

## Ocena charakterystyk konsolidacji na podstawie modelowania osiadań nasypów drogowych Południowej Obwodnicy Gdańska

Paweł Dobak<sup>1</sup>, Tomasz Białobrzewski<sup>1</sup>



P. Dobak



T. Białobrzewski

**Evaluation of consolidation based on settlement modeling for embankments of the South Ring Road near Gdańsk.** Prz. Geol, 61: 83–90.

*Abstract.* Soil improvement of the southern ring-road of Gdańsk enabled the obtaining of a rich material collected during observations of the consolidation behavior, on the background of variable geological conditions. These characteristics are essential for carrying out the optimization of the consolidation models and the identification of the consolidation parameters. Comparison of the settlement monitoring results with the predictions of alternative options for consolidation, will enable the practical verification of the participation of distinguished consolidation factors – history of overloads and drain conditions.

**Keywords:** organic soils, embankments pre-consolidation, strength and strain soil parameters models of consolidation



Południowa Obwodnica Gdańska na odcinku od km 5+712 do km 17+860 przecina obszar Żuław Wiślanych (ryc. 1), gdzie dominującym elementem budowy geologicznej podłoża trasy są kompleksy gruntów organicznych o znacznej miąższości, maksymalnie do ok. 12 m, zalegające pod zaledwie kilkumetrową warstwą aluwów – mad piaszczystych i gliniastych o zmiennym zagęszczeniu. Wykonanie nasypów drogowych wymagało odpowiednich technologii wzmocnienia podłoża, dostosowanych do warunków budowy, a następnie eksploatacji drogi. Jedną ze stosowanych metod była prekonsolidacja podłoża poprzez wyprzedzające, etapowe wznoszenie nasypów przeciążających oraz wprowadzenie gęstej sieci pionowych drenów znacząco redukujących ciśnienie porowe, umożliwiającymi wzmocnienie podłoża i przyspieszenie jego konsolidacji. Harmonogram tych prac skorelowany był m.in. ze specjalistyczną oceną warunków geologiczno-inżynierskich, obejmującą wielowariantowe badania polowe i laboratoryjne.

Dla potrzeb projektowania i realizacji omawianej inwestycji wykonana została Dokumentacja geologiczno-inżynierska (Ciesielski i in., 2009), przedstawiająca bogaty materiał z badań terenowych w postaci map dokumentacyjnych, przekrojów geologiczno-inżynierskich, metryk otworów wiertniczych oraz sondowań sondą CPTU, DPSH oraz ITB-ZW wraz z polowymi badaniami ścinania sondą krzyżkową. Natomiast w trakcie prac laboratoryjnych wykonano badania uziarnienia, konsystencji, zawartości części organicznych, ścisłości gruntów (edometryczne), współczynnika filtracji. Dokumentacja była podstawą do wstępnego rozpoznania konieczności wzmocnienia podłoża gruntowego pod nasypami drogowymi oraz do wyboru technologii robót. Dodatkowo w celu optymalizacji projektu posadowienia nasypów na nienośnym podłożu zrealizowany został przez Państwowy Instytut Geologiczny (Frankowski i in., 2010) program specjalistycznych prac laboratoryjnych, obejmujący badania edo-

metryczne, konsolidometryczne, współczynnika filtracji, trójosiowego ścinania metodą CIU i CID, wytrzymałości na ścinanie „bez odpływu” oraz skorelowane z nimi badania polowe: sondowania CPT i CPTU, dylatometrem Marchetti'ego, sondą krzyżkową FVT. Jednocześnie zaprojektowany i realizowany program monitoringu zachowań podłoża pod obciążeniem pozwolił na zebranie bogatego materiału obserwacyjnego do oceny rzeczywistego zachowania gruntów w warunkach prowadzonych prac budowlanych. Program obserwacji obejmował pomiary osiadań w osi nasypu oraz w strefach brzegowych jego korony, które prowadzono w odstępach tygodniowych przez okres ponad 3 kwartałów od chwili rozpoczęcia budowy nasypów.

Analiza wyników pomiarów charakteryzujących reakcję podłoża na wzrastające w funkcji czasu obciążenie pozwala na porównanie obserwowanych efektów z prognostycznymi charakterystykami wyprowadzonymi przy przyjmowaniu różnych teoretycznych założeń modelowych.

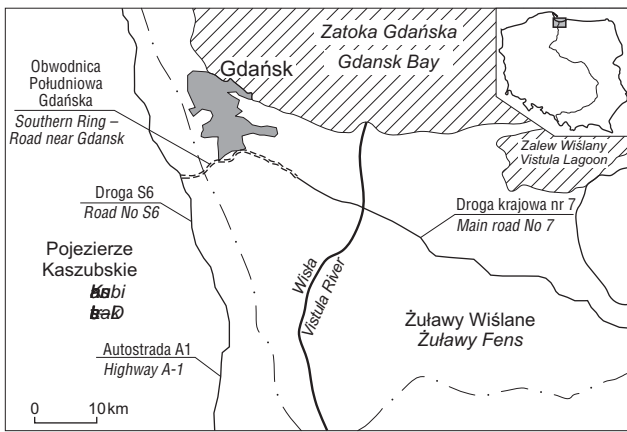
W niniejszym artykule przedstawiona została wstępna metodyka tych analiz obejmująca:

- ilościową ocenę wyników pomiarów osiadań,
- określenie modelu zmian stanu naprężenia w podłożu w warunkach etapowego formowania nasypu,
- analizę warunków nośności podłoża,
- metodykę prognozowania całkowitych osiadań jednoosiowych,
- opcjonalne modelowanie przebiegu konsolidacji.

Z uwagi na studialny, metodyczny charakter konstruowane algorytmy obliczeniowe odnoszone były do wybranego, typowego przekroju poprzecznego drogi (ryc. 2) tak, by przetestowana ścieżka analityczna mogła być powielana dla innych odcinków, a uzyskiwane wyniki umożliwiały przestrzenną ocenę zmienności zachowań podłoża.

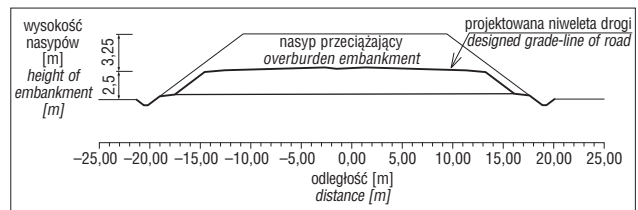
Punktem wyjścia dla analiz modelowych była następująca charakterystyka podłoża i wznoszonego obiektu (ryc. 3).

<sup>1</sup>Wydział Geologii, Uniwersytet Warszawski, ul. Żwirki i Wigury 97/99, 02-089 Warszawa; p.dobak@uw.edu.pl.



Ryc. 1. Lokalizacja Południowej Obwodnicy Południowej Gdańska  
 Fig. 1. Localization of South Ring Road Gdańsk

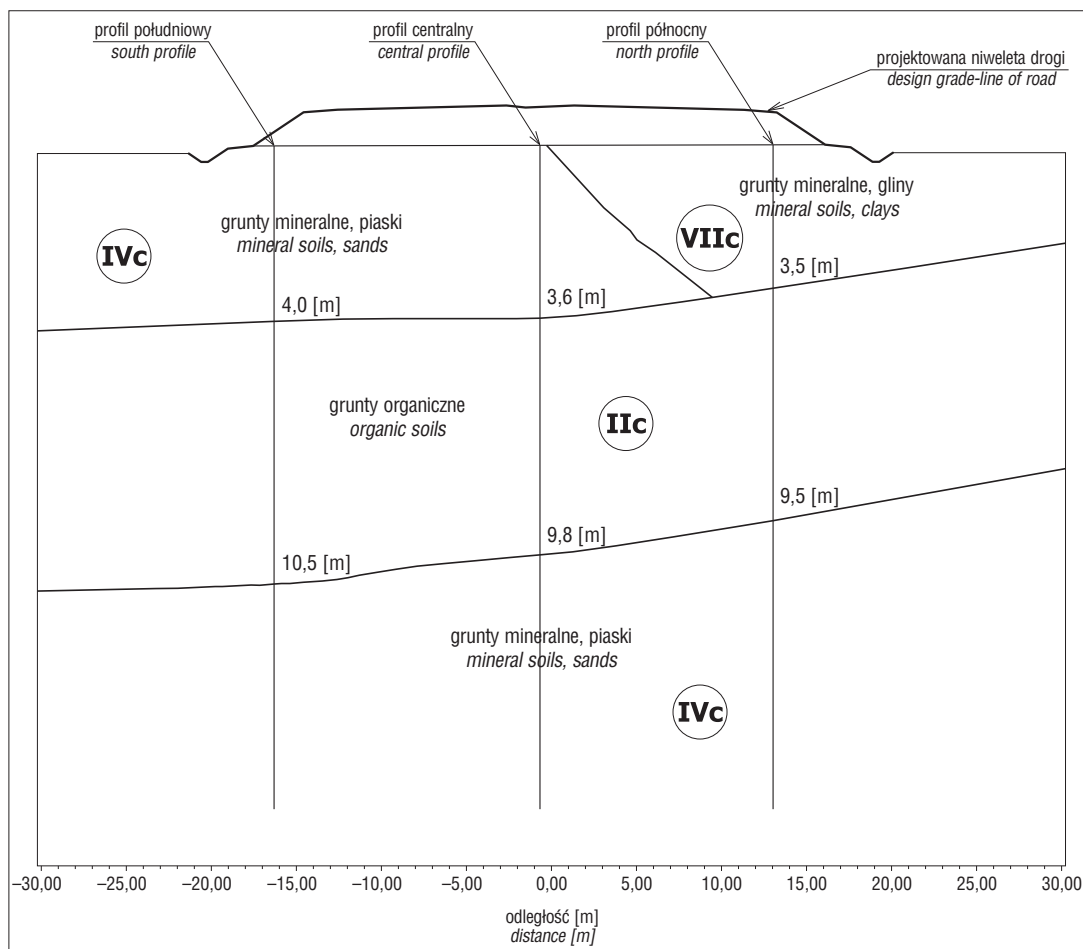
W bezpośrednim podłożu nasypu występują luźne i średnio zagęszczone piaski drobne – aluwialne, przechodzące obocznie w utwory mało spójne i spójne facji madowej, wykształcone jako piaski drobne, pylaste oraz gliny piaszczyste. Spąg tych utworów przyjęto w modelu na głębokościach od 3,5 do 4 m poniżej powierzchni terenu. Pod aluwiami występuje kompleks plastycznych, a miejscami miękkoplastycznych gruntów organicznych, gliniastych, o miąższości od 6 do 6,5 m. Charakteryzują się one szarym kolorem, przechodzącym w czarny lub szarobrązowy. W składzie wyróżnić można domieszki i przewarstwienia piasku



Ryc. 2. Wybrany, typowy przekrój drogi  
 Fig. 2. Selected, typical cross-section of the road

drobnego, piasku pylastego, gliniastego, gliny pylastej, pyłu, pyłu piaszczystego i torfu.

Namuly gliniaste są bardzo zróżnicowane pod względem fizycznym. Zawartość części organicznych i wilgotność wahają się w dużym przedziale przy średnich wartościach  $I_{om} = 7,1\%$  oraz  $w_n = 62,7\%$ . Duża zawartość materiału mineralnego rzutuje na uzyskane z badań stosunkowo wysokie średnie wartości parametrów wytrzymałościowych (tab. 1). Potwierdzają to także oceny wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez drenażu  $c_u$  uzyskane z badań sondą ścinającą FVT oraz obliczone na podstawie wyprowadzonych korelacji z badań CPT/CPTU i DMT. Na podstawie wyników badań sondą FVT wytrzymałość na ścinanie w warunkach bez drenażu  $c_u$  dla organicznych utworów gliniastych określono na około 20–40 kPa. Wartości te są charakterystyczne dla stosunkowo jednorodnej warstwy gruntów. W przypadku występowania przewarstwień piasków następuje wzmocnienie górnej warstwy



Ryc. 3. Schematyczny przekrój geologiczno-inżynierski podłoża pod analizowanym nasypem; IIc, IVc, VIIc – zob. tab. 1  
 Fig. 3. Schematic geological-engineering cross-section under designed grade-line of road; IIc, IVc, VIIc – see table 1

**Tab. 1.** Uogólnione parametry podłoża gruntowego (Frankowski i in., 2010)  
**Table 1.** Generalized parameters of soils (Frankowski et al., 2010)

Nr serii geologiczno-inżynierskiej Number of engineering-geological complex	Symbole gruntów Symbols of soils	Stopień plastyczności/Stopień zagęszczenia ( $I_L/I_D$ ) Liquidity index/Density index	Gęstość objętościowa Density of soil	Kąt tarcia wewnętrzznego Angle of internal friction	Spójność Cohesion	Edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej/wtórnej Oedometric modulus of compressibility primary/secondary		Współczynnik konsolidacji pionowy/poziomy Coefficient of consolidation vertical/horizontal		
			$\rho$	$\Phi$		c	$M_0$	M	$c_v$	$c_r$
			[g/cm <sup>3</sup> ]	[°]		[kPa]	[MPa]	[MPa]	[m <sup>2</sup> /y]	[m <sup>2</sup> /y]
VIIc	Gp, Gpz, Pg	0,14	2,19	19,4	34	44,9	56,1			
IVc	Pd, P $\pi$	0,72	1,96	31,6	0	90,6	113,3			
Ic	G $\pi$ , P $\pi$ , Nmg	0,64	1,74	24	5	1,15		1,5	3	

Gp – glina piaszczysta, Gpz – glina piaszczysta zwięzła, Pg – piasek gliniasty, Pd – piasek drobny, P $\pi$  – piasek pylasty, G $\pi$  – glina pylasta, Nmg – namul gliniasty (organic soil).

Gp – sandy loam, Gpz – sandy clay loam, Pg – clayey sand, Pd – fine sand, P $\pi$  – silty sand, G $\pi$  – silty loam, Nmg – organic silt.

utworów mineralno-organicznych, gdzie wartości  $c_u$  zmieniły się przedziale od 40 do 60 kPa ((Frankowski i in., 2010).

Niżej pod utworami mineralno-organicznymi do co najmniej 15 m ppt występują piaski drobne. Pierwszy poziom wody gruntowej o zwierciadle swobodnym w przypowierzchniowej warstwie piaszczystej kształtował się na głębokości 0,6–0,8 m ppt, natomiast w leżącej pod namułami warstwie piasków woda gruntowa występuje pod ciśnieniem, co wskazuje na izolacyjny charakter gliniastego kompleksu organicznego. Wody obydwu poziomów stabilizują się przy zbliżonych do siebie ciśnieniach, co potwierdza dobry kontakt hydrauliczny kompleksów przepuszczalnych – istotny przy ewentualnych ocenach

zmian położenia zwierciadła wód gruntowych w warunkach funkcjonowania drogi. Omawianą sytuację geologiczno-inżynierską podłoża nasypu, stanowiącą podstawę schematyzacji modelu obliczeniowego, przedstawiono na przekroju poprzecznym na rycinie 3 oraz w tabeli 1.

Nasyp o szerokości podstawy 36,6 m wznoszony był etapami (por. tab. 2 i ryc. 4). Przyjęto stałe nachylenie skarp 1 : 1,15; średni ciężar objętościowy gruntów w nasypie wynosił 19,6 kN/m<sup>3</sup>. Geodreny o szerokości paska 5 cm wprowadzono w podłoże co ok. 1 m.

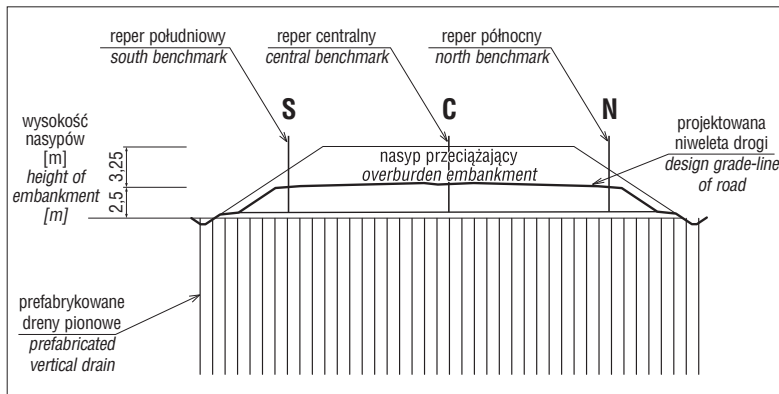
Analiza przebiegu osiadań (ryc. 5) wskazuje na znaczące zróżnicowanie zachowań podłoża pod osią nasypu (C – central) oraz w profilach (N = nord) i (S – south), zlokalizowanych w strefach brzegowych jego docelowej korony. Od początku prowadzenia obserwacji profil N wykazywał najmniejsze wartości osiadań, profil S pośrednie, a najwyższe osiadania zgodnie z oczekiwaniami rejestrowano pod osią nasypu.

Dynamikę zmian osiadań w profilach pomiarowych zlokalizowanych na obrzeżach korony nasypu (N i S) w stosunku do osiadań rejestrowanych pod środkiem nasypu (C) ilustruje rycina 6.

Osiadania w profilu N początkowo stanowiły około 35% osiadań profilu C, wykazując jednak systematyczny wzrost, przekraczając po około 100 tygodniach konsolidacji 50% osiadań profilu C i stabilizując się na poziomie  $s_N/s_C$  około 55% w zaawansowanym etapie konsolidacji nasypu. Profil S wykazywał natomiast od początku wartości rzędu 70–75% osiadań profilu C, wykazując stabilizację relacji  $s_S/s_C$  przez cały okres obserwacji przebiegu konsolidacji. Stwierdzone zróżnicowanie wiązać można częściowo z wykształceniem profili gruntowych, przy czym tak wyraźna odmienność wskazuje na znaczną różnicę wrażliwości zachowań podłoża nawet na niewielkim, kilkudziesięciometrowym odcinku. Zwraca uwagę fakt, że w profilu S, gdzie górna część warstwy namulów była dobrze drenowana przez przypowierzchniowe piaski, konsolidacja zachodziła w lepszych warunkach i osiadania przebiegają podobnie jak w przypadku zbliżonego pod względem litologicznym profilu C. Osiadania profilu N wykazują natomiast znaczną zmienność stosunku  $s_N/s_C$  w funkcji czasu, którą wiązać można z opóźnieniem konsolidacyjnym. Wyjaśnienia wymagają też mniejsze bezwzględne wartości osiadań

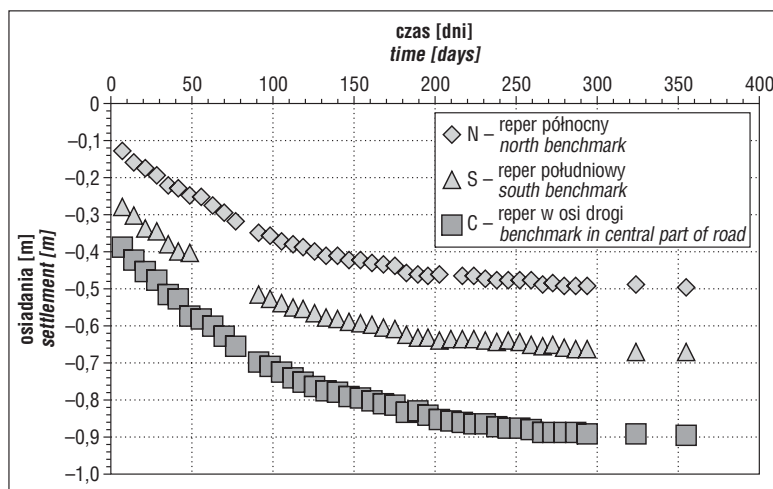
**Tab. 2.** Etapy formowania nasypu przeciążającego  
**Table 2.** Stages of formation of the overburden embankment

Etapy wzmocnienia podłoża gruntowego po zainstalowaniu drenażu pionowego VD Stages of soil base reinforcing after vertical drains VD installing	Wysokość nasypu Height of the embankment	Czas Time
	[m]	[tygodnie] [weeks]
Etap Ia – budowa nasypu Stage Ia – construction of embankment	3	1
Etap Ia' – dobudowa nasypu Stage Ia' – addition of embankment	4,5	1
Etap Ib – konsolidacja podłoża Stage Ib – consolidation of subsoil	4,5	4
Etap IIa <sub>1</sub> – dobudowa nasypu Stage IIa <sub>1</sub> – addition of embankment	4,75	1
Etap IIa <sub>2</sub> – dobudowa nasypu Stage IIa <sub>2</sub> – addition of embankment	5	1
Etap IIa <sub>3</sub> – dobudowa nasypu Stage IIa <sub>3</sub> – addition of embankment	5,25	1
Etap IIa <sub>4</sub> – dobudowa nasypu Stage IIa <sub>4</sub> – addition of embankment	5,5	1
Etap IIa <sub>5</sub> – dobudowa nasypu Stage IIa <sub>5</sub> – addition of embankment	5,75	1
Etap IIb – konsolidacja podłoża pod nasypem przeciążającym Stage IIb – consolidation of subsoil under overburden embankment	5,75	22



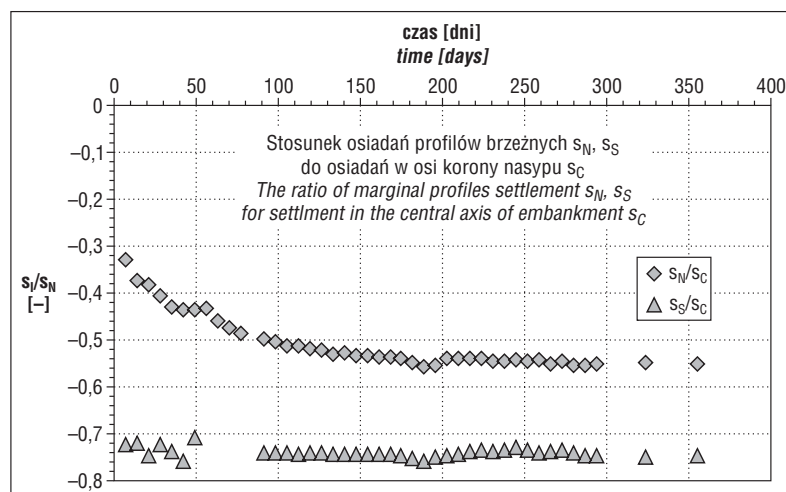
Ryc. 4. Schemat nasypu z rozmieszczonymi drenami pionowymi i zaznaczonymi reperami

Fig. 4. Schematic cross-section of the embankment with vertical drains and benchmarks designed grade-line of road



Ryc. 5. Przebieg osiadań w osi nasypu (C – część centralna) oraz w profilach (N – część północna) i (S – część południowa)

Fig. 5. Course of settlements under the central part of embankment (C) and in border profiles (N – north part), (S – south part)



Ryc. 6. Zmiany przebiegu osiadań profili pomiarowych zlokalizowanych na obrzeżach korony nasypu (N i S) w stosunku do osiadań rejestrowanych pod środkiem nasypu (profil C). Osiedlenia reperów: S<sub>1</sub> – brzeżnych, S<sub>N</sub> – północnego, S<sub>S</sub> – południowego, S<sub>C</sub> – centralnego

Fig. 6. Changes of settlements in the measurement profiles located on the edge of the embankment crown (N and S) in relation to the settlement recorded at the center of the embankment (profile C). The settlement of benchmark: S<sub>1</sub> – marginal, S<sub>N</sub> – north, S<sub>S</sub> – south, S<sub>C</sub> – central

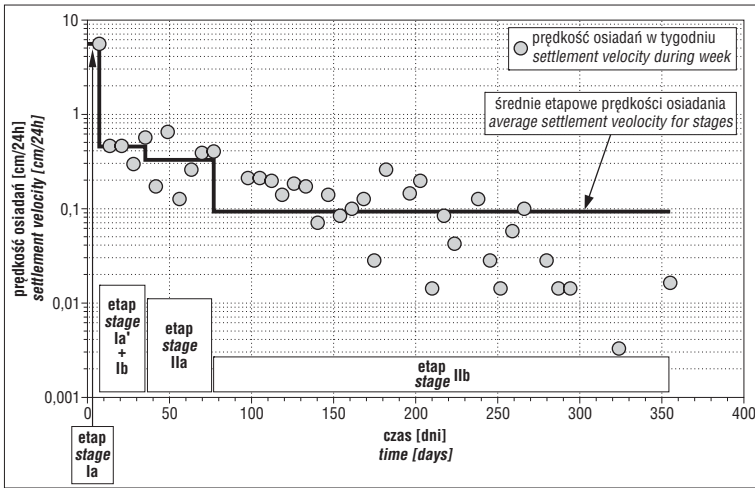
w tym profilu. Z uwagi na spoiste grunty przykrywające kompleks organiczny wyraźnie mniejsze osiadania odzwierciedlać łącznie mogą mniejszą niż się powszechnie przyjmuje odkształcalność tych glin i namulów organicznych.

Reakcję podłoża na wzrost obciążeń podzielić można na kilka etapów, wyraziście odzwierciedlonych w prędkości osiadań (ryc. 7). Szybkie, zrealizowane w okresie jednego tygodnia obciążenie podłoża nasypem o miąższości 3 m, a więc wartością zakładanego przeciążenia rzędu 52% (etap Ia), skutkowało natychmiastową ponad 40% wartością zarejestrowanych osiadań całkowitych w przypadku profili S i C oraz ponad 25% osiadań profilu N, charakteryzującego się, jak wyżej wspomniano, znacznie opóźnioną i mniejszą reakcją. Prędkość osiadań wynosiła od ponad 2 do niemal 5 cm na dobę. Dobudowa nasypu o kolejne 1,5 m (etap Ia') skutkowałą już znacznie mniejszymi przeciętnymi prędkościami osiadań od 0,3 do 0,6 cm na dobę. Nastąpiło też zdecydowane zbliżenie tempa zarejestrowanych osiadań w profilu N w stosunku do pozostałych profili. Reakcja podłoża na wzrost obciążenia jest więc już wolniejsza i mniejsza, co wskazuje na efekt jego wzmocnienia uzyskany poprzez obciążenia w pierwszym etapie. Kolejnym, już niewielkim i rozciągniętym w czasie 5 tygodni etapom IIa budowy nasypu o łączną miąższość 1,25 m towarzyszy dalsze, ale dość niejedolite zmniejszenie prędkości obserwowanych osiadań. W tak analizowanych wskaźnikach wyraźnie zaznacza się bowiem skumulowanie efektów zarówno z prowadzonej na bieżąco budowy, jak i wygasających stopniowo osiadań z poprzednich etapów obciążenia.

Wreszcie etap IIb konsolidacji nasypu charakteryzuje się od 2- do ponad 4-krotnie mniejszymi w stosunku do poprzedniego średnimi prędkościami osiadań o dość znacznej zmienności, prowadzącymi jednak do quasi stabilizacji osiadań po okresie około roku od rozpoczęcia budowy nasypu.

Powyższa analiza materiału obserwacyjnego pozwala na periodyzację przebiegu procesu, jak również wykonanie modelowych porównawczych obliczeń.

Modelowanie zachowań ośrodka gruntowego przeprowadzono w nawiązaniu do analizy zmian stanów naprężenia w podłożu w kolejnych etapach wznoszenia nasypu. Podstawą do ocen zarówno wytrzymałości, jak i odkształcalności gruntów jest wyznaczenie na podstawie metody podanej przez Kisiela (1965) naprężeń pionowych  $\sigma_{11}$ , poziomych  $\sigma_{22}$  i stycznych  $\sigma_{12}$  w podłożu od obciążeń trapezowych. Przyjęta lokalizacja pionowych profili obliczeniowych N, C, S odpowiada schematowi superpozycji dla



Ryc. 7. Zmiany prędkości osiadań w wyróżnionych etapach wznoszenia nasypu  
Fig. 7. Changes of settlement velocity in analysed stages of embankment construction

przypadku punktów typu W zlokalizowanych pod nasypem (Dobak & Kowalczyk, 2011). Obliczenia prowadzono, przyjmując dyskretyzację pionową co 0,1 m. Wystarcza to zarówno dla przestrzennej charakterystyki krzywoliniowych zmian naprężeń w podłożu, jak i odpowiada dokładności dokumentowania geologicznego.

Pierwszym etapem analiz jest rozwiązanie „zadania odwrotnego” weryfikującego parametry odkształcalności podłoża. Jako punkt wyjścia przyjęto uogólnione wartości modułu ściśliwości  $M_{0\text{ test}}$  dla analizowanych warstw podane w tab. 1. Odchylenie wartości modelowych osiadań  $s_{\text{cal}}$  w stosunku do wyników pomiarów  $s$  na tym etapie analizy wynosi od kilkunastu do ponad dwudziestu procent (tab. 3).

Następnie, z uwagi na najistotniejszy udział odkształcalności gruntów organicznych w kształtowaniu osiadań rozwiązanie „zadania odwrotnego” polegało na dobraniu takich wartości modułów ściśliwości  $M_{0\text{ inv}}$  namulów, by uzyskać możliwie jak najmniejsze rozbieżności pomiędzy wynikami obliczeń modelowych oraz terenowych pomiarów osiadań całkowitych.

Tab. 3. Wyniki optymalizacji parametrów ściśliwości gruntów organicznych  
Table 3. The results of optimizing the compression of organic soils

Profil Profile	Osiedlenia zmierzone Settlement measurement	Wyniki obliczeń modelowych Results of model calculations					
		Obliczenia według parametrów z tabeli 1 Calculations based on parameters from Table 1			Obliczenia wg rozwiązania „zadania odwrotnego” dla namulów Calculations based on "inverse problem" solution for organic soil parameters		
		$s$ [mm]	$M_{0\text{ test}}$ [kPa]	$s_{\text{cal}}$ [mm]	$(s_{\text{cal}}-s)/s$ [%]	$M_{0\text{ inv}}$ [kPa]	$s_{\text{cal}}$ [mm]
N	495	1150	565	14,1	1315	497	-0,4
C	896	1150	656	-26,8	835	897	-0,1
S	669	1150	497	-25,7	845	671	-0,3

$M_{0\text{ test}}$  – edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej z badań laboratoryjnych,  $M_{0\text{ inv}}$  – moduł ściśliwości pierwotnej wyznaczony z rozwiązania „zadania odwrotnego”,  $s_{\text{cal}}$  – osiedlenie wyznaczone z obliczeń modelowych.

$M_{0\text{ test}}$  – eodometric modulus of compressibility primary obtained from laboratory tests,  $M_{0\text{ inv}}$  – modulus of compressibility primary obtained from „inverse problem” solution,  $s_{\text{cal}}$  – the settlement estimated from modelling calculations.

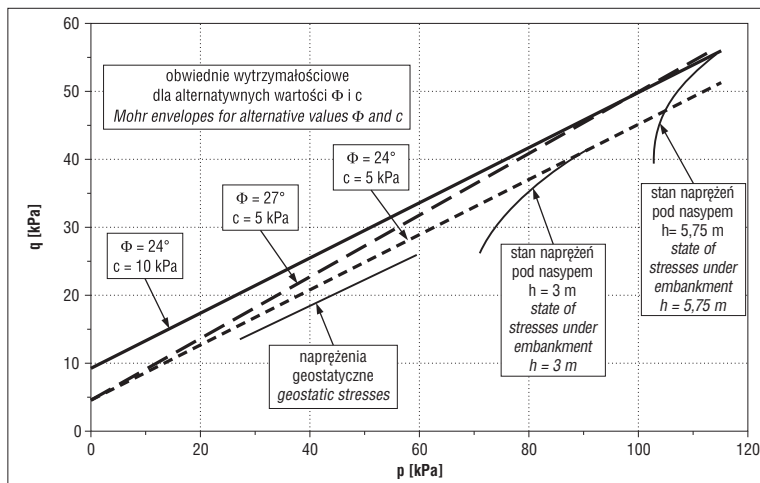
Jak widać wyznaczone według przyjętych założeń optymalne parametry obliczeniowe są o około 25% niższe od parametrów wyprowadzonych z badań w przypadku profili C i S. Sugierowana wcześniej możliwość mniejszej lokalnej odkształcalności namulów w profilu N wymagałaby przyjęcia obliczeniowej wartości modułu ściśliwości większej o około 14% od wyników badań. Tego rzędu różnicowanie parametrów jest powszechnie obserwowane w gruntach o znacznej odkształcalności.

Kolejnym elementem prowadzonych analiz jest próba weryfikacji parametrów wytrzymałościowych odpowiedzialnych za nieprzekraczanie warunków nośności podłoża. Zagadnienie to można przeanalizować porównując wartości naprężeń  $p$  i  $q$  występujących w obrębie warstwy o najmniejszej wytrzymałości na ścinanie (a więc w tym wypadku w namulach i glinach pylastych).

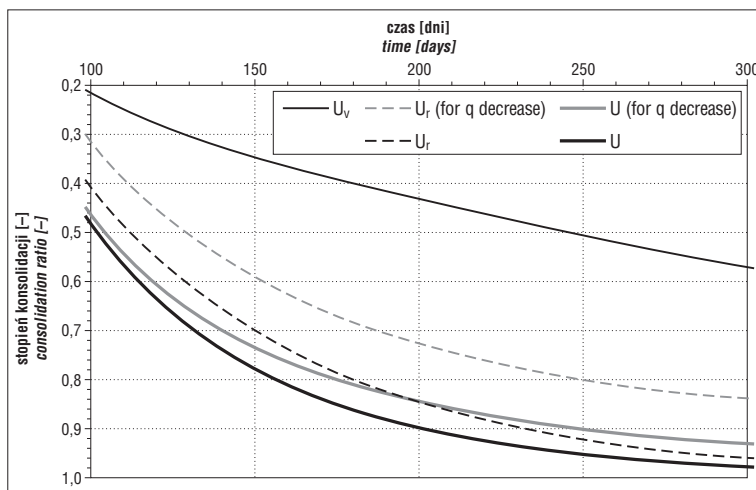
Wykorzystując możliwość wyznaczenia stanu naprężenia w podłożu przy zastosowaniu zależności podanych przez Kisiela (1965) określono wartości  $p$  i  $q$  w obrębie warstwy IIc dla sytuacji przed rozpoczęciem budowy nasypu, zakończenia fazy Ia budowy nasypu ( $h = 3$  m) oraz osiągnięcia maksymalnej wysokości nasypu  $h = 5,75$  m.

Z przeprowadzonych obliczeń wynika, że naprężenia  $q$  w warstwie IIc występujące po obciążeniu podłoża nasypem o wysokości  $h = 3$  m nie przekraczały wartości naprężenia dewiatorowego wyznaczonego przy przyjęciu wartości  $\Phi$  i  $c$  z tabeli 1.

Dalsze stopniowe obciążanie związane ze wzrostem wysokości nasypu do 5,75 m skutkowało przekroczeniem obwiedni wytrzymałościowej odpowiadającej wyjściowym parametrom wytrzymałościowym. Należy jednak przyjąć, że prekonsolidacja uzyskana we wstępnych etapach obciążania skutkowałą wzrostem wartości parametrów wytrzymałościowych (Lechowicz, 1992). Wymagany dla nieprzekroczenia stanu granicznego wzrost wartości parametrów wytrzymałościowych oszacowano, przyjmując dwie alternatywne obwiednie wytrzymałościowe wykreślone przy zachowaniu:



Ryc. 8. Obwiednie wytrzymałościowe, stany naprężeń p-q w profilu S  
Fig. 8. Mohr envelope, stress state p-q in S profile



Ryc. 9. Analiza udziału i wpływu stopnia konsolidacji wertykalnej (pionowej)  $U_v$  i poziomej (radialnej)  $U_r$  na łączny stopień konsolidacji  $U$  z uwzględnieniem efektów zmian wydajności drenów oraz przepuszczalności gruntów  
Fig. 9. The analysis of the consolidation degree participation in vertical  $U_v$  and horizontal (radial)  $U_r$  directions and their influence on the total value  $U$  with respect changes of drains effectiveness and permeability of soils

- takiej samej jak wyjściowa wartości kąta tarcia wewnętrznego a wyższej spójności,
- wyjściowej spójności a wyższej wartości kąta tarcia wewnętrznego.

Na rycinie 8 przedstawiono wykresy obliczonych wartości naprężeń  $p-q$  dla warunków występujących w warstwie namulów przy przyjęciu współczynnika Poissona  $\nu = 0,45$  w zestawieniu z wykresami obwiedni wytrzymałościowej dla 3 wariantów parametrów  $\Phi$  i  $c$ . Najgorsze warunki z punktu widzenia wytrzymałościowego występowały w profilu S. Spełnienie warunków wytrzymałościowych wymaga w tym przypadku wzrostu spójności  $c$  od wartości 5 do 10 kPa lub kąta tarcia wewnętrznego  $\Phi$  z wartości 24 do 27°. Wymaganie to w najniekorzystniejszym przypadku dotyczy dolnej części profilu organików położonej poniżej 6,5 m ppt. Stan naprężeń w pozostałych profilach wskazuje, że wymagania wytrzymałościowe spełnione mogą już być przy mniejszych wzrostach wartości  $\Phi$  lub  $c$ .

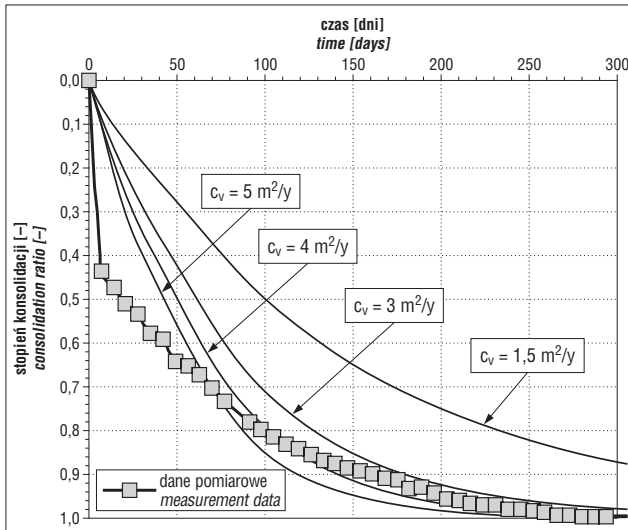
Ostatnim etapem przeprowadzonych analiz modelowych jest ocena przebiegu konsolidacji z uwzględnieniem różnych teoretycznych rozwiązań procesu. Zagadnienie modelowania konsolidacji słabonośnego podłoża jest złożone z uwagi na nieliniowy i przypuszczalnie trójosiowy charakter przebiegu procesu. Przyrównanie danych obserwacyjnych do założeń rozwiniętych teorii z reguły napotyka na trudności wynikające z braku kompletu charakterystyk zmian ciśnienia porowego i odkształceń w profilu konsolidowanych warstw. Dysponując jedynie wartościami osiadań całego profilu w funkcji czasu ograniczyć się można do uproszczonych, lecz powszechnie stosowanych modeli konsolidacji jednoosiowej, jednak z możliwością pewnych korekt uwzględniających nieliniowość zmian warunków przepuszczalności i drenażu.

Dla analizowanego zagadnienia przyjęto model obliczeń uwzględniających etapowość obciążania ośrodka. Wyjściowe wartości i wzajemne stosunki współczynnika konsolidacji pionowej i radialnej przyjęto wg danych z tab. 1.

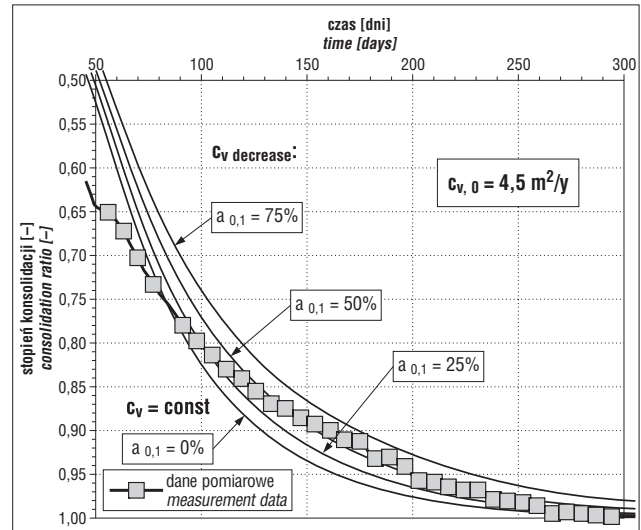
Z uwagi na znaczną odkształcalność namulów w obliczeniach uwzględniono skracanie długości drogi drenażu w toku zachodzącej konsolidacji. Opcjonalnie przyjęto także możliwość prowadzenia obliczeń dla stałej wartości współczynnika konsolidacji oraz z uwzględnieniem zmniejszania wartości tego parametru w powiązaniu ze zmianami porowatości skorelowanymi z wartościami odkształcenia gruntu. W tym celu wprowadzono współczynnik  $a_{0,1}$ , którego wartość określa procentowe zmniejszenie współczynnika konsolidacji będące efektem zmiany porowatości ośrodka odpowiadającej nominalnemu odkształceniu osiowemu  $\epsilon = 0,1$ . W stosowanych algorytmach wartość  $a_{0,1}$  pozwala proporcjonalnie do aktualnego odkształcenia osiowego określać postępujące zmniejszenie współczynnika konsolidacji w zdyskretyzowanych obliczeniach przebiegu osiadań. Ujęcie takie stanowi jedynie wstępne przybliżenie zaawansowanych teorii nieliniowych. Porównania z rozwiązaniem Gibsona i in. pokazują jednak, że popełniany błąd jest możliwy do zaakceptowania przy różnych scenariuszach wstępnych założeń przyjmowanych w analizowaniu zagadnień nieliniowości charakterystyk ośrodka gruntowego (Dobak, 1999).

W obliczeniach uwzględniono efekty wynikające zarówno z wertykalnego kierunku drenażu, jak i wpływ zastosowania gęsto rozmieszczonych pionowych sączków przyspieszających zawansowanie procesu konsolidacji. Na rycinie 9 przedstawiono dane do analizy udziału i wpływu stopnia konsolidacji wertykalnej (pionowej)  $U_v$  i poziomej (radialnej)  $U_r$  na łączny stopień konsolidacji  $U$  określany wg Carillo (1942) z klasycznej zależności:

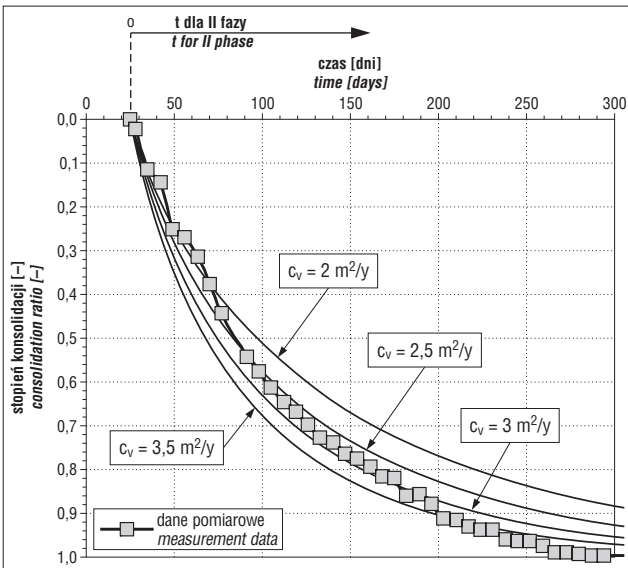
$$U = U_v + U_r - U_v U_r$$



**Ryc. 10.** Optymalizacja wartości  $c_v$  do całego zakresu obserwowanych osiadań w profilu C,  $c_v$  – współczynnik konsolidacji  
**Fig. 10.** Optimization the value of  $c_v$  for the entire range of observed settlement in C profile,  $c_v$  – coefficient of consolidation



**Ryc. 11.** Przebieg osiadań w profilu C na tle nieliniowych rozwiązań zmniejszania wartości  $c_v$  podczas procesu konsolidacji,  $c_v$  – współczynnik konsolidacji,  $a_{0,1}$  – współczynnik zmniejszania wartości  $c_v$   
**Fig. 11.** The settlement course in profile C on the background of nonlinear solutions of decrease in  $c_v$  values during the consolidation process,  $c_v$  – coefficient of consolidation,  $a_{0,1}$  – coefficient of  $c_v$  values decrease



**Ryc. 12.** Optymalizacja wartości  $c_v$  dla II fazy obserwowanych osiadań w profilu C,  $c_v$  – współczynnik konsolidacji  
**Fig. 12.** Optimization the value of  $c_v$  for phase II of observed settlements in profile C,  $c_v$  – coefficient of consolidation

Uwzględniono także zmiany parametrów  $U_r$  for  $q$  decrease oraz  $U$  for  $q$  decrease w sytuacji gdy efektywność pracy sączków  $q$  maleje z upływem czasu ich pracy, co w modelu odwzorować można zmniejszeniem wartości  $c_r$  skorelowanym z czasem funkcjonowania sączka w gruncie. Przedstawiony przykład ilustruje sytuację wywołaną wpływem ostatniego etapu wznoszenia nasypu. W rozpatrywanym przykładzie w analizowanym okresie przyjęto około 17% zmniejszenie wartości  $c_r$  na skutek zmian porowatości ośrodka oraz około 52% zmniejszenie wartości  $c_r$  odwzorowujące w obliczeniach pogarszającą się efektywność pracy drenów. Jak widać zmniejszenie wydajności systemu przyspieszającego konsolidację może znacząco rzutować na przebieg wzmacniania podłoża i w praktyce wymaga

monitorowania wraz z oceną zmiany wydajności drenażu z sączków w toku zabiegów prekonsolidacyjnych podłoża.

Wyniki prób optymalizacji wartości  $c_v$  metodą „zadania odwrotnego” ilustrują wykresy na rycinach 10–12.

Na rycinie 10 przedstawiono wyniki obliczeń prowadzonych dla całego zakresu obserwowanych osiadań, przy założeniu, że osiadania piasków są prawie natychmiastowe i znikomo małe w stosunku do osiadań namulów organicznych.

Przyjmowanie wyjściowej wartości  $c_v$  z tab. 1 daje w efekcie znaczne wydłużenie modelowego czasu konsolidacji w stosunku do obserwowanego. Zastosowanie alternatywnych wyższych wartości  $c_v$  rzędu  $4 \text{ m}^2/\text{y}$  pozwala uzyskać zbliżony do doświadczalnego przebieg odkształceń modelowych dopiero po 80–100 dniach od rozpoczęcia budowy nasypu.

Z kolei przyjęcie w obliczeniach początkowej wartości  $c_{v,0} = 4,5 \text{ m}^2/\text{s}$  (3-krotnie większej od wyjściowych danych tabelarycznych) wraz z założeniem alternatywnych wartości współczynnika  $a_{0,1}$  pozwala śledzić wpływ wzmacniania podłoża gruntowego na przebieg konsolidacji i optymalizować w „zadaniu odwrotnym” parametry konsolidacyjne w czasie od 100 do 300 dni po rozpoczęciu obciążania podłoża (ryc. 11).

Okres do 100 dni od rozpoczęcia obciążania charakteryzuje się osiadaniem zachodzącymi szybciej niż w klasycznym modelu konsolidacyjnym, co wskazuje na niemal natychmiastowy charakter początkowej reakcji podłoża. Takie efekty nawiązują jednocześnie do periodyczności przedstawionej na podstawie wyników pomiarów geodezyjnych (por. ryc. 7). W tej sytuacji uzasadniony jest podział zachowań podłoża na co najmniej dwie fizycznie odrębne fazy.

Pierwsza z nich słabo poddaje się próbom aproksymacji do rodziny krzywych konsolidacji, co wskazuje na

dominację w przebiegu procesu mechanizmów nie warunkowanych klasycznym modelem opóźnienia konsolidacyjnego, lecz bardzo szybką reakcją podłoża na przykładowe obciążenie.

Przebieg osiadań w drugiej fazie jest natomiast w zdecydowanie lepszym stopniu zgodny z rozwiązaniami teorii konsolidacji w ujęciu Terzagiego. Na rycinie 12 pokazano, że krzywa z pomiarów geodezyjnych najlepiej jest aproksymowana przez wartości  $c_v$  z przedziału od 2,5 do 3,5 m<sup>2</sup>/y. Wyniki takich analiz stanowić mogą istotną wskazówkę przy określaniu zgodnie z ideami Eurokodu tzw. parametrów wyprowadzonych dla lepszego prognozowania zachowań podłoża gruntowego, w konkretnych regionalnych warunkach geologiczno-inżynierskich.

## WNIOSKI

1. Przeprowadzone analizy przebiegu osiadań podłoża z płytko występującym kompleksem gruntów madowo-organicznych o kilku do kilkunastometrowej metrowej miąższości wskazują na ścisłą zależność przebiegu osiadań od etapowego wznoszenia nasypu. Reakcja podłoża na obciążenie jest zróżnicowana przestrzennie i odzwierciedla także przypuszczalną oboczną zmienność charakterystyki litologicznej i fizyczno-mechanicznej kompleksu organicznego. Analiza tempa osiadań reperów zlokalizowanych w przekroju poprzecznym drogi wskazuje na możliwość znaczących różnic przestrzennych konsolidacyjnego opóźnienia. Efekty takie korelują się ze zwiększeniem efektywnej długości drogi drenażu w sytuacji, gdy w profilu oprócz warstw piaszczystych występują wkładki utworów spoiwystych o mniejszej przepuszczalności, utrudniające pionową konsolidację kompleksu gruntów organicznych.

2. Prędkość osiadań jest zmienna i zależy przede wszystkim od harmonogramu przyrostu obciążenia na podłożu. W analizowanym przykładzie szybkie wznoszenie nasypu dawało w efekcie kilkudziesięciokrotne różnice prędkości osiadań w stosunku do późniejszego etapu konsolidacyjnego.

3. W programowaniu obciążania niezbędne jest uwzględnienie analizy zmian stanu naprężenia w podłożu w kolejnych etapach wznoszenia nasypu i porównywanie wyników z obwiedniami wytrzymałościowymi rozpatrywanych kompleksów gruntowych. W dokumentowaniu warunków geologiczno-inżynierskich badania laboratoryjne powinny być prowadzone w nawiązaniu do ścieżki obciążenia. Szczególnie istotna jest ocena zmian parametrów wytrzymałościowych

w profilu pionowym kompleksu gruntów słabonośnych. Na podstawie badań polowych i laboratoryjnych oraz rozwiązania „zadań odwrotnych” należy też ocenić wpływ obciążenia konsolidacyjnego na wzrost parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych.

4. Analiza terenowych danych pomiarowych oraz wyników modelowania wskazuje na zasadność wydzielania fazy quasi – natychmiastowych odkształceń podłoża oraz fazy zachowań zgodnych z modelem konsolidacji filtracyjnej. Wyróżnienie powyższych faz można przeprowadzać metodą opartą o modelowanie zachowań konsolidacyjnych podłoża z uwzględnieniem efektów etapowej kumulacji obciążeń, zmian długości drenażu i przepuszczalności ośrodka gruntowego.

5. Optymalizacja parametrów odkształcalności i konsolidacji podłoża w oparciu o model Terzagiego stanowi wstęp dla zaawansowanych studiów nad aplikacjami trójosiowego modelu konsolidacyjnego. Weryfikacja takiego ujęcia wymaga jednak znacznie szerszego programu obserwacji terenowych obejmującego określenie zmian ciśnienia porowego w profilach pionowych i poziomych, rozwinięcia pomiarów ekstensometrycznych oraz oceny efektywności systemu drenażowego w funkcji czasu. Osobnym aspektem są oceny wpływu drogowych eksploatacyjnych obciążeń dynamicznych na zachowanie prekonsolidowanego podłoża.

## LITERATURA

- CARILLO N. 1942 – Simple two and three dimensional cases in the theory of consolidation of soils. *Journal of the Math and Phys.*, 21 (1).
- CIESIELSKI Z., BACHUSZ J., HOFFMAN A., KAWCZYŃSKI K., MICHAŁEK T., OKOŃ K. & WILCZYŃSKI T. 2009 – Dokumentacja geologiczno-inżynierska dla budowy Południowej Obwodnicy Gdańska. *Geotech*, Bydgoszcz, s. 124.
- DOBĄK P. 1999 – Rola czynnika filtracyjnego w badaniach jednoosiowej konsolidacji gruntów. *Wyd. IGSMiE PAN Kraków*, s. 230.
- DOBĄK P. & KOWALCZYK S. 2011 – Geologiczno-inżynierska analiza występowania gruntów organicznych w podłożu wybranego odcinka autostrady A-2. *Biul. Państw. Inst. Geol.*, 446: 257–264.
- FRANKOWSKI Z., MAYER E. & PIETRZYKOWSKI P. 2010 – Raport z badań 1/2010 (Badania podłoża gruntowego oraz próbek gruntów pobranych z otworów w rejonie projektowanej Południowej Obwodnicy Gdańska). *Laboratorium Hydrogeologiczne i Geologiczno-Inżynierskie PIG-PIB*.
- GIBSON R.E., ENGLAND G.L., HUSSEY M.J.L. 1967 – Theory of one-dimensional consolidation of saturated clays. *Geotechnique*, 17: 261–273.
- KISIEL I. 1965 – Naprężenia pod obciążeniem trapezowym. *Arch. Hydrotechniki*, 12 (3): 171–176.
- LECHOWICZ Z. 1992 – Ocena wzmocnienia gruntów organicznych obciążonych nasypem. *Wyd. SGGW Warszawa*, s. 164.

Praca wpłynęła do redakcji 29.06.2012 r.  
Po recenzji akceptowano do druku 16.11.2012 r.



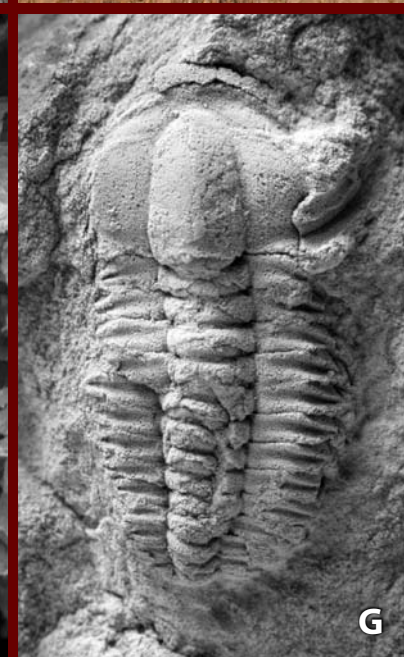
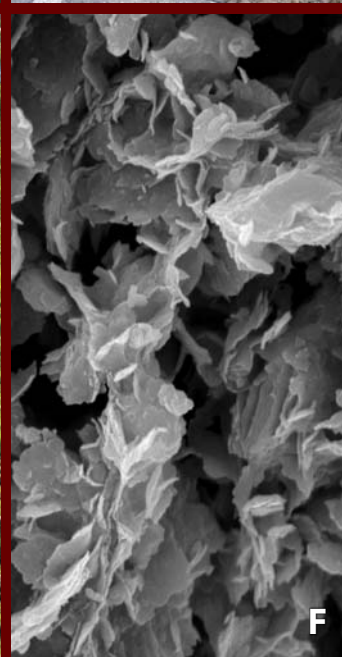
# PRZEGLĄD GEOLOGICZNY



Cena 12,60 zł (w tym 5% VAT)

TOM 61 Nr 1 (STYCZEŃ) 2013

Indeks 370908 ISSN-0033-2151



II  
POLSKI  
KONGRES  
GEOLOGICZNY

Osuwiska  
Stratygrafia  
Geologia inżynierska  
Hydrogeologia  
Geoturystyka  
Historia geologii  
Informacja geologiczna

B

F

G

**Zdjęcie na okładce:** **A** – Rozstaw geofonów przygotowany do rejestracji metodą MASW. Fot. S. Ostrowski. **B** – Skarpa główna osuwiska w Zawadzie koło Tarnowa. Fot. S. Ostrowski. **C** – Wzmacnianie podłoża gruntowego w technologii Drenażu Pionowego – Południowa Obwodnica Gdańka. Fot. własność firmy Menard Polska. **D** – Droga zniszczona w wyniku przebiecia hydraulicznego w trakcie powodzi rzeki Białej w 2010 r. Okolice Grybowa. Fot. S. Ostrowski. **E** – Wzmacnianie podłoża gruntowego w technologii kolumn CMC – Południowa Obwodnica Gdańka. Fot. własność firmy Menard Polska. **F** – Mikrostruktura pasty gruntowej przygotowanej z neogeńskich ilów pobranych z rejonu Warszawa-Stegny. **G** – *Stenuella polonica* Czarnocki, 1926, *kranidium* i *toraks*, MWG ZI/29/1534 (Muzeum Wydziału Geologii Uniwersytetu Warszawskiego, kolekcja Stanisława Orłowskiego), poziom *Holmia-Schmidtiellus*, drugi oddział kambru Ociesęki, Góry Świętokrzyskie, długość okazu: 24,4 mm, okaz napyłony chlorkiem amonu przed sfotografowaniem. Fot. A. Żylińska

**Cover photo:** **A** – Geophone spacing for the MASW method recording. Photo by S. Ostrowski. **B** – Main escarpment of landslide at Zawada near Tarnów. Photo by S. Ostrowski. **C** – Soil improvement by prefabricated Vertical Drains – South Ring Road of Gdańsk. Photo by Menard Polska Company. **D** – Road destroyed by hydraulic breakdown during the Biała River flood in 2010, near Grybów. Photo by S. Ostrowski. **E** – Improvement of soft soil using the CMC columns – South Ring Road of Gdańsk. Photo by Menard Polska Company. **F** – Microstructure of remoulded specimen of Neogene clays collected from the Warsaw-Stegny area. **G** – *Stenuella polonica* Czarnocki, 1926, *cranidium* with *thorax*, MWG ZI/29/1534 (Museum of the Faculty of Geology, University of Warsaw, collection of Stanisław Orłowski), *Holmia-Schmidtiellus* Zone, Cambrian Series 2 Ociesęki, Holy Cross Mountains length of specimen: 24.4 mm, specimen coated with ammonium chloride before photographing. Photo by A. Żylińska