji, np. z krzywej $\log_{10}(H^2/t) - U$). Miejsce na wykresie, w którym oporność zaczyna liniowo wzrastać, jest określone punktem o współrzędnych (R_0, t_0) i informuje o fazie czystego pełzania. Nachylenie linii oporności czasowej najlepiej dopasowanej do danych eksperymentalnych stanowi wewnętrzną liczbę opornościową (r_{si}). Otrzymaną wartość można następnie przeliczyć na współczynnik ściśliwości wtórnej (α_s):

$$\alpha_s = \frac{2,3}{r_{si}} \quad [13]$$

oraz zmodyfikowany wskaźnik pełzania (μ^*):

$$\mu^* = \frac{1}{r_{si}} \quad [14]$$

W dyskutowanym przykładzie wewnętrzna liczba opornościowa (r_{si}) jest równa 700, a z przeliczenia uzyskano $\alpha_s = 0,0032$ oraz $\mu^* = 0,0013$. Natomiast wartości (α_s) szacowane z analizy krzywej zależności odkształceń od logarytmu czasu wyniosły 0,0048 (przypadek I) oraz



Ryc. 6. Wybór odcinka na krzywej $\varepsilon - \log t$ dla fazy czystego pełzania
Fig. 6. Selection of the region on $\varepsilon - \log t$ curve for pure creep phase

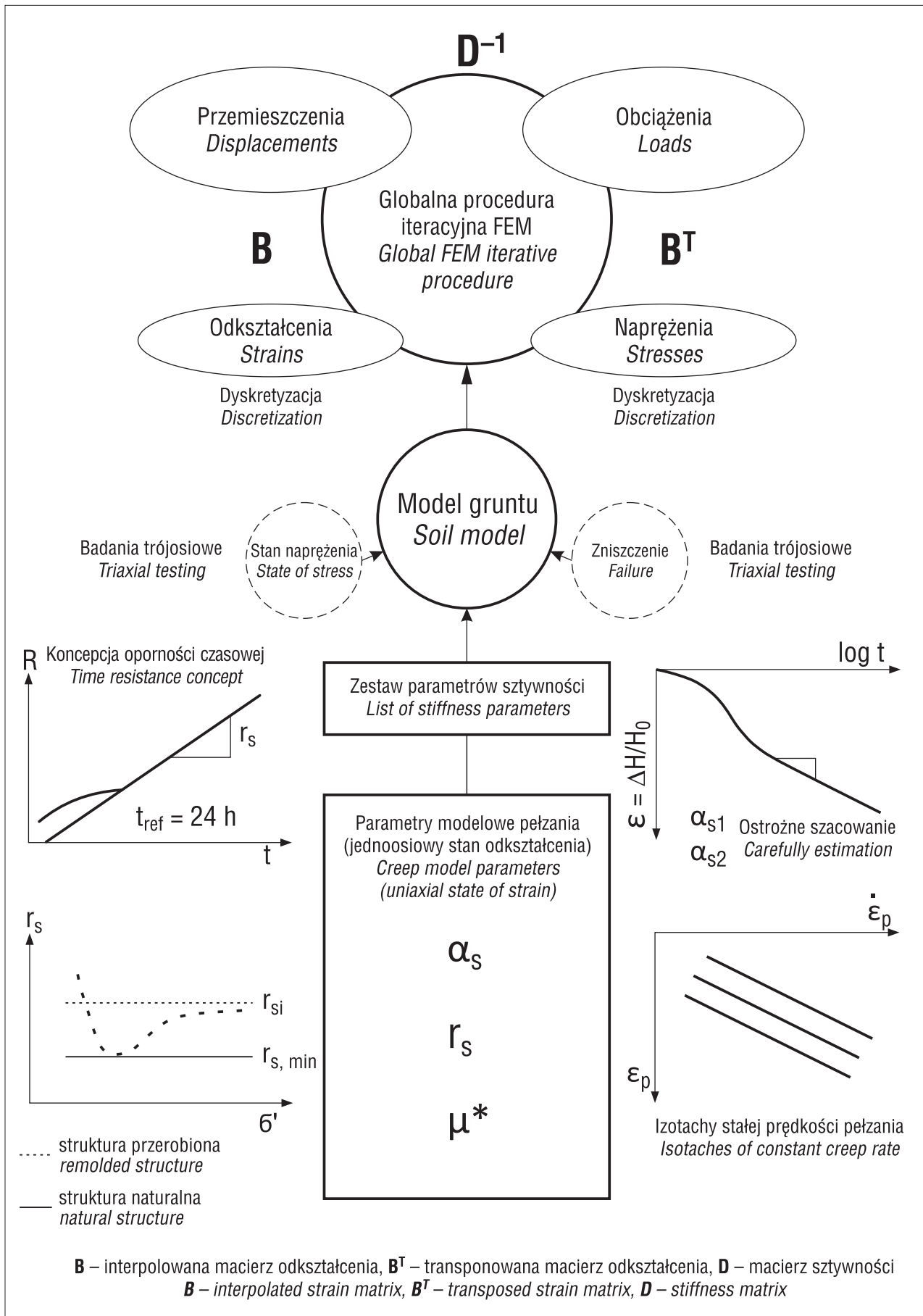
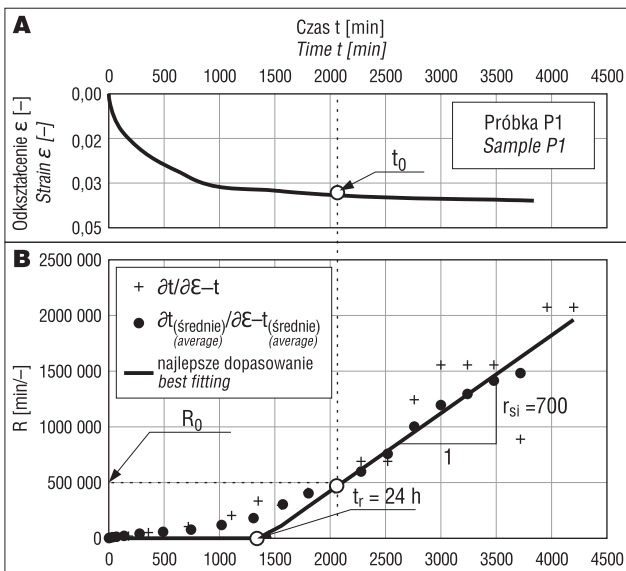


Fig. 7. Konceptyjny schemat postępowania przy wyznaczaniu parametrów modelowych w nawiązaniu do całego procesu modelowania
Fig. 7. Conceptual scheme of determination procedure of model parameters in relation to the whole modelling process



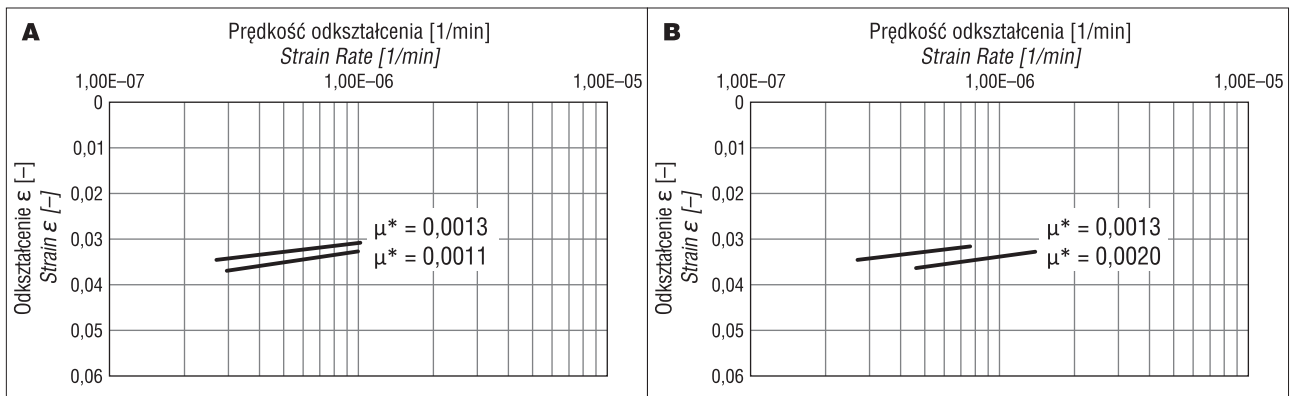
Ryc. 8. Wyznaczanie kluczowych parametrów pełzania z zastosowaniem koncepcji oporności czasowej: **A** – krzywa $\varepsilon - \log t$, **B** – krzywa $R-t$

Fig. 8. Determination of the key creep parameters using time resistance concept: **A** – $\varepsilon - \log t$ curve, **B** – $R-t$ curve

0,0030 (przypadek II). Druga wartość, reprezentująca niższą początkową prędkość pełzania, daje dobre przybliżenie α_s ($\alpha_{s2} = 0,0030$ w porównaniu do uzyskanej z przeliczenia wartości $\alpha_s = 0,0032$).

Stąd uzyskane parametry μ^* i r_{si} przyjmują wartości 0,0013 i 766. Wartość wewnętrznej liczby oporności (r_{si}) jest nieco większa, ale nie powoduje nadmiernego błędu w przybliżeniu. Zaznaczyć należy, że zmiana początkowej prędkości odkształcenia w fazie pełzania już o 0,00001 powoduje przeszacowanie lub niedoszacowanie na poziomie około 5%. Jednakże obliczone prędkości wyrażone parametrem μ^* (ryc. 9a), uzyskanym na podstawie krzywych $\varepsilon - \log t$ oraz $R-t$, dla wszystkich trzech próbek są zgodne i zadowalająco oddają trend osiadania. Przyjęcie wartości $\alpha_{s1} = 0,0048$ daje wartości μ^* i r_{si} równe odpowiednio 0,0020 i 480, co stoi w opozycji zarówno do otrzymywanej wartości początkowej prędkości odkształcenia (ryc. 9B), jak i do rezultatów analizy oporności (ryc. 7). Rozrzut ten świadczy o nieprawidłowo stwierdzonym momencie rozpoczęcia czystego pełzania szkieletu gruntowego, a tym samym o nieadekwatnej początkowej prędkości odkształcenia. Przyjęcie koncepcji oporności czasu daje możliwość interpretacji danych odnoszących się wyłącznie do zależności funkcyjnych opisujących pełzanie. Adekwatniejsze jest zatem bezpośrednie wyznaczanie r_{si} z krzywej $R-t$ aniżeli z krzywej $\varepsilon - \log t$, co nie oznacza, że parametr pełzania (μ^*) nie może być związany samodzielną zależnością funkcyjną z odkształceniem, naprężeniem lub czasem.

Wartości parametrów pełzania badanych gruntów charakteryzują się dobrą zgodnością (tab. 2). Zakres zmienności wewnętrznej liczby opornościowej zależy od kilku czynników związanych z przygotowaniem danych pomia-



Ryc. 9. Prędkość odkształceń w funkcji odkształcenia dla: **A** – wszystkich analizowanych próbek przy prawidłowym wyborze momentu rozpoczęcia czystego pełzania; **B** – dla próbki dyskutowanej w tekście, co do której istnieje możliwość popełnienia błędu w wyborze prawidłowej wartości parametru pełzania

Fig. 9. Strain rate in relation to strain for: **A** – all analyzed samples after correct selection of the beginning of pure creep; **B** – for the sample discussed in the text when possible error in selecting the correct value of the creep parameter may occur

Tab. 2. Wyniki uzyskanych parametrów pełzania w nawiązaniu do zastosowanego podejścia interpretacyjnego

Table 2. Results of obtained creep parameters in relation to used interpretation approach

Próbka Sample	Właściwości fizyczne Physical properties		Wyniki obliczeń parametrów pełzania Results of creep parameters calculations								
			Według krzywej $\varepsilon - \log t$ Based on $\varepsilon - \log t$ curve				Według koncepcji oporności czasu Based on time resistance concept				
	w_L	ρ_s	ε_{max}	α_s	μ^*	r_{si}	α_s	μ^*	r_{si}	R_0	t_r
[%]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[min/-]	[min]	
P1	65,02	2,70	0,036	0,0030	0,0013	766,6667	0,0032	0,0013	700	500000	1440
P2	65,01	2,70	0,036	0,0028	0,0012	821,4286	0,0030	0,0013	750	500000	1440
P3	65,02	2,70	0,033	0,0026	0,0011	884,6154	0,0026	0,0011	900	500000	1440

w_L – granica płynności / liquid limit

ρ_s – gęstość właściwa szkieletu gruntowego / specific gravity of solids

ε_{max} – maksymalne odkształcenie / maximum strain

α_s – współczynnik ściśliwości wtórnej / creep parameter

R_0 – początkowa oporność czasowa / initial time resistance

t_r – czas odniesienia / reference time

rowych. Dobór interwałów czasu do obliczeniu pochodnych w dużej mierze determinuje przebieg krzywej $R-t$, dlatego zaleca się stosowanie miary centralnej dla obranego przedziału wartości. Analizując dane przyjęto 5-elementowy zbiór dla kolejnych odczytów czasu (t). Podejście takie daje możliwość uśrednienia odchyleń od zakładanej liniowości części wykresu oporności czasowej pełzania.

WNIOSKI

1) Prawidłowe rozpoznanie przebiegu osiadań w gruntach spoistych należy przeprowadzać na podstawie w pełni sprzężonej analizy, uwzględniającej zarówno filtracyjne, jak i reologiczne aspekty procesu konsolidacji. Możliwe jest to na drodze wykorzystania konstytutywnych modeli pełzania, które dają sposobność opisu zachowania się elementów konstrukcyjnych w długim czasie kontaktu z podłożem gruntowym.

2) Dobór modelowych parametrów wejściowych jest kluczowym komponentem analizy wykorzystującej globalną procedurę iteracyjną MES. Ostrożne wyznaczenie parametrów pełzania gruntów spoistych wiąże się z prawidłowym wyborem interpretowanego odcinka na krzywej konsolidacji oraz określeniem początkowej prędkości odkształcenia wywołanego pełzaniem.

3) Wiarygodny i dokładny schemat obliczania pochodnych, często wykorzystywanych w badaniu zmienności parametrów zależnych od czasu, powinien być przeprowadzony z uwzględnieniem uśrednionych odchyleń od zakładanej liniowości części wykresu oporności czasowej pełzania.

4) Przyjęcie koncepcji oporności czasu daje możliwość interpretacji danych odnoszących się wyłącznie do zależności funkcyjnych opisujących pełzanie. Odpowiedniejsze w interpretowaniu zagadnień pełzania jest zatem bezpośrednie wyznaczanie liczby opornościowej (r_{si}) z krzywej $R-t$ niż z krzywej $\epsilon - \log t$.

LITERATURA

ALONSO E.E., GENS A., LLORET A. 2000 – Precompression design for secondary settlement reduction. *Géotechnique*, 50 (6): 645–656.
 ASHRAFI M. 2014 – Implementation of a Critical State Soft Soil Creep Model with Shear Stiffness. Master thesis. Norwegian Univ. of Science and Technology, Trondheim.
 BJERRE J. 2015 – Development and Evaluation of an Effective Stress Based Model for Soft Clays. PhD dissertation. Norwegian Univ. of Science and Technology, Trondheim.
 BJERRUM L. 1967 – Engineering Geology of Norwegian Normally-Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings. *Géotechnique*, 17 (2): 83–118.
 BUISMAN A.S. 1936 – Results of long duration settlement tests. Proceedings of International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1: 103–106.
 DEGAGO S.A., GRIMSTAD G., JOSTAD H.P., NORDAL S., OLSSON M. 2011 – Use and misuse of the isotache concept with respect to creep hypotheses A and B. *Géotechnique*, 61 (10): 897–908.
 DEGAGO S.A., GRIMSTAD G., JOSTAD H.P., NORDAL S. 2013 – Misconceptions about experimental substantiation of creep hypothesis A. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris.
 DEGAGO S.A., JOSTAD H.P., OLSSON M., GRIMSTAD G., NORDAL S. 2010 – Time and stress compressibility of clays during primary consolidation. Proc. 7th NUMGE, Trondheim: 125–130.
 DOBAK P., GASZYŃSKI J. 2015 – Evaluation of soil permeability from consolidation analysis based on Terzaghi's and Biot's theory. *Geol. Quart.*, 59 (2): 373–381.
 FENG T.W. 1991 – Compressibility and permeability of natural soft clays and surcharging to reduce settlements. PhD thesis, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, Illinois.
 GRAY H. 1936 – Stress distribution in elastic solids. Proceedings of International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, 2: 157–168.

GRIMSTAD G. 2016 – Unified enhanced soft clay creep model – user manual and documentation. Norw. Univ. Scienc. Techn.
 GRIMSTAD G., DEGAGO S.A. 2010 – A non-associated creep model for structured anisotropic clay (n-SAC). *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*.
 GRIMSTAD G., DEGAGO S.A., NORDAL S., KARSTUNEN M. 2010 – Modeling creep and rate effects in structured anisotropic soft clays. *Acta Geotech.*, 5: 69–81.
 GRIMSTAD G., KARSTUNEN M., JOSTAD H.P., SIVASITHAMPARAM N., MEHLI M., ZWANENBURG C., HAAN E., AMIRI S.A.G., BOUMEZERANE D., KADIVAR M., ASHRAFI M.A.H., RØNNINGEN J.A. 2017 – Creep of geomaterials – some finding from the EU project CREEP. *Europ. J. Environ. Civil Eng.*: 1–16, <http://dx.doi.org/10.1080/19648189.2016.1271360>.
 JAMIOŁKOWSKI M., LADD C.C., GERMAINE J.T., LANCELLOTTA R. 1985 – New developments in field and laboratory testing of soils. Proc. 11th ICSMFE, Boston, 2: 57–153.
 JANBU N. 1969 – The resistance concept applied to deformations of soils. 7th International Conference Soil Mechanics Foundation Engineering, Mexico city.
 KARLSSON M., YANNIE J. 2016 – Implementation of a Modified Anisotropic Creep Model with structure. Proceedings of the 2016 COMSOL Conference in Munich (2016) for soft soils with the Use of COMSOL. Physics Builder.
 LADD C.C., FOOT R., ISHIHARA K., SCHLOSSER F., POULOS H.G. 1977 – Stress – deformation and strength characteristics. State of the art report. Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, 2: 421–494.
 LARSSON R. 1986 – Consolidation of soft soils, Swedish Geotechnical Institute, Report 29, Linköping.
 LEONI M., KARSTUNEN M., VERMEER P.A. 2008 – Anisotropic creep model for soft soils. *Géotechnique*, 58 (3): 215–226.
 MESRI G., CASTRO A. 1987 – The $C\alpha/Cc$ concept and K_0 during secondary compression. *J. Geotechn. Engineering Division, ASCE*, 112 (3): 230–247.
 MESRI G., CHOI Y.K. 1985 – The uniqueness of the end-of-primary (EOP) void ratio-effective stress relationship. Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., San Francisco, 2: 587–590.
 NEHER H.P., WEHNERT M., BONNIER P.G. 2001 – An evaluation of soft soil models based on trial embankments. [W:] C.S. Desai (red.), *Computer Methods and Advances in Geomechanics*. Balkema, Rotterdam: 373–378.
 OLEK B.S. 2017 – Identyfikacja quasi-filtracyjnej fazy konsolidacji z zastosowaniem nowych metod interpretacji badań konsolidometrycznych. Dysertacja doktorska, AGH.
 OLEK B.S., WOŹNIAK H. 2017 – Determination of quasi-filtration phase of consolidation based on experimental and theoretical course of the uniaxial deformation and distribution of pore pressure. *Geology, Geophysics, Environment*, 42 (3): 353–363.
 OLEK B.S., WOŹNIAK H., BORECKA A. 2016 – Evaluation of consolidation results by the settlement rate approach. *Electronic J. Geotechn. Engineering*, 21 (7): 1583–1595.
 PERZYNA P. 1963 – The constitutive equations for rate sensitive plastic materials. *Quart. Appl. Math.*, 20: 321–332.
 PERZYNA P. 1966 – On the constitutive equations in the viscoplasticity. *Mechanics of Continuum*, Proc. Int. Conf., Varna, September, 105–122.
 SINGH S. 2001 – Confined Aquifer Parameters from Temporal Derivative of Drawdowns. *J. of Hydraulic Engineering*, 127 (6): 466–470.
 SIVASITHAMPARAM N., KARSTUNEN M., BONNIER P. 2015 – Modelling creep behaviour of anisotropic soft soils. *Computers and Geotechnics*, 69: 46–57.
 SVANØ G. 1986 – Program KRYKON, documentation and manual (The “Soft clay deformation” project.), STF69 F86017. Trondheim, Norway.
 ŠUKLJE L. 1957 – The analysis of the consolidation process by the isotaches method. Proc. 4th ICSMFE, London, 1: 200–206.
 VERMEER P.A., NEHER H.P. 1999 – A soft soil model that accounts for creep. Proc. Int. Symp. Beyond 2000 on Computational Geotechnics, Amsterdam. Balkema, Rotterdam: 249–261.
 YIN Z.-Y., KARSTUNEN M. 2011 – Modelling strain-rate-dependency of natural soft clays combined with anisotropy and destructuration. *Acta Mech. Solida Sinica*, 24: 216–230.
 YIN Z.-Y., CHANG C.S., KARSTUNEN M., HICHER P.Y. 2010 – An anisotropic elastic-viscoplastic model for soft clays. *Intern. J. Solids and Structures*, 47: 665–677.
 YIN J.H., ZHU J.G., GRAHAM J. 2002 – A new elastic-viscoplastic model for time dependent behaviour of normally and overconsolidated clays: theory and verification. *Canad. Geotechn. J.*, 39 (1): 157–173.
 ZHOU C., YIN, J.H., ZHU J.G., CHENG C.M. 2005 – Elastic anisotropic viscoplastic modeling of the strain-rate-dependent stress-strain behaviour of K_0 -consolidated natural marine clays in triaxial shear tests. *ASCE. Intern. J. Geomechanics*, 5 (3): 218–232.