

Hanna B. Suchnicka\*

## CIŚNIENIA PREKONSOLIDOWANIA — WYKORZYSTANIE W PRAKTYCE INŻYNIERSKIEJ

---

### 1. Wprowadzenie

Opracowanie jest kontynuacją problematyki podjętej przez autorkę na XXVIII Zimowej Szkole Mechaniki Górotworu i Geoinżynierii w pracy, pt.: *O potrzebie i możliwościach określania prekonsolidowania gruntu* [3]. Nie udało się wówczas omówić w całości zagadnienia i ograniczono się do przedstawienia teoretycznych podstaw wprowadzenia parametru ( $\sigma'_p$ ), rozumianego: tradycyjnie i według Burlanda [1], które to podejście można nazwać teoretycznym. Przypomnijmy, w pierwszym przypadku dotyczy to ciśnienia prekonsolidowania — identyfikowanego z maksymalną wartością efektywnego naprężenia normalnego, jakie mogło w gruncie kiedykolwiek wystąpić, natomiast w drugim — naprężenia uplastycznienia ( $\sigma'_{ly}$ ), kiedy w materiale dochodzi do kolejnej „deformacji plastycznej” (nieodwracalnej). W obu razach jest to kwestia umowna, bowiem funkcje doświadczalne zazwyczaj są ciągłe i bez dodatkowych uzgodnień, co do zaistnienia takiego stanu, trudno byłoby jego moment jednoznacznie wskazać. Niemniej, wielkość tą można, z punktu widzenia odwzorowań właściwości materiału, traktować jako jeden z parametrów stanu. Uzupełnieniem opisu dotyczącego właściwości materiału są wskaźniki, ułatwiające ocenę zagrożenia w postaci osiągnięcia przez naprężenia ciśnienia prekonsolidowania, a mianowicie:

- współczynnik prekonsolidowania —  $OCR = \sigma'_p / \sigma'_{v0}$
- oraz współczynnik uplastycznienia —  $YSR = \sigma'_{ly} / \sigma'_{v0}$ , gdzie  $\sigma'_{v0} \sim \sigma'_{zy}$ .

W pracy [3] wskazano na różnorodność i charakter czynników, mających wpływ na zachowanie się nie tylko gruntów, ale i innych materiałów rozdrobnionych, zdolnych do zachowania nadanych im kształtów, która to właściwość może nawet, z upływem czasu lub w wyniku reakcji chemicznych, ulec wzmocnieniu (pełzanie objętościowe oraz tworzenie się wiązań strukturalnych).

---

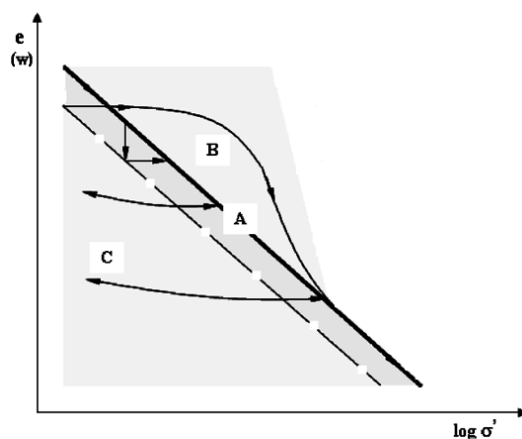
\* Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wroclawska, Wrocław

Celem obecnego opracowania jest rozważenie znaczenia ciśnienia prekonsolidowania i potrzeby jego wyznaczenia (przy dużych technicznych kłopotach), w związku z rozwiązywaniem zadań inżynierskich. Skupiono się na analizie wpływu, na ustalanie wartości edometrycznych modułów ścisłości, stanu naprężenia — tak co do wartości jak i charakteru jego zmiany oraz na przydatności standardowych metod badania w przypadku „gruntów mocnych”. Analiza dotyczy wyłącznie zagadnień deformacji jednowymiarowej, a więc stanu dalekiego od deformacji plastycznych w sensie klasycznym, tj. odkształceń postaciowych. Zagadnienie jest aktualne, również z racji coraz szerszego zainteresowania rozwiązaniami, tzw. teorii stanu krytycznego, gdzie zakłada się że w momencie przekroczenia przez naprężenia ciśnienia prekonsolidowania, dochodzi do kolejnego wzrostu plastycznego odkształcenia objętościowego i rozszerzenia obszaru sprężystych właściwości materiału, ale nade wszystko z uwagi na sposób doboru wiarygodnych wartości charakterystyk ścisłości.

Prezentowane wyniki badań doświadczalnych, w części zostały zaczerpnięte z literatury i wzbogacone własnymi badaniami, wykonanymi w Instytucie Geotechniki Politechniki Wrocławskiej, dotyczącymi gruntów prekonsolidowanych.

## 2. Ścisłość gruntów o naturalnej strukturze

Idealizując problem w jeszcze większym stopniu niż zaproponowano w pracy [3] (rys. 5), można przedstawić położenie wybranych typów gruntu, na wykresie zależności  $e$  (lub  $w$ ) i  $\sigma'$  (w skali log), jak na rysunku 1.

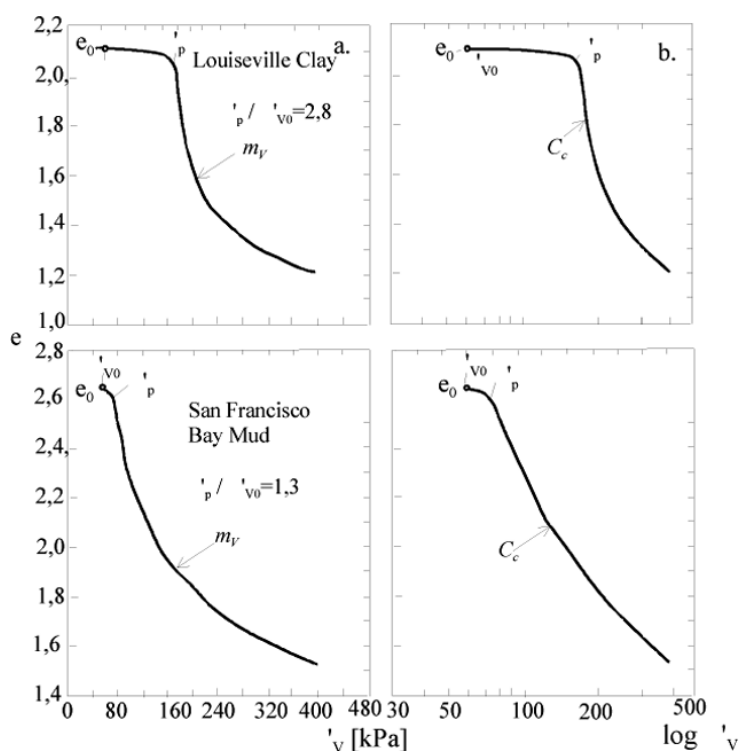


**Rys. 1.** Przykładowe relacje między ( $e$  i  $\sigma'$ ) dla gruntów:  
linia  $A$  — normalnie skonsolidowanych, pola  $B$  i  $C$  — prekonsolidowanych

Linia  $A$  i jej otoczenie, odpowiada gronom normalnie skonsolidowanym. Grunty prekonsolidowane usytuowane są zarówno na prawo jak i lewo od tej linii. W przypadku grun-

tów wrażliwych (wiązania chemiczne) jest to pole *B*, natomiast przy prekonsolidowaniu (zwykle niewielkim: OCR do 1,4÷1,6) wywołanym zjawiskami reologicznymi (wtórnie konsolidowanym — *ageing*) pas równoległy do linii *A* — po lewej stronie. Pole *C* odpowiada gruntom prekonsolidowanym w wyniku odciążenia górotworu. Linie ze strzałkami wskazują prawdopodobne relacje między zmiennymi ( $e$ ,  $\sigma'$ ), w wyróżnionych grupach gruntów, zachodzące zarówno na skutek upływu czasu jak i zmiany obciążenia. Nie można zapominać, iż jest to prezentacja w układzie „półlogarytmicznym”, a więc nawet w gruntach normalnie skonsolidowanych, w miarę wzrostu naprężenia, dochodzi do zmian odkształcalności i to w kierunku usztywnienia materiału. W celu przeanalizowania tego problemu rozpatrzone zostanie kilka przykładów.

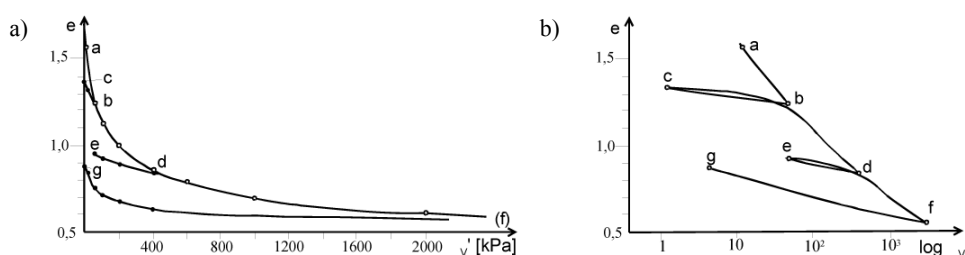
Pierwszy z przykładów dotyczy cytowanych już w [3] wyników badań gruntów spoistych o dużej porowatości (rys. 2). Pokazano relacje dla dwu, płytko zalegających gruntów ( $\sigma'_{v0} \sim 60$  kPa, pominięto ił Mexico City, ze względu na jego ekstremalnie luźną strukturę i ogromną plastyczność —  $w_L = 500\%$ ), prezentujących dwa typy prekonsolidowania. Ił kanadyjski z Louisville — należy do najbardziej wrażliwych iłów z tamtych okolic, natomiast ił z San Francisco, uformowany został w warunkach dużej wilgotności otoczenia, a jego słabe prekonsolidowanie — najprawdopodobniej jest wynikiem wtórnej konsolidacji.



Rys. 2. Wyniki badań ściśliwości gruntów o naturalnej strukturze i „dużej” porowatości, za [5]

W związku ze znaczną porowatością gruntów, bez względu na sposób prezentacji krzywych doświadczalnych, po przekroczeniu przez naprężenie ciśnienia  $\sigma'_p$  dochodzi w nich do dużych zmian porowatości. Niebezpieczne może to jednak być tylko w przypadku iltu kanadyjskiego, gdyż ma to miejsce dopiero po przekroczeniu przez naprężenia pionowe wartości około 165 kPa, tj. „granicy” wyraźnie wyższej od naprężenia pierwotnego, natomiast prawdopodobnej do osiągnięcia po realizacji obiektu inżynierskiego. Z drugiej jednak strony, trudno podejrzewać, że przy tak luźnym gruncie, zamierzając ustalać osiadania podłoża nie przeprowadzi się rozpoznania jego właściwości w odpowiednio szerokim przedziale naprężeń (przynajmniej do dwukrotnej wartości maksymalnego naprężenia od budowl).

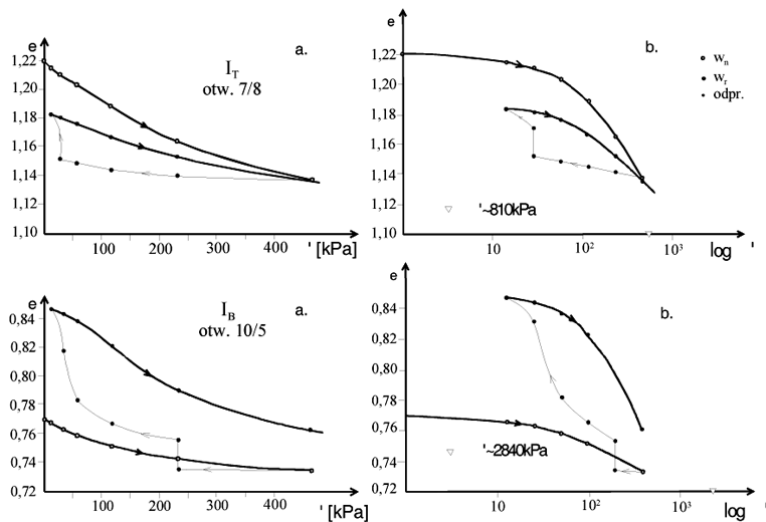
Kolejny przykład również zasięgnięty został z opracowania [5]. Dotyczy on gruntu rekonstruowanego (preparowanego), jakim był ilt sedimentujący w roztworze (35 g/l) chlorku sodowego. Rysunek 3, uzupełniono o wykres w skali naturalnej (a). Z przebiegu funkcji wyraźnie widać (wykres a), że krzywizna gałęzi NC zmienia się, a fakt prekonsolidowania wpływa na rozszerzenie zakresu, zbliżonych do liniowych, relacji między naprężeniem odkształceniem. Fakt ten nie stwarza zatem żadnych zagrożeń, przy ustalaniu osiadania (w sposób tradycyjny) i nie oznacza potrzeby znajomości ciśnienia  $\sigma'_p$ .



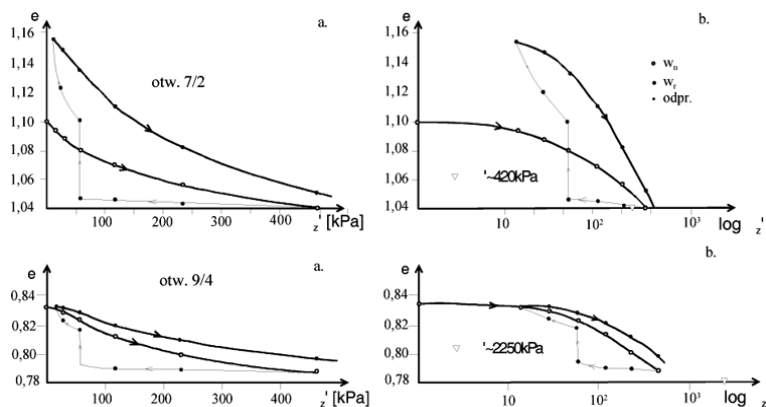
**Rys. 3.** Relacje ( $e - \sigma'$ ) przy gruncie „preparowanym”, za [5]

Na koniec, pokazano wyniki badań własnych, przeprowadzonych na gruntach prekonsolidowanych. Autorka zajmuje się tym zagadnieniem od pewnego czasu (prace [2–4]) i na tych przykładach zamierza pokazać, iż przyczyną nietrafnych prognoz co do deformacji podłoża nie tyle jest niezajomość wartości ciśnienia prekonsolidowania, co raczej nie przeprowadzenie w ogóle badań odkształcalności, albo brak pieczołowitości w postępowaniu i interpretacji badań.

Rysunki 4 i 5 przedstawiają wykresy zagęszczenia (w skali dla naprężeń: naturalnej i logarytmicznej) dotyczące trzech, prekonsolidowanych gruntów spoistych. W przypadku iltu miocześńskiego ( $I_m$ ), Rysunek 4, próbki pobrane zostały z dwu różnych głębokości, dwa pozostałe grunty (rys. 5) reprezentowały zwietrzeliny: tufu ( $I_T$ ) oraz bazaltu ( $I_B$ ). Informacje o cechach fizycznych tych materiałów oraz maksymalnym ciśnieniu od obciążenia nadkładem, podane zostały w tabeli 1. Na wykresach naniesiono dwie krzywe ściśliwości: dla gruntu w stanie naturalnym i po jego nawodnieniu w procesie pęcznienia, do którego dopuszczano podczas odciążania gruntu.



Rys. 4. Krzywe zagęszczenia iłu międzywęglowego ( $I_m$ )



Rys. 5. Krzywe zagęszczenia zwierzelin tufu ( $I_T$ ) oraz bazaltu ( $I_B$ )

Z rysunków (b), mimo przebadania (z przyczyn niezależnych) stosunkowo wąskiego przedziału naprężenia, w odniesieniu do wartości naprężeń pierwotnych, można jednak zauważyć wyraźne zmiany w odkształcalności materiału. Jeżeli nawet nie pozwalają one na dokładną ocenę wartości  $\sigma'_p$ , to wskazują na zachodzące zmiany odkształcalności, tak niezmiernie istotne, w związku z oceną osiadań podłoża. Przechodząc natomiast do wykresów w skali naturalnej, nie zauważa się żadnych sygnałów o ewentualnym wzroście ściśliwości materiału, a raczej wprost przeciwnie. Uwagi te dotyczą zarówno gruntów w stanie naturalnym jak i po ich nawodnieniu, chociaż reakcje w indywidualnych przypadkach są wyraźnie różne. Związane jest to nie tylko z rodzajem gruntu, ale też wielkością naprężenia (czy szerokością jego przedziału) dla którego wyznaczana jest charakterystyka odkształcalności, jak

też historią wymuszenia. Oznaczać by to mogło, że przy ustalaniu wartości parametrów ścisłości należałoby wykonać każdorazowo badania, w warunkach modelujących warunki z procesu rzeczywistego i to bez względu, czy dojdzie, czy nie do przekroczenia ciśnienia prekonsolidowania i dopiero wówczas oceniać wartość siecznego modułu ścisłości. Wspólną cechą gruntów jest natomiast wzrost ich odkształcalności przy małych wartościach ciśnienia.

TABELA 1  
Wartości wskaźników i parametrów gruntowych

Grunt	$z$	$f_i$	$f_\pi$	$\rho_s$	$\rho$	$w$	$w_L$	$w_P$	$e_o$	$S_r$	$A$	$\sigma'_{ov}$
otwór	m	%		Mg/m <sup>3</sup>		%			–	–	–	kPa
$I_m$ 7/2	23	49	23	2,92	1,87	35,2	76	34	1,12	0,92	0,86	~420
$I_m$ 9/4	~20 +(99)	56	28	2,73	1,91	28,7	53	25	0,84	0,93	0,50	~2250
$I_T$ 7/8	47	33	49	2,71	1,76	41,4	84	48	1,17	0,96	1,07	~810
$I_B$ 10/5	~50 +(99)	26	26	2,77	1,93	26,5	83	27	0,82	0,91	2,16	~2840

$\sigma'_{ov}$  ciśnienie pierwotne, składowa pionowa.

W tabeli 2 podano, dla przebadanych gruntów, średnie wartości modułów ścisłości (w wyróżnionych przedziałach naprężenia).

TABELA 2  
Wartości modułów edometrycznych (średnie) — [M] MPa

Ciśnienie [kPa]: 14,5 9,0 58,0 116,0 232,0 464,0

Grunt	Etap	dla $w$						Śred. <sup>#</sup>
$I_m$ 7/2	1	$w_0$	7,57	8,71	11,73	17,15	32,43	18,4
	3	$w_r$	5,67	4,39	5,16	8,45	14,55	9,12
$I_m$ 9/4	1	$w_0$	10,26	12,41	17,15	20,14	39,23	22,65
	3	$w_r$	8,87	13,47	17,67	23,27	36,20	25,10
$I_T$	1	$w_0$	(8,57)		10,62	14,09	24,95	16,04
	3	$w_r$	(14,69)		15,43	20,99	31,09	22,86
$I_B$	1	$w_0$	5,91	9,74	17,62	22,54	41,60	23,99
	3	$w_r$	(6,79)			8,31	14,49	9,75

<sup>#</sup> w przedziale: 14,5÷464 kPa.

### 3. Uwagi końcowe

Z omówionych przykładów wynika kilka spostrzeżeń. Należałoby zastanowić się w jakim stopniu deformacje podłoża, zachodzące w trakcie wznoszenia obiektu, mogą okazać się niebezpieczne na etapie jego eksploatacji. Od rezultatów takich analiz winna zależeć wielkość przedziałów naprężenia wymagających indywidualnej oceny modułu ściśliwości. Pozwoliłoby to na wyeliminowanie z badań laboratoryjnych fazy najmniej dokładnych ustaleń. Można też powiedzieć, że jedynie w przypadku gruntów o bardzo luźnej strukturze i tzw. młodych gruntów spoistych, znajomość wartości ciśnienia prekonsolidowania odgrywa istotną rolę przy określaniu wartości charakterystyk odkształceniowych — szczególnie gdy ciśnienie  $\sigma'_p$  przyjmuje małe wartości. W innych warunkach, fakt prekonsolidowania poszerza jedynie przedział proporcjonalnych zmian między  $e - \sigma'$ , czy  $\varepsilon - \sigma'$ , o czym nie należy zapominać przy wyznaczaniu odkształceń podłoża, które zastępowane jest modelem ciała sprężystego. Co więcej, nie bez znaczenia jest fakt, że skutki prekonsolidowania mogą, z wpływem czasu i procesów geologicznych, też ulegać zmianie w kierunku osłabienia gruntu.

Zagadnieniu oceny odkształcalności poświęca się tyle uwagi w związku z popularnością badań edometrycznych, będących wciąż głównym źródłem obliczeniowych wartości parametrów ściśliwości. To właśnie było powodem podjęcia badań, przy świadomości co do ich niedoskonałości, jak też nieadekwatności modelu jakim zastępowany jest grunt, a mianowicie ośrodka liniowo-odkształcalnego (a nawet sprężystego).

Za główne powody nieprecyzyjności oszacowań wartości parametrów odkształceniowych w badaniach edometrycznych można uznać:

- odprężenie próby podczas jej pobrania;
- ewentualne naruszenie struktury materiału, nie tylko podczas jego pobierania, ale też transportu i formowania próbek do badań;
- nie dostatecznie precyzyjne oprzyrządowanie;
- nie dostatecznie sumienne odtworzenie w badaniu potencjalnej ścieżki naprężenia;
- jak też (z racji specyfiki materiału) samo badanie w jednowymiarowym stanie odkształcenia.

Niemniej, eliminując te zakłócenia można oczekiwać, że i badania edometryczne mogą dostarczać wiarygodnych wartości modułów — nawet dla gruntów prekonsolidowanych. Najważniejsze jest natomiast uświadomienie sobie, że przy gruntach plastycznych (słabych) oraz z „makrostrukturą” wykonanie prognoz co do ich deformacji materiału zawsze będzie wymagać przeprowadzenia indywidualnych badań ściśliwości. Nie wydaje się to konieczne (wartości wyprowadzone) w przypadku gruntów zwartych, a nawet części gruntów twaroplastycznych. Co więcej, może się okazać, że różnice między modułami ściśliwości pierwotnej i wtórnej, przy takich gruntach, są pomijalne, natomiast dobór wartości parametrów winien być raczej przeprowadzany z uwagi na wilgotność lub porowatość materiału, a nie ciśnienie prekonsolidowania.

Na koniec nie można nie wspomnieć, że w ostatnich latach coraz bardziej — szczególnie dla celów praktycznych — zalecane są badania parametrów mechanicznych gruntu: jeżeli nie w warunkach *in situ* to stosując nowoczesne aparaty trójosiowego ściskania (ATS), czy też metody dynamiczne. Ograniczenie objętości opracowania nie pozwala na ustosunkowanie się do tych opinii, a szczególnie do przydatności metod dynamicznych.

#### LITERATURA

- [1] *Burland J.B.*: On the compressibility and shear strength of natural clays. *Geotechnique*, 40, No. 3, 1990
- [2] *Suchnicka H., Szcześniak K.*: Odształcalność serii spoistych z rejonu filara ochronnego zachodniego zbocza kopalni Turów. *Górnictwo Odkrywkowe*, 34, nr 5, 1992, s. 27–37
- [3] *Suchnicka H.*: O potrzebie i możliwościach określenia prekonsolidowania gruntu. *Geotechnika w Budownictwie i Górnictwie. XXVIII Zimowa Szkoła Mech. Grunt. i Geoinżynierii*. Ofic. PWR 2005, 491–498
- [4] *Suchnicka H.*: O ściśliwości gruntów prekonsolidowanych. I Kong. Geolog. *Kwartalnik AGH Geologia*, 2008 (w druku)
- [5] *Terzaghi K., Peck R.B., Mesri G.*: *Soil Mechanics in Engineering Practice*. USA, John Wiley & Sons 1996