Wybrane zagadnienia konstrukcji i materiałów budowlanych oraz geotechniki

Wydawnictwa Uczelniane
Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego
w Bydgoszczy

Recenzenci

dr hab. inż. Ewa Błazik-Borowa, prof. PL
prof. dr hab. inż. Andrzej M. Brandt
prof. dr hab. inż. Lech Czarnecki
prof. dr hab. inż. Jan Deja
prof. dr hab. inż. Piotr Konderla
dr hab. inż. Maciej K. Kumor, prof. UTP
prof. dr hab. inż. Zbigniew Lechowicz
prof. dr hab. inż. Adam Podhorecki
prof. dr hab. inż. Jacek Śliwiński
prof. dr hab. inż. Krzysztof Wilde

Redaktor naukowy
dr inż. Magdalena Dobiszewska

Redaktor merytoryczny
prof. dr hab. inż. Adam Podhorecki

Opracowanie redakcyjne i techniczne
mgr Dorota Ślachciak, mgr Michał Górecki, mgr Patrycja Fereni-Morzyńska

Projekt okładki
mgr inż. Daniel Morzyński

© Copyright
Wydawnictwa Uczelniane Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego
Bydgoszcz 2015

Utwór w całości ani we fragmentach nie może być powielany
ani rozpowszechniany za pomocą urządzeń elektronicznych, mechanicznych, kopiujących,
nagrywających i innych bez pisemnej zgody posiadacza praw autorskich.

ISBN 978-83-64235-73-3

Wydawnictwa Uczelniane Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego
Redaktor Naczelny
prof. dr hab. inż. Józef Flizikowski
ul. ks. A. Kordeckiego 20, 85-225 Bydgoszcz, tel. 52 3749482, 52 3749426
e-mail: wydawucz@utp.edu.pl http://www.wu.utp.edu.pl

Wyd. I. Ark. aut. 19,0. Ark. druk. 23,6.
Zakład Małej Poligrafii UTP Bydgoszcz, ul. ks. A. Kordeckiego 20

Spis treści

MECHANIKA KONSTRUKCJI I MATERIAŁÓW

Wykorzystanie rusztowań do budowy pochylni dla osób niepełnosprawnych – Ewa Błazik-Borowa, Michał Pieńko, Aleksander Robak 9

Dobór parametrów modelu numerycznego rygla aluminiowego rusztowania modułowego – Ewa Błazik-Borowa, Aleksander Robak, Michał Pieńko 17

Analiza statyczna płyty izotropowej o średniej grubości – Mykhaylo Delyavskyy, Aleksandra Niespodziana, Maria Olejniczak, Adam Grabowski, Krystian Rosiński 25

Rozwiązanie konstrukcji inżynierskich w ujęciu makroelementowym – Mykhaylo Delyavskyy, Krystian Rosiński 37

Zastosowanie niekonwencjonalnego zbrojenia w elementach piano- i gazobetonowych –Yuri Famulyak, Sofia Burchenya, Taras Mazurak, Magdalena Sosnowska, Izabela Kasprzyk 45

Badania modelowe współczynnika oporu aerodynamicznego oblodzonego cięgna mostu podwieszonego – Piotr Górski, Stanislav Pospišil, Sergej Kuznetsov, Marcin Tatara 55

Sztywność ściskanych prętów pryzmatycznych w zakresie dokrytycznym – Szymon Imiełowski 63

Efektywne wzmocnienie istniejącej konstrukcji stropu spowodowane bardzo dużym zwiększeniem obciążenia użytkowego – Tomasz Janiak, Adam Podhorecki 69

Modelowanie zagadnień termomechanicznych szyb warstwowych – Jan Jaśkowiec 77

Kompozytowa skrzynkowa kładka pieszo-rowerowa: projektowanie, modelowanie i badania numeryczne – Marian Klasztorny, Daniel Nycz, Jacek Chróścielewski, Roman Romanowski 85

Analiza konstrukcji gruntowo-powłokowych przy zastosowaniu hybrydowej metody numerycznej – Piotr Konderla 93

Możliwości wykorzystania skaningu laserowego do pomiaru ugięć konstrukcji inżynierskich – Janusz Kwiecień 101

Nakładka kompozytowo-pianowa na prowadnicę bariery na łuku drogi: projektowanie, modelowanie, badania numeryczne – Daniel Nycz, Marian Klasztorny 111

Porównawcza analiza numeryczna dwóch przekryć struktur prętowych kopuł sferycznych – Dominika Pilarska, Marek Jurkiewicz 119

Propozycja nowej metody identyfikacji parametrów lepkosprężystego modelu MMA na podstawie składu mieszanki – Artur Zbiciak, Karol Brzeziński, Rafał Michalczyk 127

INŻYNIERIA MATERIAŁÓW BUDOWLANYCH

Badanie procesów destrukcyjnych w betonie nieobciążonym dojrzewającym w zróżnicowanych warunkach z zastosowaniem metody emisji akustycznej – Magdalena Bacharz, Wiesław Trąmpczyński 137

Wpływ rodzaju cementu na kształtowanie się temperatury betonu – Maciej Batog, Zbigniew Giergiczny, Katarzyna Synowiec 145

Badania właściwości betonu w ścianach szczelinowych – Magdalena Czopowska-Lewandowicz 153

Wpływ dodatku mączki bazaltowej na niektóre właściwości betonu zwykłego – Magdalena Dobiszewska, Wojciech Franus 161

Właściwości fizyczne betonów samozagęszczalnych wykonanych z pyłem mineralnym – Adam Kłak, Jerzy Wawrzeńczyk 169

Kwantyl charakterystycznej wytrzymałości na ściskanie a zalecana niezawodność konstrukcji z betonu – Izabela Skrzypczak, Lidia Buda-Ożóg 177

Diagnostyka stanu zbrojenia w konstrukcjach żelbetowych budynków wielkopłytowych – Justyna Sobczak-Piąstka 185

Określenie szerokości rys w elemencie żelbetowym na podstawie pomiaru prędkości fali sprężystej – Michał Teodorczyk, Grzegorz Świt 193

Reakcja alkalia-krzemionka z kruszywem żwirowym w obecności związków litu – Justyna Zapała-Sławeta, Zdzisława Owsiak 201

Zwiększenie trwałości wyrobów hydroizolacyjnych poprzez chemiczną modyfikację asfaltu – Krzysztof Zieliński, Michał Babiak, Maria Ratajczak, Jacek Kosno 209

GEOTECHNIKA

Badania nośności poziomej pali fundamentowych przesłon przeciwhałasowych na odcinku drogi krajowej nr 4 od Ropczyc do Klęczan – Piotr Gąska 219

Osiadanie grupy pali w odniesieniu do współczesnych metod obliczeniowych – Kazimierz Gwizdała, Przemysław Kęsik 227

Nośność graniczna oraz interpretacje metod bezpośrednich dla pali przemieszczeniowych – Kazimierz Gwizdała, Paweł Więcławski 237

Analiza stateczności skarpy składowiska wzmocnionej konstrukcją oporową z gruntem zbrojonym – Eugeniusz Koda, Anna Miszkowska, Piotr Osiński, Paweł Pitera 245

Współczynnik filtracji gruntów słabo przepuszczalnych jako funkcja wybranych parametrów fizycznych i strukturalnych – Tomasz Kozłowski, Agata Ludynia 253

Zastosowanie termoporometrii konwolucyjnej DSC w badaniach gruntów spoistych – Tomasz Kozłowski, Łukasz Walaszczyk 261

Wyznaczanie parametrów przepływu wody w gruntach spoistych na podstawie badań in situ – Mariusz Lech, Marek Bajda, Katarzyna Markowska-Lech 271

Ocena ekspansywności wybranych iłów neogeńskich rejonu Raciborza – Marzena Lendo-Siwicka, Karina Niedźwiedzka, Małgorzata Wdowska 279

Parametry geotechniczne z normy PN-81/B-03020 – co po nich? – Mirosław J. Lipiński, Małgorzata K. Wdowska 289

Interpretacja pomiarów prędkości fali poprzecznej w gruntach spoistych – Katarzyna Markowska-Lech, Jacek Bąkowski, Mariusz Lech 301

Numeryczny sposób wyznaczania naprężeń na pobocznicy pala fundamentów płytowo-palowych w gruncie niespoistym – Zygmunt Meyer, Piotr Cichocki 309

Model oszacowania zawartości wody niezamarzniętej w gruntach spoistych – Edyta Nartowska, Tomasz Kozłowski.....317

Stiffness and damping of selected cohesive soils based on dynamic laboratory tests – Wojciech Sas, Katarzyna Gabryś, Emil Soból, Alojzy Szymański, Andrzej Głuchowski.....325

Niewystarczające badania geotechniczne przyczyną istotnego zwiększenia kosztów budowy obwodnicy miasta – Magdalena Sosnowska, Izabela Kasprzyk, Adam Podhorecki 333

Ocena współpracy pali Vibro z podłożem gruntowym na podstawie badań in-situ – Paweł Więcławski 341

Zastosowanie sondy krzyżakowej do badań podłoża madowego – Krzysztof Wilk 349

Właściwości i możliwości zagospodarowania odpadu z przetwarzania gruzu betonowego – Zbigniew Woziwodzki, Barbara Zając, Andrzej Zawalski, Łukasz Mrozik.....357

Ocena przesuszenia różnych stratygraficznie podłoży ekspansywnych powodujących uszkodzenia budynków – Zbigniew Woziwodzki, Andrzej Zawalski 365

Wyznaczanie modułu ścinania *G* gruntów spoistych w cylindrycznym aparacie skrętnym – Grzegorz Wrzesiński, Zbigniew Lechowicz, Maria Jolanta Sulewska.....371

MECHANIKA KONSTRUKCJI I MATERIAŁÓW

Wykorzystanie rusztowań do budowy pochylni dla osób niepełnosprawnych

Ewa Błazik-Borowa, Michał Pieńko, Aleksander Robak

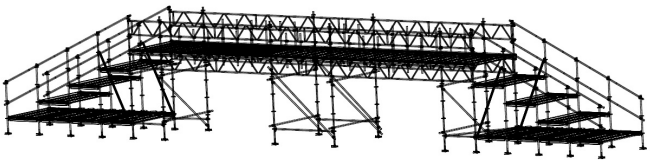
Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: e.blazik@pollub.pl, m.pienko@pollub.pl, a.robak@pollub.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono analizę wytrzymałościową konstrukcji pochylni przeznaczonej dla osób niepełnosprawnych, wykonanej z elementów rusztowań budowlanych. Wykonanie analiz wymagało w pierwszym etapie opracowania modelu numerycznego i jego weryfikacji. Następnie zaproponowano warianty obciążenia pochylni, w odniesieniu do których wykonano analizy statyczne i dynamiczne. Obliczenia naprężeń normalnych przy obciążeniu statycznym wykazały, że w elementach pomostów występują naprężenia, przekraczające 2/3 wartości granicy plastyczności. Natomiast symulacje przejazdu osoby niepełnosprawnej na wózku lub przejazdu wraz z idącym za wózkiem opiekunem pozwoliły na wykazanie, że w tego rodzaju konstrukcjach dynamiczny charakter obciążeń może mieć znaczący wpływ na wytężenie konstrukcji.

Słowa kluczowe: pochylnia dla osób niepełnosprawnych, rusztowanie budowlane, analizy statyczna i dynamiczna, symulacje komputerowe

1. Wprowadzenie

Rusztowania budowlane są wykorzystywane głównie podczas wszelkiego rodzaju pracach budowlanych i pracach remontowych w zakładach przemysłowych. Jednak rozwiązania techniczne, stosowane we współczesnych rusztowaniach, pozwalają na budowę konstrukcji stalowych o dowolnych kształtach i sposobie wykorzystania. Ciekawym i dość nietypowym przykładem zastosowania rusztowania budowlanego była konstrukcja tymczasowego mostu dla pieszych, który w 2011 r. był symbolem połączenia pokoleń w ramach obchodów 6 rocznicy śmierci Jana Pawła II. Most był zlokalizowany na Placu J. Piłsudskiego w Warszawie. Widok aksonometryczny samego rusztowania pokazano na rysunku 1.

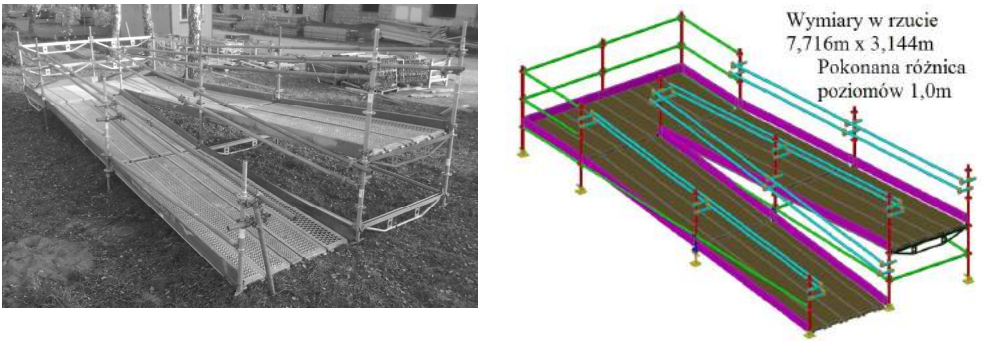


Rys. 1. Widok konstrukcji tymczasowego mostu dla pieszych

Rusztowania budowlane służą też coraz częściej do budowy pochylni dla osób niepełnosprawnych i to zarówno w kraju, jak i za granicą. Są wykorzystywane między innymi: podczas imprez masowych w obiektach, do których normalnie można wejść tylko po schodach, przy przychodniach, w zakładach pracy i oczywiście budynkach mieszkalnych. Rusztowania są wykorzystywane, gdy konstrukcja tego typu musi w krótkim czasie pojawić się w określonym miejscu, gdy nie ma możliwości wykonania fundamentów dla zwykłej pochylni, np. w zimie lub z powodu uzbrojenia terenu, gdy użytkowanie konstrukcji jako

pochylni jest planowane jako rozwiązanie tymczasowe lub po prostu pochylnia jest potrzebna tylko na jeden lub kilka dni. Z drugiej strony takie zastosowanie rusztowania jest nadal nietypową sytuacją, dlatego w publikacji podjęto się prezentacji możliwości wykonania pochylni dla osób niepełnosprawnych wykorzystując rusztowanie budowlane. Na rysunku 2 pokazana jest przykładowa pochylnia, zmontowana przez firmę ALTRAD-MOSTOSTAL MONTAŻ z Siedlec na potrzeby pracy.

a) b)



Rys. 2. Pochylnia dla osób niepełnosprawnych wykonana z elementów modułowego rusztowania ROTAX: a) zdjęcie pochylni, b) rysunek aksonometryczny

Obciążenia pochylni dla osób niepełnosprawnych są inne niż platform roboczych, których konstrukcjami wsporczymi mogą być rusztowania budowlane. Przede wszystkim w trakcie prac budowlanych ciężar jednej osoby jest rozłożony na większej powierzchni, tzn. na powierzchni, jaką mają dwie podeszwy butów. W przypadku użytkowania pochylni przez osobę niepełnosprawną ciężar będzie powiększony o ciężar wózka, a obciążenie będzie przekazywane na pomost za pomocą kół wózka, których powierzchnia styku z pochylnią może być nawet czterokrotnie mniejsza niż powierzchnia podeszwy buta. Kolejny problem to obciążenie dynamiczne, jakie wywołuje poruszający się wózek wraz z użytkownikiem. Rusztowania nie są poddawane zwykle działaniu tego rodzaju obciążeń. Dlatego w tym punkcie zostaną przedstawione wyniki obliczeń komputerowych, które pozwolą na symulację zachowania się pochylni pod wpływem obciążenia statycznego i dynamicznego, wywołanego ciężarem wózka, osoby siedzącej na wózku, ewentualnie opiekuna oraz ich ruchem.

Aspekty prawne budowy pochylni dla osób niepełnosprawnych z rusztowań budowlanych oraz kształtowanie geometrii zgodnie z Rozporządzeniem [1] zostały opisane w pracy [2]. Natomiast w niniejszej pracy zostanie przedstawiona analiza statyczna i dynamiczna konstrukcji pokazanej na rysunku 2b.

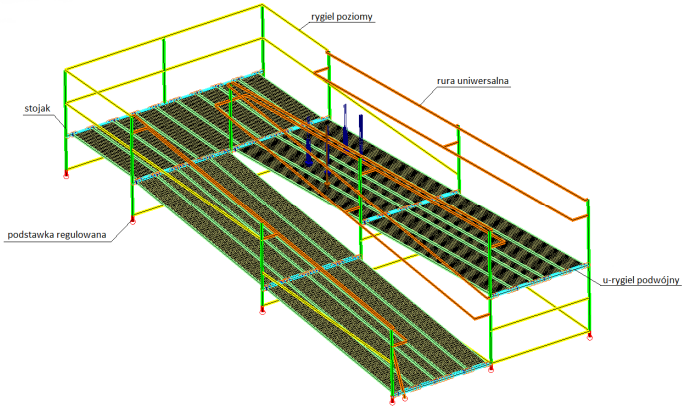
2. Model numeryczny pochylni

Na rysunku 3 przedstawiono schemat statyczny pochylni dla osób niepełnosprawnych. Model pochylni składa się z elementów prętowych, które modelują stojaki i rygle, elementów kratowych, które modelują rygle rurowe, na których nie oparto pomostów, np. służące jako poręcze oraz z powłokowo-prętowych modeli pomostów. Posadowienie rusztowania zamodelowano za pomocą podpór przegubowych. Połączenia pomiędzy stojakami a ryglami wzmocnionymi zamodelowano jako przegubowe. Charakterystyki geometryczne elementów prętowych zamieszczono w tabeli 1, a biorąc pod uwagę charakterystyki materiałowe, to

konstrukcja została wykonana ze stali S235JRG o podwyższonej wytrzymałości i obliczeniowej granicą plastyczności, wynoszącej f_y = 300 MPa, module Younga $E = 2{,}05 \cdot 10^8$ kPa i współczynniku Poissona $\nu = 0{,}3$.

Tabela 1. Charakterystyki geometryczne elementów rusztowania

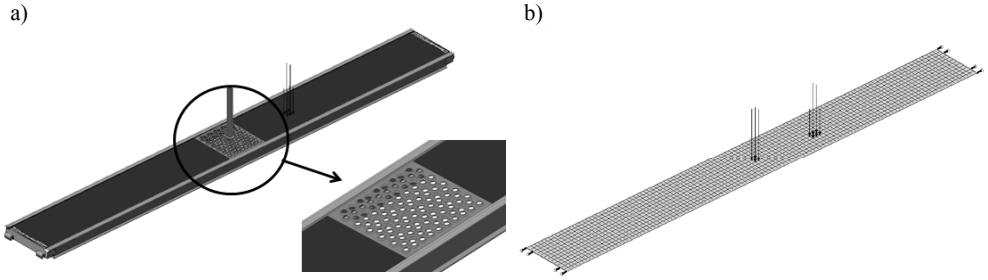
Nr	Nazwa elementu	A [cm^2]	J_1 [cm^4]	J_2 [cm^4]	J_3 [cm^4]	W_2 [cm^3]	W_3 [cm^3]
1	Podstawka stalowa regulowana	3,2711	7,5358	3,7679	3,7679	2,2164	2,2164
2	Stojak ϕ48.3x2,7	3,8679	20,1775	10,0888	10,0888	4,1775	4,1775
3	U-rygiel podwójny	6,4090	5,6770	19,0600	392,900	7,9420	33,8700
4	Rygiel poziomy stalowy ϕ48.3x2,7	3,8679	20,1775	10,0888	10,0888	4,1775	4,1775
5	Rura uniwersalna ϕ48.3x3.2	4,5340	23,1713	11,5857	11,5857	4,7974	4,7974



Rys. 3. Model numeryczny pochylni

Pomosty rusztowań budowlanych są wykonane z blachy perforowanej oraz profili zimno giętych, co powoduje, że geometria pomostu jest bardzo skomplikowana i może być w miarę dokładnie odwzorowana tylko wtedy, gdy analizuje się pojedynczy pomost. Podczas obliczeń komputerowych konstrukcji składającej się z kilka pomostów należy skorzystać z uproszczonych modeli. Na rysunku 4a pokazany jest model pomostu z fragmentem blachy z pełną perforacją, a na rysunku 4b przedstawiono model uproszczony, którego sposób budowy został opisany w pracy [3].

a) b)

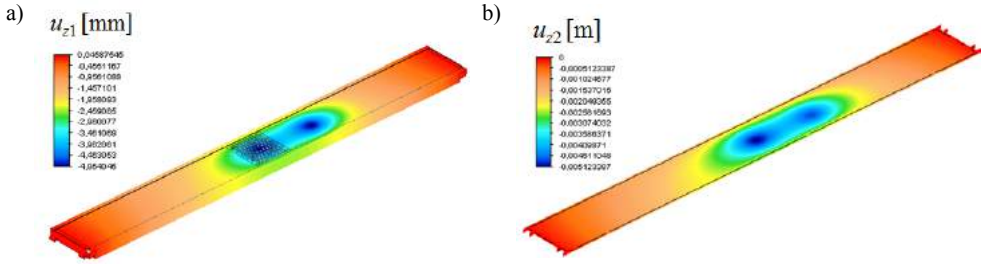


Rys. 4. Modele numeryczne pomostów: a) model uwzględniający szczegółową geometrię kształtowników, b) model uproszczony

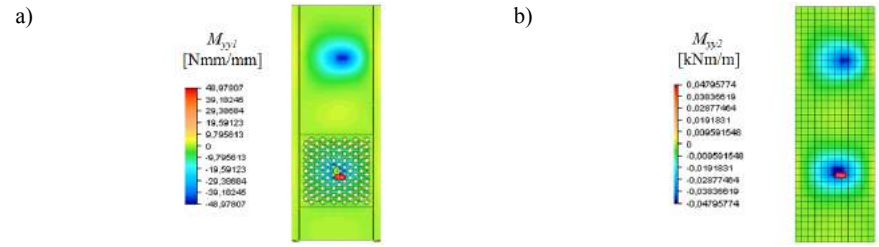
W celu weryfikacji modelu uproszczonego wykonano obliczenia statyczne w odniesieniu do obu modeli przy obciążeniu pokazanym na rysunku 4, a następnie porównano wyniki obliczeń. Zastosowanie uproszczonego modelu pomostów powoduje, że otrzymuje się prawidłowe wartości przemieszczeń (rys. 5) i sił wewnętrznych (rys. 6), natomiast nieprawidłowe wartości naprężeń zredukowanych (rys. 7). Jednak te ostatnie są proporcjonalne do sił wewnętrznych, dlatego można w pewnym przybliżeniu założyć, że iloraz wartości naprężeń w modelu dokładniejszym do naprężeń w modelu uproszczonym będzie stały. Współczynnik skalowania naprężeń można wyznaczyć ze wzoru:

$$k = \frac{\sigma_{red1}}{\sigma_{red2}} = \frac{171,4\ \text{MPa}}{156,78\ \text{MPa}} = 1,09 \tag{1}$$

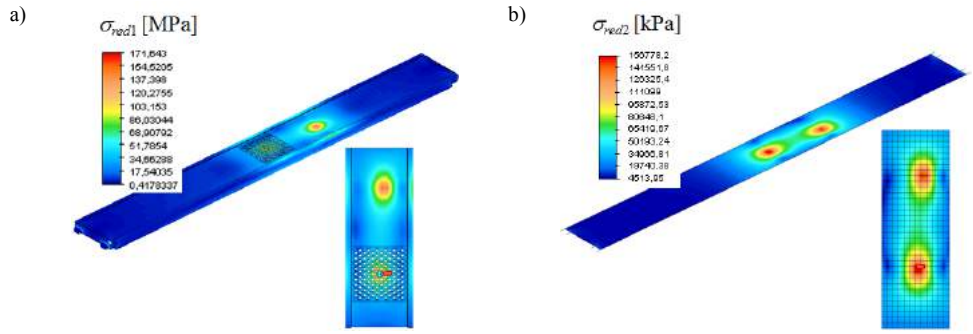
gdzie: σ_{red1} – maksymalne naprężenia uzyskane w obliczeniach, wykonanych dla modelu pokazanego na rysunku 4a, σ_{red1} – maksymalne naprężenia uzyskane w obliczeniach, wykonanych dla modelu pokazanego na rysunku 4b.



Rys. 5. Składowe przemieszczeń pionowych: a) model uwzględniający szczegółową geometrię kształtowników, b) model uproszczony



Rys. 6. Moment zginający o wektorze z kierunkiem poziomym prostopadłym do osi podłużnej pomostu: a) model uwzględniający szczegółową geometrię kształtowników, b) model uproszczony



Rys. 7. Naprężenia zredukowane według hipotezy Hubera-Misesa: a) model uwzględniający szczegółową geometrię kształtowników, b) model uproszczony

Wynik, uzyskany z równania (1) oznacza, że rzeczywiste naprężenia w blachach pomostu są o około 9% większe niż te otrzymane w obliczeniach komputerowych z wykorzystaniem modelu uproszczonego. Współczynnik skalowania k w dalszej części pracy zostanie wykorzystany do wyznaczania naprężeń, których należy spodziewać się w rzeczywistej konstrukcji, liczonych jako iloczyn współczynnika k i wartości z obliczeń komputerowych.

3. Symulacje numeryczne

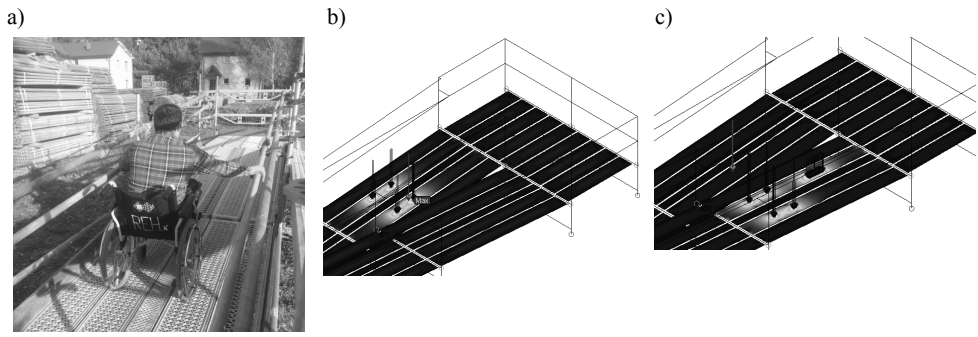
3.1. Analiza statyczna

Obliczenia statyczne konstrukcji pochylni dla osób niepełnosprawnych wykonano w dwóch wariantach:

I – konstrukcja jest obciążona ciężarem własnym, ciężarem osoby na wózku i wózka (1 kN),

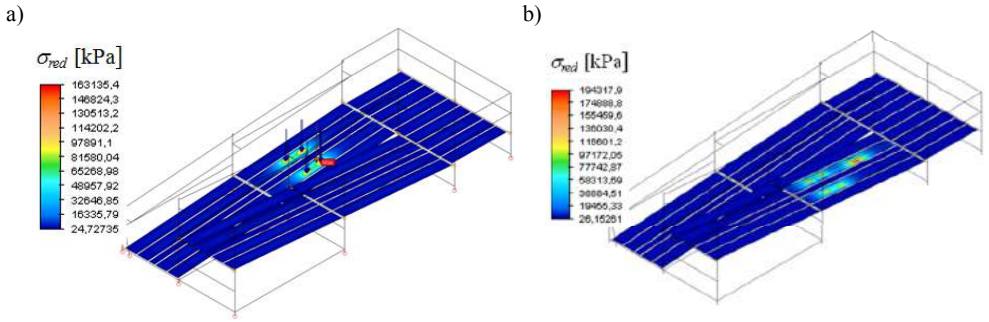
II – konstrukcja jest obciążona ciężarem własnym, ciężarem opiekuna (0,8 kN), ciężarem osoby na wózku i wózka (1kN).

Obciążenie wózka przekazano na cztery powierzchnie o całkowitym polu 37,5 cm^2. Rozłożenie ciężaru opiekuna jest najbardziej niekorzystne, gdy stoi jedną stopą na powierzchni pomostu i w tym przypadku obciążenie rozłożono na powierzchnię o polu 150,0 cm^2. Lokalizacja obciążeń została wybrana na podstawie analiz dynamicznych, tzn. wybrano położenie, w którym uzyskano największe naprężenia zredukowane podczas symulacji przejazdu wózka. W ten sposób wyznaczony układ sił dla wariantu I pokazano na rysunku 8b, a układ sił w wariancie II pokazano na rysunku 8c.



Rys. 8. Układ sił skupionych na pomoście w obliczeniach statycznych: a) widok wózka na pochylni, b) wariant I, c) wariant II

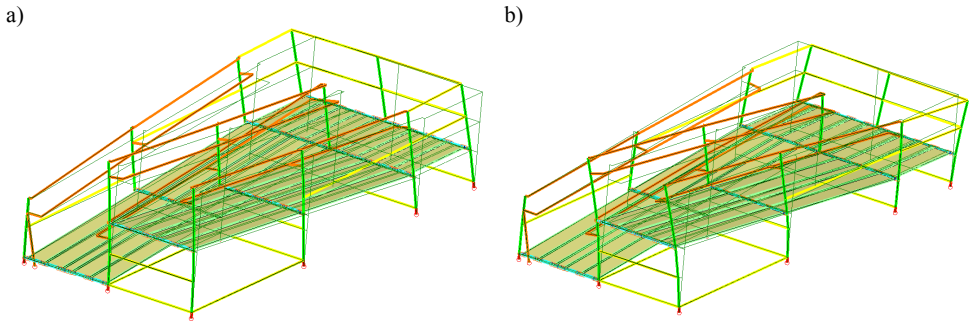
W wyniku analizy statycznej otrzymano naprężenia normalne w prętach oraz naprężenia zredukowane, które pokazano na rysunku 9. Maksymalne naprężenia normalne w elementach prętowych wyniosły zaledwie 32,3 MPa. Jeżeli chodzi o elementy pomostu, to wartości, pokazane na rysunku 9, należy zwiększyć o 9%, czyli maksymalne wartości naprężeń wynoszą 194,3 MPa·1,09 = 211,8 MPa i są mniejsze od granicy plastyczności f_y.



Rys. 9. Naprężenia zredukowane w elementach powłokowych pomostów pochylni: a) wariant I, b) wariant II

3.2. Analiza dynamiczna konstrukcji pochylni

Analiza dynamiczna składała się z dwóch części, tzn. z analizy modalnej, w której wyznaczono częstości i formy drgań własnych, oraz analizy wytrzymałościowej konstrukcji, poddanej działaniu układu sił, zmieniających swoje położenie. W wyniku analizy modalnej stwierdzono, że pierwsze dwie częstości drgań wynoszą $f_1 = 2{,}74$ Hz i $f_2 = 5{,}27$ Hz (rys. 10). Oznacza to, że można spodziewać się znaczącego wpływu obciążeń zmiennych w czasie, co zostało potwierdzone w obliczeniach.



Rys. 10. Formy drgań własnych: a) I forma przy $f_1 = 2{,}74$ Hz, b) II forma przy $f_1 = 5{,}27$ Hz

Tak jak obliczenia statyczne, tak i analizę dynamiczną wykonano w dwóch wariantach, w których symulowano odpowiednio w wariancie I przejazd wózka i w wariancie II przejazd wózka i przejście za wózkiem opiekuna. W obliczeniach przyjęto następujące założenia: prędkość przejazdu wózka $V = 0{,}768$ m/s, krok czasowy obliczeń $\Delta t = 0{,}0325$ s, obliczenia wykonano w ramach 660 kroków obliczeniowych, pominięto tłumienie i ciężar własny.

Na rysunku 11 pokazano wykresy zmian przesunięć pionowych wraz ze zmianą położenia obciążenia, a na rysunku 12 przedstawiono naprężenia zredukowane w tych krokach obliczeniowych, w których uzyskano ich największe wartości. Na rysunku 11 pokazano wyniki w punkcie, w którym uzyskano największe przemieszczenia i w punkcie na drugim biegu. Z wykresów wynika, że w zasadzie oddziaływanie obciążenia ogranicza się do pomostu, na którym znajduje się użytkownik. Jest to spowodowane tym, że konstrukcja wsporcza pochylni jest znacznie sztywniejsza niż pomosty.

W celu oceny wpływu oddziaływań dynamicznych wyznaczono współczynniki dynamiczne, które odpowiednio wynoszą:

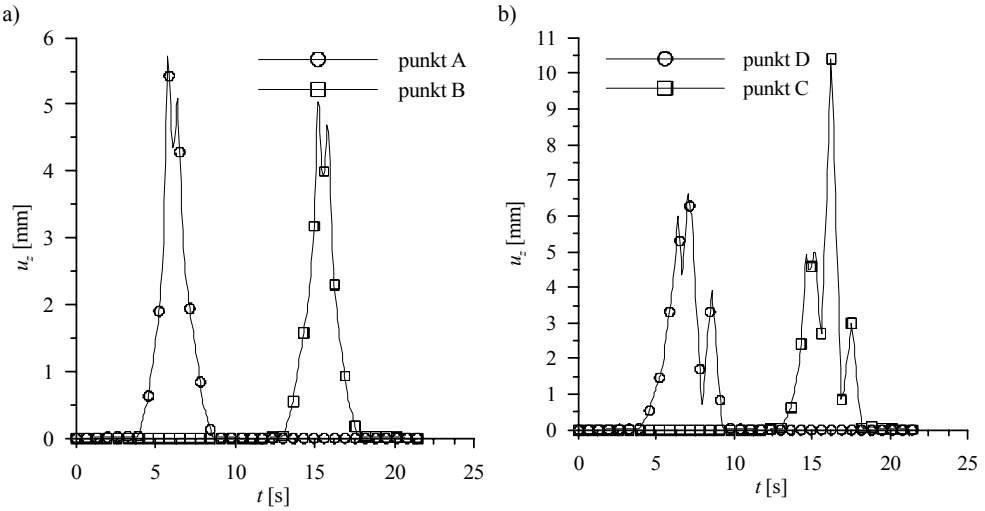
- w odniesieniu do wariantu I:

$$\beta = \frac{\sigma_{red_dyn}}{\sigma_{red_st}} = \frac{187{,}1\ \text{MPa}}{157{,}9\ \text{MPa}} = 1{,}18 \tag{2}$$

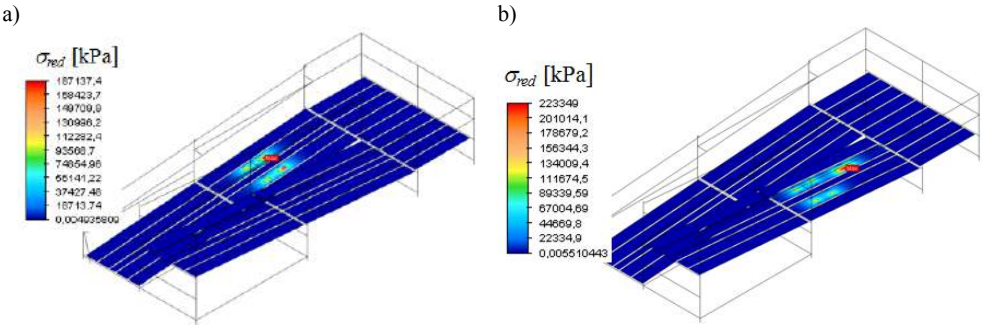
- w odniesieniu do wariantu II:

$$\beta = \frac{\sigma_{red_dyn}}{\sigma_{red_st}} = \frac{223{,}3\ \text{MPa}}{194{,}3\ \text{MPa}} = 1{,}15 \tag{3}$$

gdzie σ_{red_dyn} – maksymalne naprężenia od obciążenia zmiennego w czasie, σ_{red_st} – maksymalne naprężenia od obciążenia stałego bez uwzględnienia ciężaru własnego.



Rys. 11. Wykres zmian przesunięcia pionowego: a) wariant I bez ciężaru własnego, b) wariant II bez ciężaru własnego; punkt A – punkt, w którym uzyskano największe naprężenia w wariancie I, punkt B – punkt na drugim biegu pochylni uzyskany jako odbicie punktu A względem płaszczyzny pionowej, dzielącej biegi pochylni, punkt C – punkt, w którym uzyskano największe naprężenia w wariancie II, punkt D – punkt na drugim biegu pochylni uzyskany jako odbicie punktu C względem płaszczyzny pionowej



Rys. 12. Naprężenia zredukowane w elementach powłokowych pomostów pochylni: a) wariant I bez ciężaru własnego w 89 kroku obliczeń, b) wariant II bez ciężaru własnego w 250 kroku obliczeń

Porównanie wyników analizy dynamicznej i statycznej po odjęciu wpływu ciężaru własnego pokazuje, że dynamiczny charakter obciążeń powoduje wzrost naprężeń w wariancie I o 18% a w wariancie II o 15%. Oznacza to, że wpływ obciążenia dynamicznego jest na tyle duży, że w praktyce inżynierskiej podczas projektowania konstrukcja pochylni powinna być poddana analizie dynamicznej. Ponadto pochylnie mogą być użytkowane przez niepełnosprawnych, korzystających z wózków z napędem elektrycznym, a wtedy można spodziewać się jeszcze większych wpływów dynamicznych.

4. Podsumowanie

Rusztowania budowlane, wykorzystywane w trakcie prac budowlanych czy też remontowych, są poddawane obciążeniom, które można traktować jako obciążenia statyczne. W przypadku gdy buduje się z elementów rusztowań konstrukcję o zupełnie innym sposobie użytkowania, należy także zweryfikować sposób wykonywania analiz wytrzymałościowych. Jeżeli pochylnię tworzy np. masywna płyta betonowa, to wpływ oddziaływań dynamicznych będzie pomijalnie mały. Jednak, gdy zastosuje się rozwiązania mniej sztywne, np. właśnie elementy rusztowań, to dynamiczny charakter obciążeń może spowodować znaczny wzrost naprężeń w konstrukcji. Wyniki analiz wytrzymałościowych przedstawione w pracy wykazały, że w odniesieniu do badanej konstrukcji wzrost ten wyniósł 18%.

Literatura

1. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, Dz.U. 2002 nr 75 poz. 690.
2. Błazik-Borowa E., Pieńko M., Robak A., 2014. Możliwości prawne i techniczne wykorzystania rusztowań jako pochylni dla osób. Mat. konf. II Ogólnopolska Konferencja Naukowo-Szkoleniowa Medycyna Personalizowana, Genom Architektura Szkoła Design.
3. Robak A., 2014. Analiza nośności stalowych pomostów rusztowań. Budownictwo i Architektura 13(2), 357-365.

The application of scaffolding to build the ramp for disabled people

Ewa Błazik-Borowa, Michał Pieńko, Aleksander Robak

Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology,
e-mail: e.blazik@pollub.pl, m.pienko@pollub.pl, a.robak@pollub.pl

Abstract: The paper presents the strength analysis of the ramp for disabled people that is made of scaffolding elements. In the first stage of performance, the analysis requires developing the numerical model and its verification. Next, the static and dynamic analyses have been performed for the proposed load variants of the ramp. The calculations of static load have showed that the stress of scaffolding decks has reached the 2/3 of the yield strength. In contrast, the simulation of a disabled person passing by in a wheelchair or riding with a carer, allowed the authors to demonstrate that the dynamic nature of load in such structures can have a significant impact on the construction strain.

Keywords: a ramp for disabled people, scaffolding, static and dynamic analyses, computer prediction

Dobór parametrów modelu numerycznego rygla aluminiowego rusztowania modułowego

Ewa Błazik-Borowa, Aleksander Robak, Michał Pieńko

Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: e.blazik@pollub.pl, a.robak@pollub.pl, m.pienko@pollub.pl

Streszczenie: Praca dotyczy sposobu modelowania połączenia rygiel – stojak. Przeanalizowano dwa sposoby modelowania: jako połączenie podatne oraz jako połączenie sztywne, ale z fragmentem przejściowym. W odniesieniu do obu rodzajów modeli, dobrano parametry na podstawie pomiarów ugięcia w środku rozpiętości o-rygla od siły skupionej, przyłożonej także w środku rozpiętości rygla, oraz na podstawie analiz numerycznych. Następnie otrzymane parametry modeli numerycznych zweryfikowano poprzez porównanie wyników obliczeń i pomiarów ugięcia w środku rozpiętości w odniesieniu do o-rygli, poddanych działaniu obciążenia ciągłego, i w odniesieniu do o-rygli podwójnych, obciążonych siłą skupioną. Na podstawie przeprowadzonych porównań stwierdzono, że obie metody modelowania połączenia mogą być wykorzystywane w obliczeniach komputerowych, a dobrane parametry mogą zostać wykorzystane w praktyce inżynierskiej.

Słowa kluczowe: rusztowanie modułowe, modele numeryczne, badania laboratoryjne, liniowa analiza statyczna

1. Wprowadzenie

Jednym z typów rusztowań budowlanych jest rusztowanie modułowe. Rusztowania tego typu cechują się tym, że są składane z pojedynczych elementów, takich jak podstawki, rygle, stojaki, stężenia i pomosty. Dodatkowo rusztowania te są tak zaprojektowane, aby można było z nich montować konstrukcje przestrzenne o dowolnym kształcie. Pozwala to na budowę rusztowań wokół obiektów o skomplikowanym kształcie, np. obiektów zabytkowych [1].

Głównym etapem projektowania rusztowań są obliczenia statyczno-wytrzymałościowe. Prawidłowość otrzymanych wyników zależy od poprawności modelu numerycznego. Spośród elementów składowych rusztowań najbardziej złożoną geometrię mają pomosty rusztowań. Propozycja modeli numerycznych pomostów została zaprezentowana m.in. w pracy [2]. Pozostałe elementy wydają się znacznie mniej kłopotliwe, jednak gdy przyjrzymy się budowie rygli i ich połączeniom ze stojakiem, to także okazuje się, że uzyskanie prawidłowego modelu numerycznego może być trudne do uzyskania. Dlatego tematem pracy jest dobór parametrów modeli numerycznych rygli rusztowań aluminiowych systemu ALUROTAX i weryfikacja ich na podstawie badań laboratoryjnych. W pracy przeanalizowano sposób modelowania połączenia stojak – rygiel (rys. 1), a następnie otrzymane wyniki analiz zweryfikowano na podstawie pomiarów ugięć o-rygli od obciążenia ciągłego (rys. 2) i o-rygli podwójnych przy obciążeniu siłą skupioną (rys. 3).

2. Opis badań laboratoryjnych

Podstawą weryfikacji analiz numerycznych są badania laboratoryjne rygli, które przeprowadzono w Laboratorium Budownictwa Wydziału Budownictwa i Architektury

w 2014 r. Badania laboratoryjne przeprowadzono na prasie wytrzymałościowej Zwick--Roell. Zarówno o-rygle (rys. 1), jak o-rygle podwójne (rys. 3) montowane były do wykonanych ze stali elementów początkowych, które były nakładane na gwintowany trzpień stalowy o średnicy 38 mm. Dzięki temu sztywność elementów pionowych była znacznie większa od sztywności badanego elementu. Trzpienie przyspawane do kątownika były przykręcane do fundamentu prasy (rys. 1, 2, 3). Jeden z trzpieni był przykręcany z siłą gwarantującą otrzymanie podpory nieprzesuwnej, natomiast drugi miał możliwość przesuwu w obrębie szyn fundamentu.

Rys. 1. Stanowisko do pomiaru zależności ugięcie – siła skupiona dla o-rygla

Rys. 2. Stanowisko do pomiaru zależności ugięcie – obciążenie ciągłe dla o-rygla

Obciążenie w postaci siły skupionej było realizowane za pomocą liny stalowej umieszczanej na środku o-rygla (rys. 1, 3). Przyrost obciążenia był sterowany przemieszczeniem i wynosił 5 mm/min. Ponieważ lina ulegała znacznemu wydłużeniu w trakcie badania, przemieszczenie trawersy rejestrowane przez prasę nie było zgodne z żadnym punktem na badanym elemencie, dlatego zastosowano dodatkowy czujnik przemieszczeń

LVTD. W przypadku badań przy obciążeniu ciągłym zastosowano układ zbloczy oraz lin w celu równomiernego rozłożenia obciążenia na długości rygla. Zblocza montowano do sztywnej belki w równych odstępach. Również w przypadku obciążenia ciągłego zastosowano dodatkowy czujnik przemieszczeń. W zależności od długości rygla zastosowano różną liczbę zbloczy.

Rys. 3. Stanowisko do pomiaru zależności ugięcie-siła skupiona dla o-rygla podwójnego

W ramach badań zmierzono ugięcia rygli w środku rozpiętości od siły skupionej przyłożonej w środku rozpiętości. Badania wykonano dla dwóch rodzajów rygli: o-rygla o przekroju rurowym i o-rygla podwójnego, wzmocnionego poprzez dołożenie rury prostokątnej. Wartości ugięć rygli spowodowanych siłą skupioną w zakresie sprężystym, wyznaczone z pięciu prób w odniesieniu do każdego z rygli, zestawiono w tabeli 1. Ugięcia w środku rozpiętości o-rygli, spowodowane obciążeniem ciągłym, zestawiono w tabeli. 2.

Tabela 1. Wyniki pomiarów ugięcia rygli w zakresie sprężystym od siły skupionej

Lp.	Długość rygla L [m]	Siła skupiona P [kN]	Wartość średnia ugięcia $\bar{u}$ [mm]	Współczynnik zmienności $\frac{\sigma}{\bar{u}}$ [/]
	O-rygle			
1	0,732	1,5	0,485	0,134
2	1,088	1,0	1,343	0,106
3	1,572	1,0	2,543	0,032
4	2,072	1,0	6,199	0,087
5	2,572	1,0	12,450	0,083
6	3,072	1,0	20,866	0,142
	O-rygle wzmocnione			
7	1,088	2,0	0,277	0,214
8	1,572	2,0	0,354	0,190
9	2,072	2,0	1,582	0,006
10	2,572	2,0	2,395	0,032
11	3,072	2,0	4,128	0,028

Tabela 2. Wyniki pomiarów ugięcia rygli w zakresie sprężystym od obciążenia ciągłego

Lp.	Długość rygla L [m]	Obciążenie ciągłe q [kN/m]	Wartość średnia ugięcia $\bar{u}$ [mm]	Współczynnik zmienności $\frac{\sigma}{\bar{u}}$ [/]
	O-rygle			
1	0,732	1,0	0,150	0,083
2	1,088	1,0	0,635	0,098
3	1,572	1,0	2,575	0,085
4	2,072	1,0	7,676	0,076
5	2,572	1,0	21,328	0,101
6	3,072	1,0	34,445	0,092

3. Budowa modelu numerycznego rygli

3.1. Dobór modelu połączenia rygiel – stojak

Dobór prętowego modelu numerycznego połączenia rygiel – stojak wykonano na podstawie badań pracy statycznej o-rygli pod wpływem obciążenia siłą skupioną. Praca statyczna elementu rurowego, który jest główną częścią o-rygla, w stanie sprężystym jest określona znanymi wzorami mechaniki konstrukcji. Problemy modelowania o-rygla pojedynczego w pełnej konstrukcji rusztowania występują w okolicy jego łączenia ze stojakiem. Połączenie pracuje jako połączenie podatne, ale z powodu skomplikowanego kształtu łączonych elementów (rys. 1), w tym fragmentów o różnej sztywności, takich jak połaczenie rura – głownia, fragment głowni połączonej z talerzykiem, a także odsunięcie połączenia głownia – talerzyk od osi rury stojaka norma [3], zaleca dobór sztywności na podstawie badań.

W celu sprawdzenia, czy faktycznie wystarczy zamodelować połączenie jako podatne, a może lepiej i wygodniej w praktyce będzie modelować połączenie rygiel – stojak za pomocą fragmentu przejściowego, wyznaczono ugięcia w dwóch belkach, których schematy pokazano na rysunku 4. Element pionowy, do którego został zamocowany rygiel, można traktować jako element o nieskończenie dużej sztywności, ponieważ składa się z rury i włożonego do środka trzpienia stalowego. Natomiast od rury stojaka do rury rygla mamy, jak napisano wcześniej, talerzyk i głownię rygla, które powodują, że istnieją fragmenty o innych sztywnościach niż sztywność rury rygla.

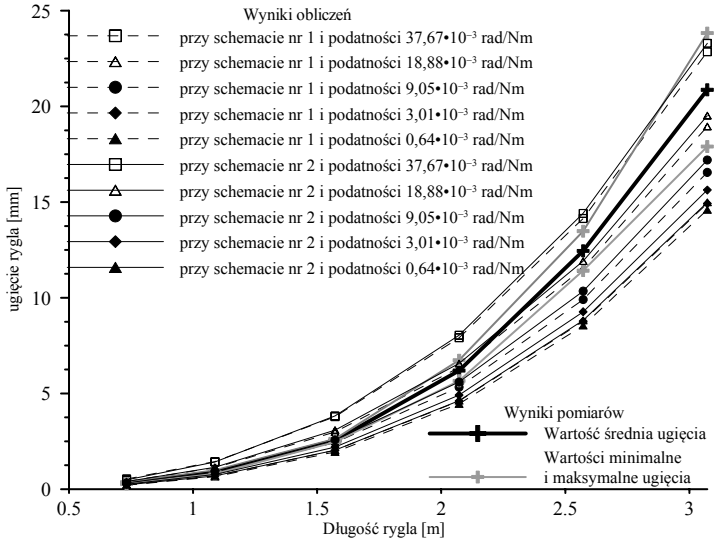
Rys. 4. Schematy statyczne o-rygli: a) schemat nr 1 z podporami podatnymi na obrót, b) schemat nr 2 z podporami sztywnymi i podatnością zapewnioną za pomocą fragmentów przejściowych

Podatność węzła została zamodelowana dwoma sposobami: poprzez typowe zamodelowanie podpory podatnej w odległości 48,3 mm/2 od osi, czyli na granicy rury stojaka (rys. 4a) oraz poprzez wprowadzenie elementu o długości 5 cm o parametrach materiałowych jak dla stali (głownia rygla i talerzyki na stojakach były wykonane ze stali), tzn. module Younga $E = 2 \cdot 10^8$ kPa (rys. 4b). Przekrój elementu oraz zastępczy moment bezwładności były dobierane tak, aby otrzymać odpowiednie podatności połączenia. Przeanalizowano 6 zadań z różnymi sztywnościami, a parametry przyjęte w tych zadaniach, zestawiono w tabeli 3. Część środkowa rygla, czyli aluminiowa rura o przekroju ϕ48,3×4, została zamodelowana elementem prętowym o następujących charakterystykach materiałowych: moduł Younga $E = 7 \cdot 10^7$ kPa i gęstość 2,7 t/m^3, oraz następujących charakterystykach materiałowych: pole przekroju A= 5,5669 cm^2 i momenty bezwładności $J_2 = J_3 = 13{,}7676$ cm^4.

Tabela 3. Zestawienie charakterystyk geometrycznych przekrojów elementów przejściowych, modelujących zakończenia rygli

Lp.	Podatność δ [10^{-3} rad/kNm]	Sztywność k [kNm/rad]	Pole przekroju A [cm^2]	Moment bezwładności J_2=J_3 [cm^4]
1	75,68	13,21	0,1136	0,3303
2	37,67	26,55	0,2290	0,6637
3	18,88	52,97	0,4599	1,3242
4	9,05	110,48	0,9730	2,7621
5	3,01	332,67	3,1172	8,3168
6	0,64	1573,44	5,5669	39,3359

Obliczenia statyczne zostały wykonane przy sile skupionej P = 1,0 kN, a przesunięcia pionowe w środku rozpiętości belki, otrzymane w tych obliczeniach, zostały porównane z wynikami badań na rysunku 5. Średnie wartości ugięć rygla w środku rozpiętości otrzymane z badań są przedstawione za pomocą pogrubionej linii, natomiast wartości minimalne i maksymalne są zaznaczone kolorem szarym.



Rys. 5. Przesunięcia pionowe w środku rozpiętości o-rygli przy różnych podatnościach podpór w zależności od długości rygla

Jak widać na rysunku, wyniki obliczeń otrzymane z wykorzystaniem z schematu nr 1 i nr 2 różnią się nieznacznie, co oznacza, że można stosować obie metody w zależności od tego, która jest łatwiejsza do zastosowania w danym programie komputerowym. Niestety nie można jednoznacznie dopasować jednej sztywności dla wszystkich elementów. Dlatego zdecydowano, że najlepszym rozwiązaniem będzie zastosowanie różnych parametrów, określających sztywność dla rygli o różnych długościach.

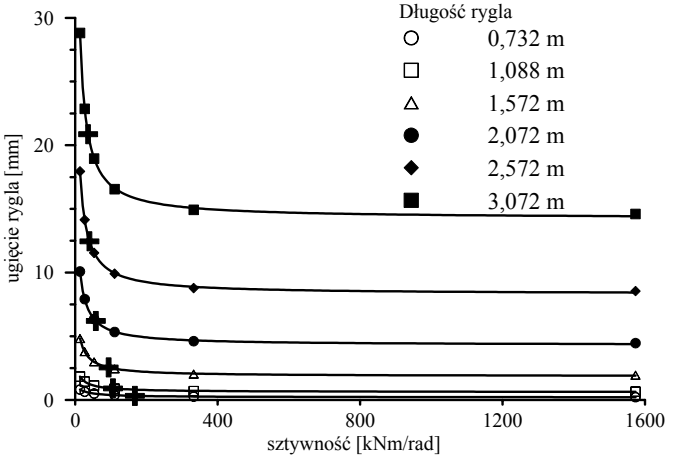
Tabela 4. Zestawienie parametrów krzywych z rysunku 6 oraz ostateczne własności elementów, modelujących zakończenia rygli

Długość rygla L w osiach	a [mm]	b [mm·kNm/rad]	c [kNm/rad]	Sztywność k [kNm/rad]	Podatność δ [10^{-3} rad/kNm]	Moment bezwładności J_2 [cm^4]
0,732 m	0,1976	22,7626	-24,1451	167,39	5,97	4,1847
1,088 m	0,6128	34,1150	-14,9015	105,82	9,45	2,6456
1,572 m	1,8572	72,0842	-11,0510	93,70	10,67	2,3426
2,072 m	4,3035	125,4341	-8,4708	57,69	17,33	1,4424
2,572 m	8,3096	193,1163	-6,7988	39,84	25,10	0,9960
3,072 m	14,2541	275,0041	-5,6463	35,95	27,82	0,8987

Wyznaczenie sztywności polegało na opisaniu funkcją:

$$k = a + \frac{b}{c - u} \tag{1}$$

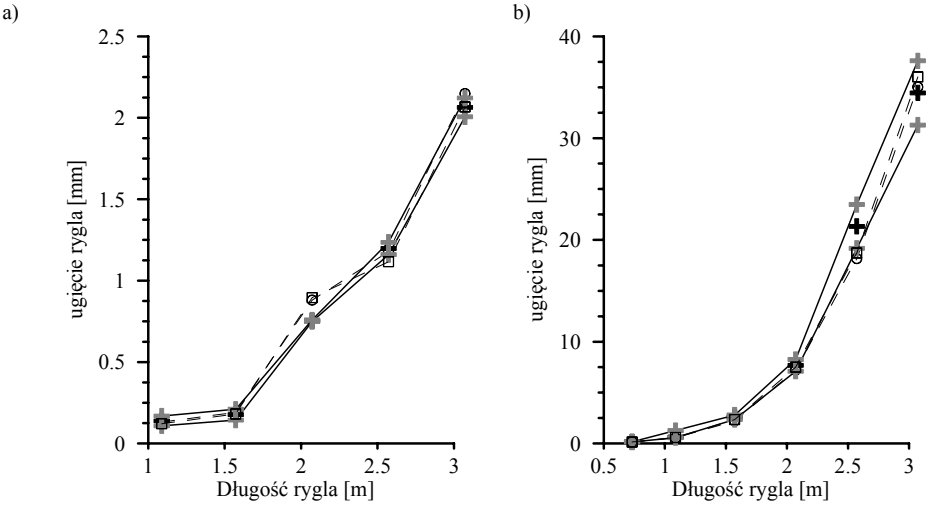
(gdzie: u – ugięcie ryglach w mm, $k = EJ/l$ – sztywność w kNm/rad, a, b i c współczynniki krzywej) wyników uzyskanych z przeprowadzonych symulacji numerycznych, a następnie znalezieniu wartości sztywności, której odpowiada ugięcie rygla, wyznaczone z badań. Na rysunku 6 przedstawiono wykresy zależności ugięcie – sztywność dla wszystkich rygli oraz umiejscowienie (symbol krzyżyk) wartości średniej z wyników badań. Natomiast w tabeli 4 zestawiono funkcje, opisujące poszczególne krzywe, wartości podatności i sztywności oraz ostateczne własności fragmentów przejściowych, jakie należy przyjąć, jeżeli korzysta się ze schematu nr 2 (rys. 4a) podczas modelowania rusztowania ALUROTAX.



Rys. 6. Wykresy ugięcia w zależności od sztywności (EJ/l, gdzie $E = 2 \cdot 10^8$ kPa i $l = 0{,}05$ m), **+** umiejscowienie wyników badań

3.2. Weryfikacja doboru modeli połączenia rygiel – stojak

Weryfikacja doboru parametrów, zamieszczonych w tabeli 4, będzie polegała na porównaniu wyników pomiaru ugięć w środku rozpiętości rygla z analogicznymi wartościami z obliczeń. Porównania zostaną wykonane dla o-rygli, które zostały poddane równomiernemu obciążeniu ciągłemu, oraz dla o-rygli podwójnych, które zostały obciążone siłą skupioną, przyłożoną w środku rozpiętości. Porównania te zostały pokazane na rysunku 7.



Rys. 7. Porównanie wyników obliczeń i pomiarów ugięcia rygli w środku rozpiętości: a) w odniesieniu do o-rygla przy obciążeniu ciągłym q = 1,0 kN/m, b) w odniesieniu do o-rygla podwójnego przy obciążeniu siłą skupioną P = 1,0 kN, ✚ - wartości średnie ugięć u, + - wartości z pomiarów, wyznaczone ze wzoru $\bar{u} \pm \sigma$, □ - wyniki obliczeń przy schemacie nr 1 połączenia rygiel-stojak, ○ - wyniki obliczeń przy schemacie nr 2 połączenia rygiel – stojak

Jak widać w obu przypadkach wartości pomiarów i obliczeń są do siebie zbliżone. Niewielkie wątpliwości budzą wyniki dla rygla o długości 2,072 m na rysunku 7a. W tym przypadku mamy z jednej strony bardzo mały rozrzut wyników badań, a z drugiej widoczną różnicę pomiędzy pomiarami a obliczeniami. Jednak należy podkreślić, że badania zostały wykonane na elementach rusztowania, które były prototypami systemu i były wykonywane ręcznie. Może to oznaczać, że w elemencie wykonano jakiś element niezgodnie z rysunkami technicznymi.

4. Podsumowanie

Problem modelowania w analizach numerycznych rusztowań budowlanych jest istotnym zagadnieniem z punktu widzenia projektanta rusztowań. Dlatego informacje o sposobie modelowania oraz parametrów modelu powinny być podane w dokumentacji technicznej rusztowania. Niestety nadal producenci nie widzą potrzeby zamieszczania takich danych w dokumentacji.

W pracy podano dwa sposoby modelowania połączenia stojak – rygiel, a także odpowiednie parametry tych modeli. Stwierdzono ponadto, że dla każdego rodzaju długości rygla należy w zasadzie zastosować inną podatność węzła. Połączenie jest układem o skomplikowanej geometrii a odległość początku rury rygla od osi stojaka wynosi około 10 cm. Taka odległość jest zaniedbywalnie mała w najdłuższych ryglach, ale zmiany sztywności poszczególnych elementów w ryglach krótkich mają istotny wpływ na ich pracę statyczną.

Literatura

1. Błazik-Borowa E., Robak A., 2012. Specjalne rusztowania budowlane do prac renowacyjnych obiektów zabytkowych. Materiały Budowlane 9, 60-62.
2. Robak A., 2014. Analiza nośności stalowych pomostów rusztowań. Budownictwo i Architektura 13(2), 357-365.
3. PN-EN 12810-2. Rusztowania elewacyjne z elementów prefabrykowanych. Część 2: Specjalne metody projektowania konstrukcji.

The parameter choice for the numerical model of aluminum ledgers in a modular scaffolding

Ewa Błazik-Borowa, Aleksander Robak, Michał Pieńko

Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology,
e-mail: e.blazik@pollub.pl, a.robak@pollub.pl, m.pienko@pollub.pl

Abstract: The paper is devoted to the methods of modeling the ledger-standard joints. The paper includes the description of two modeling ways: as flexible connections and as a rigid connection, but with the fragment with modified parameters. In both kinds of models the parameters have been chosen on the basis of deflection measurements in the middle of o-ledger caused by concentrated force applied in the middle of the o-ledger and the numerical analysis. Next, the obtained results are verified by comparing the calculations and measurements results. The analyses are carried out for o-ledgers on which uniform distribution loads act and for double o-ledgers on which concentrated forces act in the middle of the beams. Based on the calculations it has been found that both methods of modeling joints can be used for computer calculations and the selected parameters may be used in engineering practice.

Keywords: modular scaffoldings, numerical model, laboratory test, linear static analysis

Analiza statyczna płyty izotropowej o średniej grubości

Mykhaylo Delyavskyy, Aleksandra Niespodziana, Maria Olejniczak, Adam Grabowski, Krystian Rosiński

Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,
Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy,
e-mail: delyavmv@utp.edu.pl, krystian.rosinski@utp.edu.pl

Streszczenie: Rozważa się płytę prostokątną izotropową o grubości średniej obciążoną dowolnym symetrycznym obciążeniem poprzecznym. Płytę opisuje się w kartezjańskim układzie współrzędnych $Ox_1x_2x_3$ z początkiem w geometrycznym środku płyty. Model matematyczny płyty opisuje się układem dwóch równań różniczkowych: biharmonicznym (czwartego rzędu) i równaniem Helmholtz'a (rzędu drugiego) względem nieznanych potencjałów przemieszczeń. Układ ten rozwiązano metodą rozdzielenia zmiennych i otrzymano funkcje ugięcia, rozkładu momentów i sił tnących. Niewątpliwym osiągnięciem jest otrzymanie wyników w postaci analitycznej. Jako przykład rozważono płytę sztywnie zamocowaną na obwodzie i obciążoną nierównomiernie. Otrzymano wykresy ugięć i przemieszczeń poziomych w płycie.

Słowa kluczowe: analiza statyczna, płyta izotropowa średniej grubości, metoda

1. Wstęp

W praktyce inżynierskiej powszechnie stosuje się płyty cienkie. Rozwiązuje się je najczęściej w ramach teorii zginania opisanej równaniami różniczkowymi czwartego rzędu, która nie uwzględnia efektu ścinania poprzecznego. Uwzględnianie takich efektów w niektórych konstrukcjach budowlanych ma jednak istotne znaczenie. W pracy zaproponowano model płyty średniej grubości uwzględniający wpływ sił poprzecznych na stan naprężeń i przemieszczeń w płycie [1]. Przedstawiony model opisuje się układem równań różniczkowych szóstego rzędu, którego rozwiązanie w postaci analitycznej jest oryginalnym rozwiązaniem autorów [1-5].

2. Równania opisujące problem zginania płyt izotropowych średniej grubości

Rozważmy prostokątną płytę średniej grubości wykonaną z materiału izotropowego opisaną w kartezjańskim układzie współrzędnych $\{Ox_1, x_2, x_3\}$ przyjętym w środku geometrycznym płyty. Osie Ox_1, Ox_2 umieszczone są w płaszczyźnie środkowej płyty, natomiast oś Ox_3 jest skierowana prostopadle w dół do tej płaszczyzny, tworząc prawoskrętny układ współrzędnych. Przyjmujemy, że ugięcie płyty w nie zmienia się po grubości płyty

$$w(x_1, x_2, x_3) = w(x_1, x_2) \tag{1}$$

Przemieszczenia u_1 i u_2 przedstawimy w postaci [2]:

$$u_1 = -\left[x_3 \frac{\partial w}{\partial x_1} + \lambda_0(x_3) \frac{\partial F}{\partial x_1} + \lambda_1(x_3) \frac{\partial \Phi}{\partial x_2}\right] \tag{2}$$

$$u_2 = -\left[x_3 \frac{\partial w}{\partial x_2} + \lambda_0(x_3) \frac{\partial F}{\partial x_2} - \lambda_1(x_3) \frac{\partial \Phi}{\partial x_1}\right] \tag{3}$$

Funkcje $F(x_1, x_2)$ i $\Phi(x_1, x_2)$ są nieznane i zależne od zmiennych x_1, x_2, natomiast $\lambda_0(x_3)$ oraz $\lambda_1(x_3)$ są nieparzystymi funkcjami zmiennej x_3 opisującymi zmiany prze-

mieszczeń u_1, u_2 po grubości płyty. Zapewniają one spełnienie warunków brzegowych dla naprężeń poprzecznych $\sigma_{\alpha 3}$ $(\alpha = 1{,}2)$ na powierzchniach płyty.

Zgodnie z [3] stan naprężeń i odkształceń izotropowej płyty średniej grubości redukuje się do rozwiązania układu równań różniczkowych szóstego rzędu w pochodnych cząstkowych względem nieznanych potencjałów przemieszczeń $\overline{w}$ i Φ :

$$L\,\overline{w} = \frac{q}{D} \tag{4}$$

$$N\,\Phi = 0 \tag{5}$$

W powyższych wzorach $\overline{w}(x_1, x_2)$ jest uogólnionym ugięciem płyty, które jest zdefiniowane następująco [2,4]:

$$\overline{w} = w + k_0\,F \tag{6}$$

$$k_0 = \frac{3}{2\,h^3}\int_{-h}^{h} x_3 \lambda_0\,(x_3)dx_3 \tag{7}$$

$q(x_1, x_2)$ jest obciążeniem poprzecznym przyłożonym do górnej powierzchni płyty, $L(x_1, x_2)$ jest operatorem biharmonicznym (bilaplasjanem):

$$L(x_1, x_2) = \frac{\partial^4}{\partial x_1^4} + 2\frac{\partial^4}{\partial x_1^2 x_2^2} + \frac{\partial^4}{\partial x_2^4} \tag{8}$$

Φ jest funkcją Helmholtza, w ugięcie a $N(x_1, x_2)$ jest operatorem różniczkowym Helmholtza:

$$N(x_1, x_2) = \frac{\partial^2}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2}{\partial x_2^2} - K^2 \tag{9}$$

w którym:

$$K^2 = \frac{4G\,\lambda_1(h)}{D\,(1-\nu)\,k_1}\,, \qquad D = \frac{2\,Eh^3}{3(1-\nu^2)}, \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{10}$$

Funkcja $F(x_1, x_2)$ wyrażona jest w postaci uogólnionego ugięcia płyty [3,5]:

$$F = \varepsilon^2 \nabla^2 \overline{w}, \quad \varepsilon^2 = \frac{D}{2G\lambda_0(h)} \tag{11}$$

gdzie ∇^2 jest operatorem Laplace'a.

Momenty i siły poprzeczne wyrażone są przez funkcje w, F, Φ [2]:

$$\begin{aligned}
M_{11} &= -D\left[\frac{\partial^2 w}{\partial x_1^2} + \nu\frac{\partial^2 w}{\partial x_2^2} - (1-\nu)k_1\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x_1 \partial x_2}\right] \\
M_{22} &= -D\left[\frac{\partial^2 w}{\partial x_2^2} + \nu\frac{\partial^2 w}{\partial x_1^2} + (1-\nu)k_1\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x_1 \partial x_2}\right] \\
M_{12} &= -D(1-\nu)\left[\frac{\partial^2 w}{\partial x_1 \partial x_2} + \frac{k_1}{2}\left(\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x_1^2} - \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x_2^2}\right)\right] \\
Q_1 &= -2G\left[\lambda_0(h)\frac{\partial F}{\partial x_1} - \lambda_1(h)\frac{\partial \Phi}{\partial x_2}\right] \\
Q_2 &= -2G\left[\lambda_0(h)\frac{\partial F}{\partial x_2} + \lambda_1(h)\frac{\partial \Phi}{\partial x_1}\right]
\end{aligned} \tag{12}$$

gdzie $k_1 = \frac{3}{2\,h^3}\int_{-h}^{h} x_3 \lambda_1\,(x_3)dx_3$.

3. Rozwiązanie podstawowego układu równań różniczkowych

Układ równań różniczkowych (4, 5) rozwiązujemy stosując metodę rozdzielenia zmiennych. Ograniczamy się do przypadku prostokątnej płyty o wymiarach $(2a_1, 2a_2, 2h)$. Zakładamy także, że warunki tego zagadnienia są symetryczne względem osi układu współrzędnych. W tym przypadku funkcja Helmholtza $\Phi(x_1, x_2)$ jest nieparzysta. Wybieramy ją w postaci [1, 3]:

$$\Phi(x_1, x_2) = \sum_{k=1}^{\infty} \left\{ \phi_k^{[1]}(x_1) \sin \delta_k^{*[2]} x_2 + \phi_k^{[2]}(x_2) \sin \delta_k^{*[1]} x_1 \right\} \tag{13}$$

$$\delta_k^{*[j]} = \frac{(2k-1)\,\pi}{2a_j}, \quad j = 1{,}2$$

gdzie: $\phi_k^{[j]}(x_j)$ są nieznanymi funkcjami zmiennej x_j. Rozwiązanie niejednorodnego równania różniczkowego (4) przedstawiamy jako sumę dwóch funkcji parzystych:

$$\overline{w} = w_0 + w_* \tag{14}$$

w których w_* jest rozwiązaniem ogólnym równania różniczkowego jednorodnego:

$$L\,\overline{w} = 0 \tag{15}$$

natomiast w_0 jest rozwiązaniem szczególnym równania niejednorodnego. Korzystając z rozwiązania Naviera, opisujemy w_0 w następującej postaci [4,5]:

$$w_0 = \frac{1}{D} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} Q_{mn} \cos \delta_m^{*[1]} x_1 \cos \delta_n^{*[2]} x_2 \tag{16}$$

We wzorze (16) wielkość Q_{mn} oznaczono następująco:

$$Q_{mn} = \frac{q_{mn}}{\left(\delta_m^{*[1]^2} + \delta_n^{*[2]^2}\right)^2} \tag{17}$$

natomiast q_{mn} są współczynnikami rozwinięcia w podwójne szeregi Fouriera obciążenia zewnętrznego przyłożonego do górnej powierzchni płyty:

$$q_{mn} = \frac{2}{a_1}\frac{2}{a_2} \int_0^{a_1} \int_0^{a_2} q(x_1, x_2) \cos \delta_m^{*[1]} x_1 \cos \delta_n^{*[2]} x_2 \, dx_1 dx_2 \tag{18}$$

Rozwiązanie ogólne równania jednorodnego (15) poszukujemy w postaci podobnej do (13):

$$w_* = \sum_{k=1}^{\infty} \left\{ f_k^{[1]}(x_1) \cos \delta_k^{*[2]} x_2 + f_k^{[2]}(x_2) \cos \delta_k^{*[1]} x_1 \right\} \tag{19}$$

Funkcje $f_k^{[j]}(x_j)$ są nieznanymi parzystymi funkcjami zmiennej x_j. Funkcje $f_k^{[j]}(x_j)$ oraz $\phi_k^{[j]}(x_j)$ spełniają jednorodne równania różniczkowe:

$$f_k^{[j]^{IV}}(x_j) - 2\,\delta_k^{*[3-j]^2} f_k^{[j]''}(x_j) + \delta_k^{*[3-j]^4} f_k^{[j]}(x_j) = 0 \tag{20}$$

$$\phi_k^{[j]''}(x_j) - \left(K^2 + \delta_k^{*[3-j]^2}\right) \phi_k^{[j]}(x_j) = 0 \tag{21}$$

Rozwiązaniami cząstkowymi tych równań są:

$$f_{1(k)}^{[j]}(x_j) = R_{1(k)}^{*[j]} \cosh \delta_k^{*[3-j]} x_j,\ \ f_{2(k)}^{[j]}(x_j) = R_{2(k)}^{*[j]} \sinh \delta_k^{*[3-j]} x_j \tag{22}$$

$$\phi_{(k)}^{[j]}(x_j) = R_{3(k)}^{*[j]} \cosh \gamma_k^{*[3-j]} x_j,\ \ \gamma_{(k)}^{*[j]} = \sqrt{K^2 + \delta_{(k)}^{*[j]^2}} \tag{23}$$

Nieznane parametry $R_{pk}^{*[j]},\ p = \overline{1,3}$ określane są z warunków brzegowych na krawędziach płyty.

Następnie określamy rozwiązanie ogólne niejednorodnego równania różniczkowego (4):

$$\begin{aligned} \bar{w} = \sum_{k=1}^{\infty} \Big\{ \Big[R_{1(k)}^{*[1]} \cosh \delta_k^{*[2]} x_1 + R_{2(k)}^{*[1]} x_1 \sinh \delta_k^{*[2]} x_1 \Big] \cos \delta_k^{*[2]} x_2 + \\ + \Big[R_{2(k)}^{*[2]} \cosh \delta_k^{*[1]} x_2 + R_{2(k)}^{*[2]} x_2 \sinh \delta_k^{*[1]} x_1 \Big] \cos \delta_k^{*[1]} x_1 \Big\} + \\ + \frac{1}{D} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ \frac{q_{mn}}{\left(\delta_m^{*[1]^2} + \delta_n^{*[2]^2} \right)^2} \cos \delta_m^{*[1]} x_1 \cos \delta_n^{*[2]} x_2 \right\} \end{aligned} \tag{24}$$

Wygodnie jest przyjąć współrzędne bezwymiarowe: $\xi_j = \frac{x_j}{a_j},\ 0 \le \xi_j \le 1$ przy spełnianiu warunków brzegowych. Z uwagi na to, że funkcje hiperboliczne rosną szybko wraz ze wzrostem parametru k, musimy zastosować znormalizowane funkcje w celu osiągnięcia zakładanej dokładności obliczeń numerycznych. Po wprowadzeniu tych funkcji rozwiązanie (22) i (24) będzie ograniczone dla wszystkich dodatnich wartości argumentu. Na przykład funkcje:

$$F_{1(k)}^{[j]}(\xi_j) = \frac{\cosh\left[\left(\frac{a_j}{a_{3-j}}\right)\delta_k \xi_j\right]}{\cosh\left[\left(\frac{a_j}{a_{3-j}}\right)\delta_k\right]},\ \ F_{2(k)}^{[j]}(\xi_j) = \xi_j \frac{\sinh\left[\left(\frac{a_j}{a_{3-j}}\right)\delta_k \xi_j\right]}{\sinh\left[\left(\frac{a_j}{a_{3-j}}\right)\delta_k\right]} \tag{25}$$

$$\Psi_k^{[j]}(\xi_j) = \frac{\cosh\left[\left(\frac{a_j}{a_{3-j}}\right)\gamma_k \xi_j\right]}{\cosh\left[\left(\frac{a_j}{a_{3-j}}\right)\gamma_k\right]}$$

nie przekraczają wartości 1 dla każdego $0 \le \xi_j \le 1$. Dla ujemnych wartości argumentu warunek ten jest spełniony automatycznie. We wzorze (25): $\delta_k = \frac{(2k-1)\pi}{2}$, $\gamma_{(k)}^{[j]} = \sqrt{K^2 + \delta_{(k)}^{*[j]^2}}$.

Wprowadzając oznaczenia:

$$\begin{aligned} R_{1(k)}^{[j]} &= R_{1(k)}^{*[j]} \cosh\left[\left(\frac{a_j}{a_{3-j}}\right)\delta_k\right] \\ R_{2(k)}^{[j]} &= R_{2(k)}^{*[j]} a_j \sinh\left[\left(\frac{a_j}{a_{3-j}}\right)\delta_k\right] \end{aligned} \tag{26}$$

przedstawiamy ogólne rozwiązanie jednorodnego równania różniczkowego (20) w znormalizowanej postaci:

$$f_k^{[j]}(\xi_j) = \sum_{r=1}^{2} R_{r(k)}^{[j]} F_{r(k)}^{[j]}(\xi_j) \tag{27}$$

W rezultacie, wyrażenie (24) przyjmuje następującą postać:

$$\overline{w} = \sum_{k=1}^{K} \sum_{r=1}^{2} \left\{ R_{r(k)}^{[1]} \left[F_{r(k)}^{[1]}(\xi_1) \cos(\delta_k \xi_2) \right] + R_{r(k)}^{[2]} \left[F_{r(k)}^{[2]}(\xi_2) \cos(\delta_k \xi_1) \right] \right\} w_0(\xi_1, \xi_2) \tag{28}$$

Nadajemy powyższemu wyrażeniu bardziej zwięzłą postać, wprowadzając funkcje kształtu ugięcia:

$$W_{r(k)}^{[j]}(\xi_j, \xi_{3-j}) = F_{r(k)}^{[j]}(\xi_j) \cos(\delta_k \xi_{3-j}) \tag{29}$$

co prowadzi do wyrażenia :

$$\overline{w}(\xi_1, \xi_2) = \sum_{k=1}^{K} \sum_{r=1}^{2} \sum_{j=1}^{2} \left\{ R_{r(k)}^{[j]} W_{r(k)}^{[j]}(\xi_1, \xi_2) \right\} + w_0(\xi_1, \xi_2) \tag{30}$$

Podobnie otrzymujemy znormalizowane rozwiązanie równania Helmholtza według wzoru (5):

$$\Phi(\xi_1, \xi_2) = \sum_{k=1}^{K} \sum_{j=1}^{2} \left\{ R_{3(k)}^{[j]} \left[\Psi_k^{[j]}(\xi_j) \sin(\delta_k \xi_{3-j}) \right] \right\} \tag{31}$$

4. Określenie stanu naprężenia i odkształcenia w płycie

Stan naprężenia i przemieszczenia w płycie wyraża się przez średnie kąty obrotu normalne do powierzchni środkowej płyty $\varphi_j = w_{,j}$, krzywizny $\kappa_{jj} = w_{,jj}$, $(i, j = 1, 2)$ oraz zwichrzenie $\kappa_{ij} = w_{,ij}$. $(i \neq j)$, gdzie przecinek we wzorach oznacza różniczkowanie po odpowiedniej zmiennej.

Przechodząc do współrzędnych bezwymiarowych otrzymujemy następujące związki:

$$\frac{\partial w}{\partial x_j} = \frac{1}{a_j} \frac{\partial w}{\partial \xi_j} \quad , \quad \frac{\partial^2 w}{\partial x_j^2} = \frac{1}{a_j^2} \frac{\partial^2 w}{\partial \xi_j^2} \, , \quad \frac{\partial^2 w}{\partial x_i \partial x_j} = \frac{1}{a_i a_j} \frac{\partial^2 w}{\partial \xi_i \partial \xi_j} \tag{32}$$

Wykorzystując zależności (6) i (11) określamy rzeczywiste ugięcia płyty:

$$w = \overline{w} - k_0 \varepsilon^2 \nabla^2 \overline{w} = \sum_{k=1}^{K} \sum_{r=1}^{2} \sum_{j=1}^{2} \left\{ R_{r(k)}^{[j]} \left[W_{r(k)}^{[j]} - k_0 \varepsilon^2 \nabla W_{r(k)}^{[j]} \right] \right\} + w_0 - k_0 \nabla^2 w_0 \tag{33}$$

Wykorzystując wyrażenia (6), (12) i uwzględniając zależności (29) otrzymujemy wzory dla momentów i sił poprzecznych w płycie:

$$M_{11} = -D \sum_{k=1}^{K} \sum_{j=1}^{2} \left\{ \sum_{r=1}^{2} R_{r(k)}^{[j]} \left[W_{r(k),11}^{[j]} + \nu \, W_{r(k),22}^{[j]} \right] - R_{3(k)}^{[j]} (1 - \nu) k_1 \Omega_{(k),12}^{[j]} \right\}$$
$$- D \left(w_{0,11} + \nu \, w_{0,22} \right)$$

$$M_{22} = -D\sum_{k=1}^{K}\sum_{j=1}^{2}\left\{\sum_{r=1}^{2} R_{r(k)}^{[j]}\left[W_{r(k),22}^{[j]} + \nu\, W_{r(k),11}^{[j]}\right] + R_{3(k)}^{[j]}(1-\nu)k_1\Omega_{(k),12}^{[j]}\right\} - D\left(w_{0,22} + \nu\, w_{0,11}\right)$$

$$M_{12} = -D(1-\nu)\sum_{k=1}^{K}\sum_{j=1}^{2}\left\{\sum_{r=1}^{2} R_{r(k)}^{[j]}\left[W_{r(k),12}^{[j]}\right] R_{3(k)}^{[j]}\frac{k_1}{2}\left[\Omega_{(k),11}^{[j]}\Omega_{(k),22}^{[j]}\right]\right\} D(1\nu)\, w_{0,12} \quad (34)$$

$$Q_1 = -2G\sum_{k=1}^{K}\sum_{j=1}^{2}\left\{\lambda_0(h)\varepsilon^2\sum_{r=1}^{2} R_{r(k)}^{[j]}\nabla\, W_{r(k),1}^{[j]} - R_{3(k)}^{[j]}\lambda_1(h)\Omega_{(k),2}^{[j]}\right\} - 2G\;\lambda_0(h)\varepsilon^2\nabla w_{0,1}$$

$$Q_2 = -2G\sum_{k=1}^{K}\sum_{j=1}^{2}\left\{\lambda_0(h)\varepsilon^2\sum_{r=1}^{2} R_{r(k)}^{[j]}\nabla\, W_{r(k),2}^{[j]} + R_{3(k)}^{[j]}\lambda_1(h)\Omega_{(k),1}^{[j]}\right\} - 2G\;\lambda_0(h)\varepsilon^2\nabla w_{0,2} \quad (35)$$

gdzie:

$$\Omega_{(k)}^{[j]}(\xi_j, \xi_{3-j}) = \Psi_{(k)}^{[j]}(\xi_j)\sin(\delta_k\xi_{3-j}) \quad (36)$$

Średnie kąty nachylenia normalnych są określone jako momenty przemieszczeń:

$$\varphi_j(x_1, x_2) = \frac{3}{2\,h^3}\int_{-h}^{h} x_3 u_j(x_1, x_2)dx_3 \quad (37)$$

Uwzględniając zależności (2), (3) i (7) możemy zapisać:

$$\varphi_j(x_1, x_2) = -\left[\frac{\partial\overline{w}}{\partial x_j} + (-1)^j k_1\frac{\partial\Phi}{\partial x_{3-j}}\right] \quad (38)$$

Podstawiając (30) i (31) do wzoru (38) otrzymujemy wyrażenia pozwalające wyznaczyć kąty nachylenia normalnych do powierzchni środkowej płyty:

$$\varphi_1 = -\sum_{k=1}^{K}\sum_{j=1}^{2}\left\{\sum_{r=1}^{2} R_{r(k)}^{[j]}W_{r(k),1}^{[j]} - R_{3(k)}^{[j]}k_1\Omega_{(k),2}^{[j]}\right\} - w_{0,1} \quad (39)$$

$$\varphi_2 = -\sum_{k=1}^{K}\sum_{j=1}^{2}\left\{\sum_{r=1}^{2} R_{r(k)}^{[j]}W_{r(k),2}^{[j]} - R_{3(k)}^{[j]}k_1\Omega_{(k),1}^{[j]}\right\} - w_{0,2}$$

Naprężenia normalne, styczne i poprzeczne określamy wzorami [2,3]:

$$\sigma_{11} = -\frac{E}{1-\nu^2}\left\{\left(\frac{\partial^2}{\partial x_1^2} + \nu\frac{\partial^2}{\partial x_2^2}\right)(x_3 w + \lambda_0(x_3)F) - (1-\nu)\lambda_1(x_3)\frac{\partial^2\Phi}{\partial x_1\partial x_2}\right\}$$

$$\sigma_{22} = -\frac{E}{1-\nu^2}\left\{\left(\frac{\partial^2}{\partial x_2^2} + \nu\frac{\partial^2}{\partial x_1^2}\right)(x_3 w + \lambda_0(x_3)F)(1-\nu)\lambda_1(x_3)\frac{\partial^2\Phi}{\partial x_1\partial x_2}\right\} \quad (40)$$

$$\sigma_{12} = -G\left\{2\frac{\partial^2}{\partial x_1\partial x_2}(x_3 w + \lambda_0(x_3)F) + \lambda_1(x_3)\left[\frac{\partial^2\Phi}{\partial x_1^2} - \frac{\partial^2\Phi}{\partial x_2^2}\right]\right\}$$

$$\sigma_{13} = -G\left[\lambda_0'(x_3)\frac{\partial F}{\partial x_1} - \lambda_1'(x_3)\frac{\partial\Phi}{\partial x_2}\right] \quad (41)$$

$$\sigma_{23} = -G\left[\lambda_0'(x_3)\frac{\partial F}{\partial x_2} - \lambda_1'(x_3)\frac{\partial\Phi}{\partial x_1}\right]$$

5. Przykład obliczeniowy

Zaproponowaną metodę zastosowano do rozwiązania poprzecznie zginanej płyty prostokątnej utwierdzonej na obwodzie i obciążonej nierównomiernie. W tym przypadku mamy jednorodne warunki brzegowe na krawędziach płyty:

$$w|_{\xi_1=\pm1}=0\,,\ \varphi_1|_{\xi_1=\pm1}=0\,,\ \varphi_2|_{\xi_1=\pm1}=0,$$
$$w|_{\xi_2=\pm1}=0,\quad \varphi_2|_{\xi_2=\pm1}=0,\ \varphi_1|_{\xi_2=\pm1}=0 \tag{42}$$

Rozważane zagadnienie jest symetryczne względem układu współrzędnych, więc możemy spełnić warunki brzegowe tylko na dwóch krawędziach. Tak więc otrzymujemy następujący układ równań algebraicznych na krawędzi $\xi_1=1$, zawierających nieznane współczynniki $R^{[j]}_{r(k)}$:

$$\begin{aligned}
&\sum_{k=1}^{K}\sum_{j=1}^{2}\left\{\sum_{r=1}^{2}R^{[j]}_{r(k)}W^{[j]}_{r(k),1}(1,\xi_2)-R^{[j]}_{3(k)}k_1\Omega^{[j]}_{(k),2}(1,\xi_2)\right\}+w_{0,1}(1,\xi_2)=0\\
&\sum_{k=1}^{K}\sum_{j=1}^{2}\left\{\sum_{r=1}^{2}R^{[j]}_{r(k)}W^{[j]}_{r(k),2}(\xi_1,1)-R^{[j]}_{3(k)}k_1\Omega^{[j]}_{(k),1}(\xi_1,1)\right\}+w_{0,1}(1,\xi_2)=0\\
&\sum_{k=1}^{K}\sum_{r=1}^{2}\sum_{j=1}^{2}\left\{R^{[j]}_{r(k)}[W^{[j]}_{r(k)}(1,\xi_2)-k_0\nabla\mathrm{W}^{[\mathrm{j}]}_{\mathrm{r(k)}}(1,\xi_2)\right\}=0
\end{aligned}\tag{43}$$

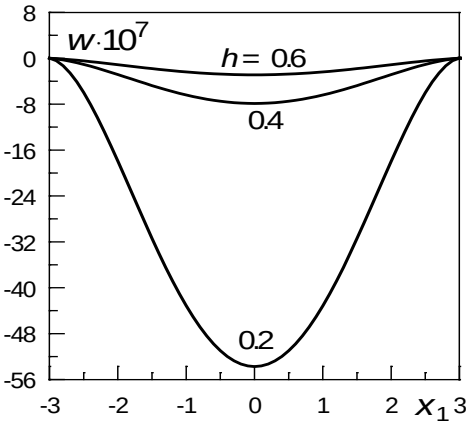
Podobny układ równań zapisujemy na krawędzi $\xi_2=1$.

Rozwiązując powyższy układ równań otrzymujemy nieznane parametry $R^{[j]}_{p(k)}\ \ p=1\div3$, a następnie wykorzystując wzory (2), (3), (34), (35) znajdujemy przemieszczenia, momenty i siły poprzeczne w płycie.

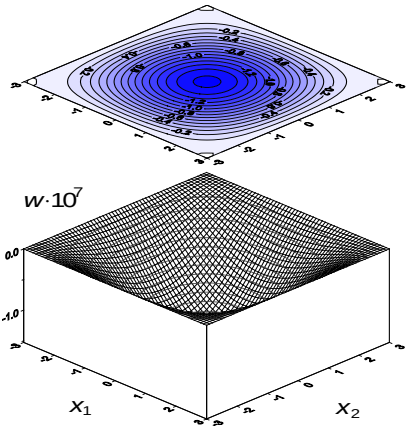
Obliczenia numeryczne przeprowadzone zostały dla izotropowej płyty o stałej grubości $2h$ wykonanej z materiału o modułach sprężystości: $E=2\cdot10^{11}\,Pa$, $G=7{,}7\cdot10^{10}\,Pa$, $\nu=0{,}3$ oraz poddanej działaniu obciążenia zadanego w postaci:

$$q(x_1,x_2)=q_{11}\cos\delta_1x_1\cos\delta_2\,x_2\,,\quad q_{11}=5\cdot10^5\,Pa \tag{44}$$

Rozważono przypadki płyty prostokątnej o wymiarach 6,0 × 3,0 m oraz kwadratowej (6,0 × 6,0 m). Obliczenia przeprowadzono dla różnych grubości płyty (h = 0,2 m, 0,4 m i 0,6 m). Wykresy ugięcie płyty kwadratowej w przekroju ($x_2=0$) pokazano na rysunku 1 dla różnych grubości (parametr h). Rysunek 2 ilustruje natomiast powierzchnię wygiętej płyty oraz jej warstwice. Widać, że ugięcie płyty zmniejsza się wraz ze wzrostem grubości $2\,h$. Ugięcie osiąga największą wartość w środku płyty i zmierza do zera na krawędziach utwierdzonych.

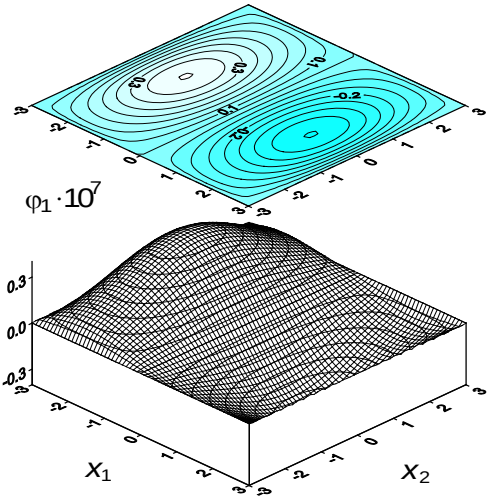


Rys. 1. Zależność ugięcia płyty od jej grubości

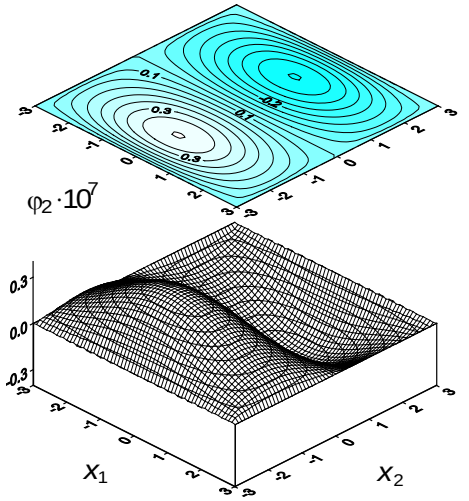


Rys. 2. Powierzchnia ugięcia płyty

Powierzchnie kątów nachylenia normalnych pokazano na rysunkach 3 i 4 dla płyty kwadratowej o grubości 2 h = 1,6 m. Odpowiednio krzywe dla płyty prostokątnej przedstawiono na rysunkach 5-8.

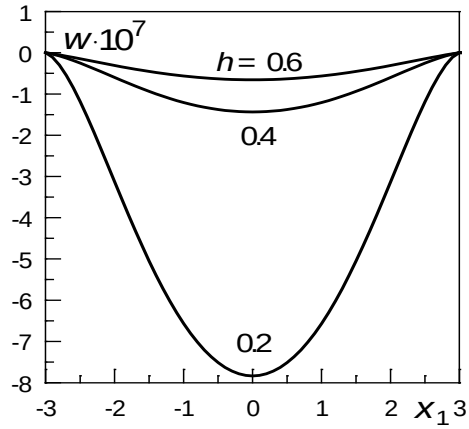


Rys. 3. Zmiana kąta obrotu φ_1 płyty kwadratowej

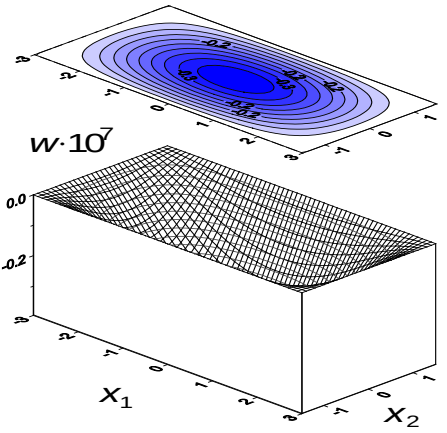


Rys. 4. Zmiana kąta obrotu φ_2 płyty kwadratowej

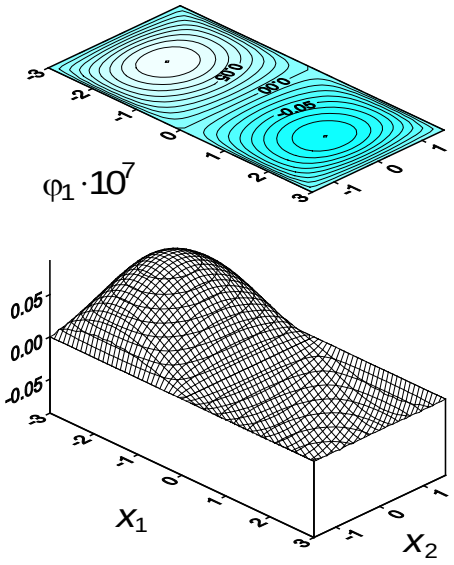
Widać, że przemieszczenia i kąty obrotu na krawędziach utwierdzonych płyty są dokładnie równe zero. Oznacza to, że warunki brzegowe dla tak sformułowanego zagadnienia są spełnione dokładnie i uzyskane rozwiązanie jest również dokładne.



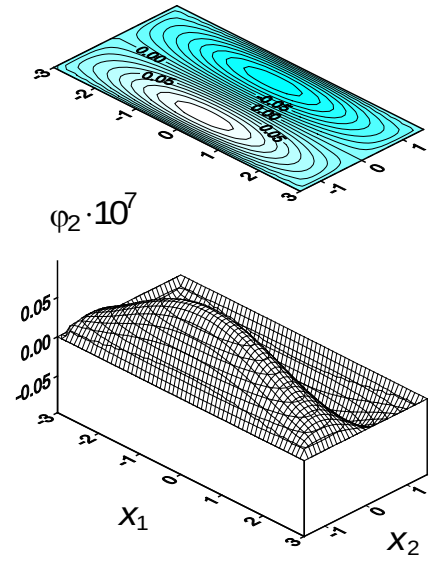
Rys. 5. Zmiana ugięcia płyty prostokątnej w przekroju środkowym $x_2 = 0$



Rys. 6. Powierzchnia ugięcia płyty prostokątnej



Rys. 7. Zmiana kąta obrotu φ_1 w płycie prostokątnej



Rys. 8. Zmiana kąta obrotu φ_2 w płycie prostokątnej

6. Podsumowanie i wnioski końcowe

Modele płyt średniej grubości dzielą się na dwie zasadnicze grupy: modele przemieszczeniowe [1-13] oraz modele naprężeniowe [14-17]. W referacie zbudowano przemieszczeniowy wariant modelu płyty średniej grubości. W ramach zbudowanego modelu opracowano metodę rozwiązywania takich płyt. Otrzymano rozwiązania analityczne prostokątnej i kwadratowej płyty dowolnej grubości. Ustalono, że w przypadku płyty prostokątnej o stosunku boków 2:1 i o różnych grubościach ($h_1 : h_2 : h_3 = 0{,}2 : 0{,}4 : 0{,}6$) stosunek maksymalnych ugięć wynosi $w_1 : w_2 : w_3 = 7{,}9 \cdot 10^{-7} : 1{,}5 \cdot 10^{-7} : 0{,}75 \cdot 10^{-7}$. Dla płyt kwadratowych o tych samych grubościach jak poprzednio stosunki maksymalnych ugięć wynoszą: $w_1 : w_2 : w_3 = 54 \cdot 10^{-7} : 8 \cdot 10^{-7} : 3 \cdot 10^{-7}$. Na podstawie analizy otrzymanych wyników stwierdzono, że grubość płyty w większym stopniu wpływa na ugięcie płyty kwadratowej aniżeli płyty prostokątnej.

Zaproponowana metoda nadaje się do rozwiązywania izotropowych płyt średniej grubości o dowolnym kształcie. Może ona stanowić alternatywę dla powszechnie stosowanej MES. Łatwo ją przedstawić w postaci algorytmu numerycznego, prostego do zaimplementowania w programie komputerowym. Wydaje się, że opracowana metoda pozwala osiągnąć wyniki o porównywalnej dokładności przy znacznie mniejszym rozmiarze zadania niż konkurencyjne MES lub MRS.

Literatura

1. Gołaś J., Podhorecka A., Delyavskyy M., 1999. O pewnym podejściu do rozwiązania zagadnienia zginania płyt wielowarstwowych, XLV Konferencja Naukowa, Krynica, Teoria Konstrukcji, 63-70.
2. Прусов И.А., 1975. Метод сопряжения в теории плит. Изд-во Белорус Минск, ун-та, 256.
3. Delyavskyy M., Ran R., 2001. Obliczania stanu naprężeń i odkształceń w prostokątnej swobodnie opartej płycie średniej grubości. Budownictwo ogólne. Zagadnienia konstrukcyjne, materiałowe i cieplno-wilgotnościowe w budownictwie, Bydgoszcz – Wenecja, 32-42.
4. Подхорецкі А., Подхорецка А., Делявський М., Кравчук М., 2000. Поперечний згин прямокутної ортотропної плити середної товщини**,** Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій, Львів, 173-179.
5. Podhorecki A., Delyavskyy M., Ran R., Beregova N., 2002. Określenie stanu naprężeń w płytach prostokątnych średniej grubości, XLI Sympozjon PTMTS. Zeszyty Naukowe Katedry Mechaniki Stosowanej, 18, Gliwice, 355-360.
6. Timoshenko S.P., 1921. On the corrections for shear of the differential equations for transverse vibrations of prismatic bars. Phil. Mag. 41(6), 30-47.
7. Шалдырван А.В., 1980. Об одном варианте построения уточненных теорий изгиба трансверсально-изотропных плит, Изв. АН АРМ. ССР. Механика 33(2), 55-63.
8. Григоренко Я.М., Василенко А.Т., Панкратова Н.Д., 1991. Задачи теории упругости неоднородных тел, Наукова думка, Киев, 216.
9. Шереметьев М.П., Пелех Б.Л., 1964. К построению уточненной теории пластин. Инж. журнал, 4(3), 504-509.
10. Delyavsky M., Krawczuk M., Nagórko W., PodhoreckiA., 2002. Pure bending of orthotropic elastic rectangle beam, EngineeringTransactions 50, 1-2, 55-67.
11. Golas J., Podhorecka A., Delyavskyy M., Kravchuk M., 2002. On the aproach to the solution of bending problem for laminated plates. Mechanics of Composite Materials 38(3), 253-262.
12. Delyavskyy M., Rosiński K., 2011. Modelowanie płyty grubej złożonej z trzech różnych warstw drewnianych. Drewno i materiały drewnopochodne w konstrukcjach budowlanych, 9, Szczecin, 19-33.
13. Delyavskyy M., Golas J., Olejniczak M., Rosiński K., 2013. Metoda rozwiązywania grubych płyt ortotropowych. Zagadnienia Mechaniki Stosowanej, 37-50.
14. Reissner E., 1994. On the theory of bending of elastic plates. J. Math. and Phys. 23, 184-191.
15. Reissner E., 1947. On the bending of elastic plate. Quart. Appl. Math. 5, 55-68.
16. Reissner E., 1980. On the analysis of first and second order shear deformation effect for isotropic elastic plate. Journal of Applied Mechanics 47, 959-961.
17. Green A.E., 1949. On Reissner's theory of bending of elastic plates. Quart. of Appl. Mathematics 7, 223- 228.

The static analysis of isotropic moderate thickness plate

**Mykhaylo Delyavskyy, Aleksandra Niespodziana,
Maria Olejniczak, Adam Grabowski, Krystian Rosiński**

*Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture,
UTP University of Science and Technology in Bydgoszcz,
e-mail: delyavmv@utp.edu.pl, krystian.rosinski@utp.edu.pl*

Abstract: The rectangular isotropic moderate thickness plate loaded with uniform transverse load is considered. The plate is brought to cartesian coordinate system having origin in geometrical center of the plate. The mathematical model of the plate is described with the system of differential equations: biharmonic equation (forth order) and Helmholtz's equation (second order) with respect to unknown displacement potentials. This system is solved with the method of variable separation. The expressions of displacements, moments and transversal forces have been obtained. The plate clamped at the contour and uniformly loaded has been considered as an example. The plots of sag and tangential displacements have been obtained.
Keywords: Static analysis, isotropic moderate thickness plate, method

Rozwiązanie konstrukcji inżynierskich w ujęciu makroelementowym

Mykhaylo Delyavskyy, Krystian Rosiński

Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,
Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy,
e-mail: delyavmv@utp.edu.pl, krystian.rosinski@utp.edu.pl

Streszczenie: Opracowano nowe podejście do analizy statycznej konstrukcji inżynierskich, nazwane metodą makroelementów. Makroelementy to modele matematyczne oddzielnych części konstrukcji. W modelu konstrukcji oddzielne makroelementy połączone są w punktach węzłowych na ich wspólnych krawędziach. Rozważono dwa typy konstrukcji: płytę dwuskładnikową złożoną z dwóch cienkich płyt ortotropowych (makroelementów) o różnych własnościach mechanicznych, posadowioną na podłożu sprężystym Winklera, i płytę izotropową połączoną z kratownicą przestrzenną. Rozwiązanie konstrukcji płytowej przeprowadzono metodą makroelementów i metodą elementów skończonych. Wykazano dobrą zgodność wyników. Układ kratowo-płytowy rozwiązano metodą makroelementów. Wykazano dobrą zbieżność procesu obliczeniowego.

Słowa kluczowe: metoda, makroelementy, model matematyczny, elementy skończone, płyta, kratownica

1. Wstęp

W chwili obecnej ogólnie przyjętą i najbardziej rozpowszechnioną metodą rozwiązywania konstrukcji inżynierskich jest metoda elementów skończonych (MES), która należy do grupy metod numerycznych. W pracy proponuje się nowe podejście do rozwiązania konstrukcji nazwane metodą makroelementów (MME). Zgodnie z MES konstrukcję dzieli się na wiele drobnych części zwanych elementami skończonymi, które pozbawione są sensu mechanicznego. Natomiast w opracowanym podejściu konstrukcję rozdziela się na dość duże części zwane makroelementami. Są one w istocie częściami konstrukcji rzeczywistej.

2. Budowa makroelementu płytowego

Rozważmy cienką płytę ortotropową prostokątną opartą na podłożu sprężystym Winklera i odnieśmy ją do kartezjańskiego układu współrzędnych $Ox_1x_2x_3$ z początkiem w geometrycznym środku płyty. Oś Ox_3 kierujemy w dół, a osie Ox_1 i Ox_2 rozmieszczamy w płaszczyźnie środkowej płyty tak, aby układ współrzędnych był prawoskrętny. Na górnej powierzchni płyta jest obciążona obciążeniem dowolnym o intensywności $q(x_1, x_2)$, a do powierzchni dolnej przyłożona jest reakcja podłoża Winklera.

Równowaga sprężysta takiej płyty opisywana jest równaniem różniczkowym w pochodnych cząstkowych ze stałymi współczynnikami [1]:

$$D_{11}\frac{\partial^4 w}{\partial x_1^4} + 2\,D_{33}\frac{\partial^4 w}{\partial x_1^2 \partial x_2^2} + D_{22}\frac{\partial^4 w}{\partial x_2^4} + K_0 w = q \tag{1}$$

W równaniu w jest funkcją ugięcia płyty, D_{11} i D_{22} sztywnościami płyty na zginanie w dwóch wzajemnie prostopadłych kierunkach, $D_{33} = D_{12} + 2D_{66}$, gdzie D_{66} to sztywność płyty na skręcanie materiału ortotropowego, a $D_{12} = \nu_{12}\,D_{11}$, gdzie ν_{12} jest współczynnikiem Poissona.

Rozwiązanie równania podstawowego (1) wybieramy w postaci sumy dwóch rozwiązań:

$$w = w_0 + w_* \tag{2}$$

całki ogólnej w_0 równania jednorodnego:

$$D_{11}\frac{\partial^4 w}{\partial x_1^4} + 2(D_{12} + 2\,D_{66})\frac{\partial^4 w}{\partial x_1^2 \partial x_2^2} + D_{22}\frac{\partial^4 w}{\partial x_2^4} + K_0 w = 0 \tag{3}$$

i całki szczególnej w_* niejednorodnego równania (1).

W celu określenia całki szczególnej obciążenie zewnętrzne rozwijamy w cztery podwójne szeregi Fouriera:

$$q(x_1, x_2) = Q_{pqmn} T_{pm}^{[1]}(x_1) \cdot T_{qn}^{[2]}(x_2) \tag{4}$$

gdzie $Q_{pqmn}$to współczynniki rozwinięcia funkcji $q(x_1, x_2)$ w szeregi trygonometryczne:

$$\begin{gathered} T_{1m}^{[j]}(x_j) = \sin\left(\gamma_m^{[j]} x_j\right);\;\; T_{2m}^{[j]}(x_j) = \cos\left(\delta_m^{[j]} x_j\right) \\ \delta_m^{[1]} = \frac{(2m-1)\pi}{2a_1};\;\; \delta_n^{[2]} = \frac{(2n-1)\pi}{2\,a_2};\;\; \gamma_m^{[1]} = \frac{m\pi}{a_1};\;\; \gamma_n^{[2]} = \frac{n\,\pi}{a_2} \end{gathered} \tag{5}$$

W podobnej postaci wybieramy całkę szczególną równania (1):

$$w_*(x_1, x_2) = C_{pqmn} W_{pqmn}^*(x_1, x_2) \tag{6}$$

gdzie C_{pqmn} – są to nieznane współczynniki, które określamy z rozwiązania równania (1).

Funkcje:

$$W_{pqmn}^*(x_1, x_2) = T_{pm}^{[1]}(x_1) \cdot T_{qn}^{[2]}(x_2) \tag{7}$$

nazwano funkcjami obciążeniowymi ugięcia płyty.

Tutaj i w dalszych rozważaniach wykorzystuje się zasadę sumacyjną Einsteina: w każdym wyrażeniu wykonuje się sumowanie względem wskaźnika, który powtarza się dwa razy: $p, q = 1 \div 2; m, n = 1 \div \infty$.

Następnie wprowadzamy parametr [1]V

$$\kappa_{pk}^{[j]} = \begin{cases} \gamma_k^{[j]}, & p = 1 \\ \delta_k^{[j]}, & p = 2 \end{cases} \tag{8}$$

Całkę ogólną $w_0(x_1, x_2)$ jednorodnego równania (3) wybieramy w postaci:

$$w_0(x_1, x_2) = f_{pk}^{[j]}(x_j) \cdot T_{pk}^{[3-j]}(x_{3-j}) \tag{9}$$

gdzie $f_{pk}^{[j]}(x_j)$ są to niewiadome funkcje, które określa się w procesie rozwiązania zagadnienia.

Podstawiając rozwiązanie (9) do równania (3) przechodzimy do dwóch niezwiązanych układów równań różniczkowych zwyczajnych jednorodnych względem niewiadomych funkcji $f_{pk}^{[j]}(x_j)$.

$$D_{11}f_{pk}^{[1]^{(IV)}}(x_1) - 2D_{33}\kappa_{pk}^{[2]^2}f_{pk}^{[1]''}(x_1) + D_{22}\kappa_{pk}^{[2]^4}f_{pk}^{[1]}(x_1) = 0$$
$$D_{22}f_{pk}^{[2]^{(IV)}}(x_2) - 2D_{33}\kappa_{pk}^{[1]^2}f_{pk}^{[2]''}(x_1) + D_{11}\kappa_{pk}^{[1]^4}f_{pk}^{[2]}(x_1) = 0 \quad (10)$$
$$p = 1,2$$

Rozwiązanie tego układu równań ma postać:

$$f_{pk}^{[j]}(x_j) = R_{\nu pk}^{[j]}E_{\nu pk}^{[j]}(x_j), \qquad \nu = 1 \div 4 \quad (11)$$

Funkcje:

$$E_{1pk}^{[j]}(x_j) = \frac{\cosh\left(\alpha_{pk}^{[j]}x_j\right)\cos\left(\beta_{pk}^{[j]}x_j\right)}{\exp\left(\alpha_{pk}^{[j]}a_j\right)} \quad \text{itd.} \quad (12)$$

nazwano funkcjami bazowymi rozwiązania. Uwzględniając wzory (9), (11), (12) zapisujemy wyrażenie ugięcia płyty w postaci:

$$w(x_1, x_2) = R_{\nu pk}^{[j]}W_{\nu pk}^{[j]}(x_1, x_2) + w_*(x_1, x_2) \quad (13)$$

gdzie:

$$W_{\nu pk}^{[j]}(x_1, x_2) = E_{\nu pk}^{[j]}(x_j)T_{pk}^{[3-j]}(x_{3-j}) \quad (14)$$

Sumowania dokonuje się względem wskaźników ν, p, k. Funkcje $W_{\nu pk}^{[j]}(x_1, x_2)$ nazwano funkcjami kształtu ugięcia płyty. W przypadku (14) nie dokonujemy sumowania, gdyż wskaźniki występują po obu stronach wyrażenia.

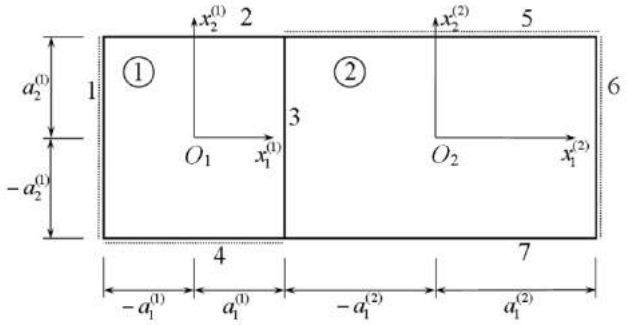
Mając wyrażenie na ugięcie płyty, określamy przemieszczenia styczne, momenty i siły poprzeczne przez odpowiednie funkcje kształtu i funkcje obciążeniowe.

Modelowanie pracy konstrukcji płytowej polega na zapisie warunków brzegowych w oddzielnych punktach węzłowych na krawędziach. Punkty te muszą być ponumerowane, a współrzędne zadane, przy czym numeracja musi być ciągła.

Najlepszą dokładność zazwyczaj osiąga się dla równomiernej siatki podziału na całej krawędzi płyty (jeżeli warunki brzegowe są jednorodne) lub w oddzielnych częściach, gdy zadano niejednorodne warunki brzegowe. W każdym punkcie węzłowym zapisuje się po dwa warunki brzegowe. Zwiększenie dokładności rozwiązania osiąga się poprzez zwiększenie liczby punktów oraz ich optymalne rozmieszczenie.

3. Połączenie dwóch płyt

Rozważmy konstrukcję płytową złożoną z dwóch płyt prostokątnych o stałej grubości $h = 0{,}2\ m$ i różnych właściwościach mechanicznych (rys. 1). Taką konstrukcję modelujemy za pomocą dwóch makroelementów płytowych.



Rys. 1. Schemat płyty złożonej

Wprowadźmy numerację makroelementów i krawędzi. Dla każdego makroelementu ustala się lokalny kartezjański układ współrzędnych $Ox_1^{(i)}x_2^{(i)}$, $i = 1,2$ z początkiem w geometrycznym środku elementu. Do powierzchni każdego elementu przyłożono obciążenie stałe $q^{(1)}$, $q^{(2)}$.

Zapisujemy warunki brzegowe na krawędziach elementu. Na krawędzi swobodnie podpartej 1 – warunki zerowania ugięcia i momentu zginającego M_{11}. Na krawędzi swobodnej 7 – momentu zginającego M_{22} i uogólnionej siły tnącej V_2 itd. Na krawędzi wspólnej 3 dwóch makroelementów mamy warunki idealnego kontaktu mechanicznego.

Obliczenia numeryczne wykonano dla żelbetu o następujących właściwościach: Beton marki C12/15, dla którego moduł Younga $E_b = 2{,}3 \cdot 10^4\ MN/m^2$ i współczynnik Poissona $v_b = 0{,}2$; moduł Younga prętów stalowych $E_s = 2 \cdot 10^5\ MN/m^2$, zawartość objętościowa prętów w pierwszej płycie $\mu^{(1)} = 0{,}1\%$, a w drugiej $\mu^{(2)} = 0{,}5\%$; odległość osi pręta do płaszczyzny środkowej płyty wynosi $0{,}03\ m$.

Sztywności płyty na zginanie obliczono na podstawie wzorów zaproponowanych przez M.T. Hubera [2]:

$$D_{11} = \frac{E_b}{1 - v_b^2}\left(\frac{h^3}{12} + \frac{n\,\mu_1}{1 + n\,\mu_1} h e_1^2\right)$$

$$D_{22} = \frac{E_b}{1 - v_b^2}\left(\frac{h^3}{12} + \frac{n\,\mu_2}{1 + n\,\mu_2} h e_2^2\right) \tag{15}$$

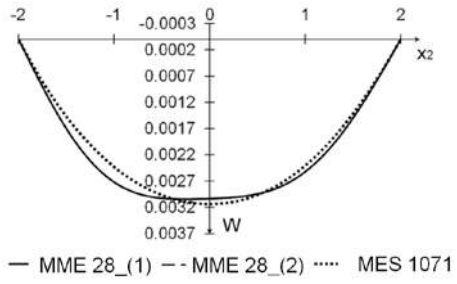
$$D_{12} = v_b\sqrt{D_{11}D_{22}},\quad D_{66} = \frac{1 - v_b}{2}\sqrt{D_{11}D_{22}}$$

W równaniu E_b i v_b oznaczają odpowiednio moduł Younga i współczynnik Poissona betonu; $n = E_s/E_b$ – stosunek modułów Younga stali i betonu; μ_1 i μ_2 procent zbrojenia w kierunkach osi Ox_1 i Ox_2, e_1 i e_2 odległości odpowiedniego zbrojenia od płaszczyzny środkowej płyty.

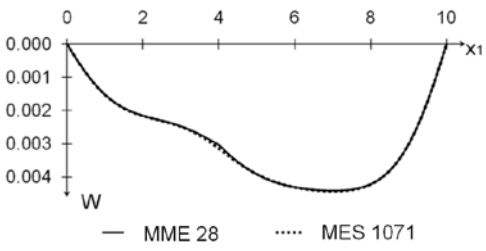
Wymiary każdej płyty wybrano odpowiednio: $2a_1^{(1)} = 4\ m$, $2a_2^{(1)} = 4\ m$, $2a_1^{(2)} = 6\ m$, $2a_2^{(2)} = 4\ m$. Ponadto $q^{(1)} = 10\ kN/m^2$, $q^{(2)} = 20\ kN/m^2$, a współczynnik sztywności podłoża przyjęto $K_0 = 5 \cdot 10^7\ N/m^3$.

Do obliczeń wybrano 28 punktów węzłowych (po cztery na każdej krawędzi). Dodatkowo zagadnienie rozwiązano metodą elementów skończonych. Do obliczeń wybrano 1000 elementów zawierających 1071 węzłów swobodnych.

Na rysunku 2 podano wykresy zmiany ugięcia linii $(x_1 = 2\ m)$ styku dwóch makroelementów, a na rysunku 3 ugięcia przekroju środkowego $(x_2 = 0)$. Linia oznaczona jako MME28_(1) dotyczy pierwszej płyty, a MME28_(2) – drugiej. Liczba 28 wskazuje liczbę wybranych punktów węzłowych. Wykres punktowy otrzymano metodą elementów skończonych.



Rys. 2. Ugięcie linii styku dwóch płyt $(x_1 = 2\ m)$



Rys. 3. Ugięcie przekroju środkowego $(x_2 = 0)$ płyty

4. Połączenie płyty z kratownicą

Rozważmy pewien typ konstrukcji złożonej z płyty izotropowej prostokątnej swobodnie podpartej na krawędziach podłużnych i kratownicy przestrzennej. Kratownica ta stanowi dwa dźwigary kratowe płaskie sztywno połączone ze sobą na poziomie pasów górnych i z płytą (w węzłach wspólnych) na poziome pasów dolnych. Zakłada się, że w węzłach łączących płytę z kratownicą nie jest możliwy wspólny ich obrót. Części płyty, które nie są związane z kratownicą, mogą obracać się swobodnie.

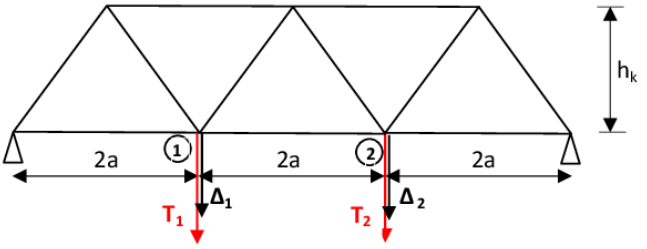
Płyta obciążona jest na powierzchni górnej obciążeniem $q(x_1, x_2)$ prostopadłym do powierzchni środkowej. Kartezjański układ współrzędnych $Ox_1x_2x_3$ wybieramy w płaszczyźnie środkowej płyty z początkiem w jej środku. Osie Ox_1 i Ox_2 rozmieszczone są w kierunku podłużnym i poprzecznym, natomiast oś Ox_3 skierowana jest w dół.

W celu rozwiązania tego zagadnienia konstrukcję myślowo rozdzielamy na oddzielne prostsze części – makroelementy. Za pomocą makroelementów, wykorzystując agregację, modelujemy całą konstrukcję. Dla rozważanego typu konstrukcji mamy dwa makroelementy: płytę i kratownicę płaską. Model makroelementu płytowego został zbudowany w poprzednim rozdziale; przyjmując z modelu jednakowe sztywności płyty na zginanie w dwóch wzajemnie prostopadłych kierunkach, otrzymujemy makroelement płyty izotropowej.

5. Budowa makroelementu kratowego

Zakładamy, że kratownica jest obciążona tylko przez nieznane siły współdziałania T_s przyłożone do jej pasa dolnego, natomiast płyta jest obciążona obciążeniem czynnym na powierzchni górnej oraz siłami współdziałania na krawędziach poprzecznych [3].

Przyjmując, że na kratownicę działa tylko obciążenie prostopadłe do powierzchni środkowej płyty, można w rozważaniach pominąć siły występujące w stężeniach poziomych górnych pasów kratownicy oraz na powierzchni wspólnej płyty i pasa dolnego kratownicy. Rozwiązanie układu kratowego sprowadza się zatem do określenia przemieszczeń pionowych węzłów kratownicy w punktach wspólnych z płytą (rys. 4).



Rys. 4. Część kratownicy przestrzennej

Stosując zasadę pracy wirtualnej, określamy przemieszczenia węzłów 1 i 2 wywołane niewiadomymi siłami T_1 i T_2:

$$\Delta_1 = k_{11}T_1 + k_{12}T_2;\ \ \Delta_2 = k_{21}T_1 + k_{22}T_2 \tag{16}$$

gdzie k_{ij} są to przemieszczenia wywołane kolejnym przyłożeniem do węzłów sił jednostkowych. Podobnie określamy przemieszczenia węzłów pasa dolnego kratownicy przeciwległej. Dalej krawędź poprzeczną płyty K_p traktujemy jako sumę dwóch zbiorów: części dyskretnej K_w wspólnej z dolnym pasem kratownicy i części ciągłej swobodnej K_s.

W punktach swobodnych zapisujemy warunki zerowania się momentu zginającego M_{22} i uogólnionej siły tnącej V_2. W punktach wspólnych płyty i kratownicy przykładamy niewiadome siły współdziałania $T(x_{1s}) = T_s$ i zapisujemy warunek:

$$Q_2(x_{1s}, \pm a_2) = T_s \tag{17}$$

Przyłożone siły muszą spełniać warunki ciągłości ugięć płyty i kratownicy w węzłach wspólnych:

$$w_p(x_{1s}, a_2) = w_k(x_{1s}) \tag{18}$$

Na skutek stężenia górnych pasów kratownicy zakładamy, że przemieszczenie poziome u_2 tego pasa w węzłach wspólnych jest równe zero. Na krawędziach podłużnych muszą być spełnione warunki zerowania się ugięcia w i momentu zginającego M_{11}.

Do obliczeń wybrano następujące wymiary geometryczne konstrukcji (rys. 4): $a = 5\ m$, $h_k = 5\ m$, pręty IPE 160 o powierzchni przekroju poprzecznego $A = 20{,}1\ cm^2$ i wartości stałych sprężystych materiału $E = 210\ GPa$, $G = 80\ GPa$. Dla płyty przyjęto wymiary $2a_1 = 30\ m$, $2a_2 = 6\ m$, grubość $h = 0{,}3\ m$, wartość modułu Younga $E = 210\ GPa$, współczynnik Poissona $\nu = 0{,}3$ oraz amplitudę obciążenia $q_{11} = 10\ kN/m^2$.

Obciążenie modelowe przyjęto w postaci

$$q(x_1, x_2) = q_{11} \cos \delta_1^{[1]} x_1 \cos \delta_1^{[2]} x_2 \tag{19}$$

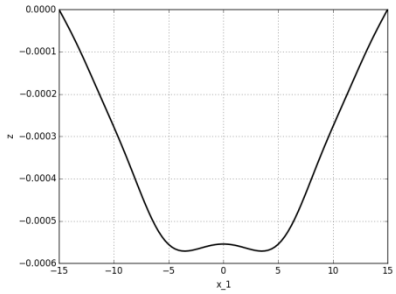
gdzie q_{11} to amplituda obciążenia.

Tabela 1. Wartości M_{22} na krawędzi płyty połączonej z kratownicą (przekrój $x_2 = 3$)

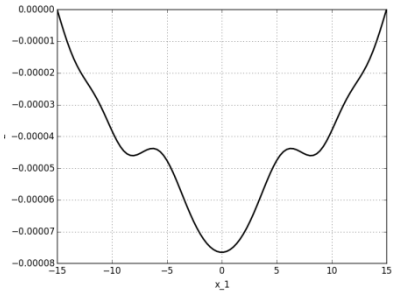
x_1	0,0	5,0	10,0	15,0
$M_{22}\ (K = 6)$	8,00E-20	-5,53E-05	1,24E-20	0,00
$M_{22}\ (K = 7)$	-2,84E-12	-4,75E+03	-7,83E-13	0,00
$M_{22}\ (K = 8)$	-1,85E-21	-7,48E-05	-5,27E-22	0,00
Różnica K = 8-K = 6	4,43E+01	2,60E-01	2,46E+01	0,00

Tabela 2. Wartości V_{22} na krawędzi płyty połączonej z kratownicą (przekrój $x_2 = 3$)

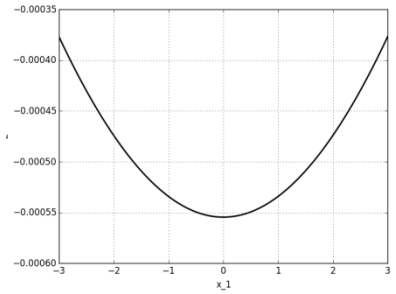
x_1	0,0	5,0	10,0	15,0
V_{22} $(K = 6)$	-1,36E-11	-1,12E+03	-1,87E-11	0,00
V_{22} $(K = 7)$	-2,84E-12	-4,75E+03	-7,83E-13	0,00
V_{22} $(K = 8)$	5,18E-13	-4,81E+03	-1,54E-12	0,00
Różnica K = 8-K = 6	2,72E+01	7,67E-01	-1,12E+01	0,00



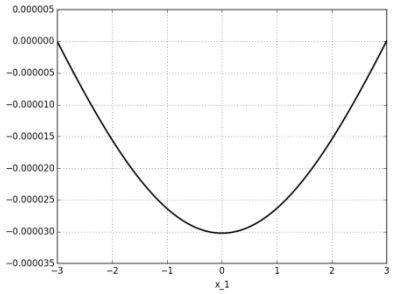
Rys. 5. Ugięcie płyty połączonej z kratownicą w przekroju $x_2 = 0$, dla $K = 7$



Rys. 6. Moment M_{11} płyty połączonej z kratownicą w przekroju $x_2 = 0$, dla $K = 7$



Rys. 7. Ugięcie płyty połączonej z kratownicą w przekroju $x_1 = 0$, dla $K = 7$



Rys. 8. Moment M_{22} płyty połączonej z kratownicą w przekroju $x_1 = 0$, dla $K = 7$

Począwszy od kroku K = 5 obserwuje się zbieżność procesu obliczeniowego. Różnice pomiędzy wartościami ugięć w kolejnych krokach iteracji przedstawia poniższa tabela.

Tabela 3. Wartości ugięć płyty połączonej z kratownicą (przekrój $x_2 = 0$)

x_1	0,0	5,0	10,0	15,0
w $(K = 6)$	-0,004085	-0,004092	-0,003556	0,000000
w $(K = 7)$	-0,000555	-0,000555	-0,000277	0,000000
w $(K = 8)$	-0,000540	-0,000536	-0,000269	0,000000
w $(K = 9)$	-0,000539	-0,000528	-0,000269	0,000000

6. Podsumowanie i wnioski końcowe

Opracowano metodę rozwiązywania złożonych konstrukcji płytowych i płytowo-kratowych. Wartości ugięć przekrojów środkowych płyty są zgodne z rezultatami otrzymanymi metodą elementów skończonych.

Proces obliczeniowy układu płytowo-kratowego jest dość szybko zbieżny. Rezultaty pokrywają się już w piątym przybliżeniu.

Literatura

1. Делявський М.В., Здолбіцька Н.В., Здолбіцький А.П., 2012. Метод конструкційних елементів у розрахунку плит складної конфігурації на пружній основі. ЛНТУ Луцьк.
2. Huber M.T., 1921. Teoria płyt prostokątnie różnokierunkowych. Arch. Tow. Nauk. Lwów.
3. Delyavskyy M., Olejniczak M., Zdolbicka N., 2011. Computational model of orthotropic slab reinforced with space truss, Bridges: Traditional and future. University of Technology and Life Sciences Press Bydgoszcz, 57-68.

Solving engineering constructions with macroelement method

Mykhaylo Delyavskyy, Krystian Rosiński

Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture,
UTP University of Science and Technology in Bydgoszcz,
e-mail: delyavmv@utp.edu.pl, krystian.rosinski@utp.edu.pl

Abstract: The new solving approach of engineering constructions called macroelement method has been developed. Macroelements are mathematical models of particular parts of real construction. Construction model consists of separate macroelements connected with one another in node points at their common lines. Two types of constructions are considered: two-component plate that features two orthotropic slabs with various mechanical properties resting on Winkler's foundation and containing the plate with space truss. The plate construction has been solved with macroelement method and with finite element method. The obtained results are in good agreement. The plate-truss construction has been solved with macroelement method. Good convergence of computing process has been shown.

Keywords: method, macroelements, mathematical model, finite elements, plate, truss

Zastosowanie niekonwencjonalnego zbrojenia w elementach piano- i gazobetonowych

Yuri Famulyak[1], Sofia Burchenya[1], Taras Mazurak[2], Magdalena Sosnowska[3], Izabela Kasprzyk[3]

[1] Wydział Budownictwa i Architektury, Narodowy Uniwersytet Rolniczy we Lwowie

[2] Instytut Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Narodowy Uniwersytet Politechnika Lwowska

[3] Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy, e-mail: sosnowska.m@o2.pl, izabelakasprzykutp@gmail.com

Streszczenie: W elementach konstrukcyjnych z piano- i gazobetonu zwykle wykorzystuje się pręty stalowe o profilu gładkim lub żebrowanym. Przestudiowano badania teoretyczno-eksperymentalne innych typów zbrojenia, wykorzystanie takiego zbrojenia w praktyce budowlanej oraz metody obliczeń konstrukcji z niekonwencjolanym zbrojeniem (na przykład z materiałów pochodzenia organicznego, różnego rodzaju siatki itp.). W pracy podano wariantowe rozwiązania piano- i gazobetonowych elementów wzmocnionych nietradycyjnymi typami zbrojenia oraz zaprezentowano charakterystykę ich pracy pod obciążeniem.

Słowa kluczowe: pianobeton, gazobeton, zbrojenie niekonwencjonalne, wytrzymałość, odkształcalność

1. Wprowadzenie

Najczęściej stosowanymi materiałami w budownictwie indywidualnym są drobnowymiarowe elementy ścienne. Spośród wszystkich alternatywnych typów takich drobnowymiarowych materiałów, najbardziej korzystne pod względem ekonomicznym są wyroby piano- i gazobetonowe, gdyż pozwalają znacznie obniżyć koszty budowy. Produkty te są przeznaczone do budowy ścian zewnętrznych i wewnętrznych, izolacji cieplnej dachów, poddaszy, stropów czy też izolacji akustycznej stropów żelbetowych. Wyroby z piano- i gazobetonu są lekkie, stosunkowo tanie, mają dobre właściwości termiczne i akustyczne oraz są przyjazne dla środowiska. Ponadto produkty te są łatwe w obróbce: można je ciąć, nawiercić i frezować. Piano- i gazobetony, podobnie jak inne materiały wytworzone na bazie cementu, nabierają wytrzymałości wraz z upływem czasu. Są one zaliczane do niepalnych materiałów budowlanych. Podobnie jak drewno, piano- i gazobeton to materiał ekologiczny, jednak jego trwałość jest zwykle znacznie większa.

Technologia produkcji piano- czy gazobetonu jest stosunkowo prosta: polega na dodaniu piany do mieszanki cementowej za pomocą specjalnego agregatu – generatora piany. Zastosowany w mieszance cementowej piasek może być zamieniony na żużel, popiół lub drobnozmielony wapień. Po wymieszaniu wszystkich składników, z powstałej mieszanki o porowatej strukturze można formować – w komorach ciśnieniowych – wyroby budowlane o dowolnym kształcie. Dzięki prostej technologii, koszt produkcji tych wyrobów jest stosunkowo niski. Nowoczesna technologia pozwala produkować te konstrukcyjno-izolacyjne materiały o gęstości nie większej niż 500 – 800 kg/m^3.

Betony komórkowe należą do materiałów kruchych, które bez dodatkowego wzmocnienia trudno wykorzystywać jako elementy konstrukcji przęsłowych. Dotychczasowe

badania oraz rozwój w tej dziedzinie jest ukierunkowany głównie na zbrojenie tych elementów tradycyjnymi prętami stalowymi. Tymczasem stosowanie zbrojenia tradycyjnego w piano- i gazobetonach wymaga używania do obróbki mechanicznej (cięcie, drążenie, frezowanie itp.) specjalnych narzędzi. Wielu problemów można by uniknąć, gdyby udało się zamienić tradycyjne zbrojenie w postaci stalowych prętów na inne, które łatwo poddawałoby się obróbce mechanicznej przy użyciu prostych narzędzi.

Obecnie wyroby z piano- i gazobetonu znajdują coraz szersze zastosowanie w budownictwie. W wyrobach tych nadal stosuje się tradycyjne zbrojenie w postaci stalowych prętów. Problem betonu komórkowego jest przedmiotem badań wielu naukowców. Wśród nowoczesnych szkół naukowych, badających betony komórkowe na Ukrainie, warto wyróżnić szkołę utworzoną w Odessie (pod kierunkiem V.A. Voznesensky, A.S. Shynkevycha, V.I. Martynov, V.N. Vyrovoy, A.L. Kostiuk) [1, 2], w Dniepropietrowsku (prowadzony przez A.P. Prikhodko) [3], Kijowie (P.V. Krivenko) [4] oraz we Lwowie (M.A. Sanytskyy, B.G. Demchyna) [5, 6]. Należy również wspomnieć naukowców, którzy zajmowali się tym problemem już w drugiej połowie XX wieku, a mianowicie: P.A. Tesler, YE.N. Dobrynin, V.A. Pinsker, K.M. Romanov, N.I. Levin, V.V. Makarychev, M.J. Krivitsky, B.P. Filippov, A.P. Vinokurov, E.M. Babich, V.S. Pisarev, A.G. Pochtenko i inni [7, 8, 9].

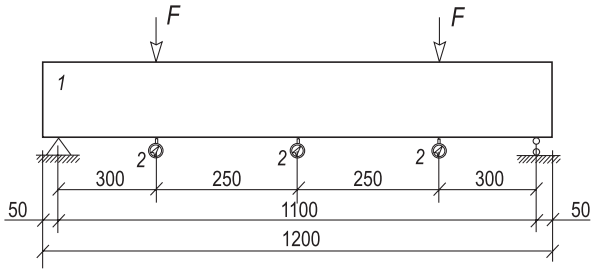
Badaniom nad belkowymi konstrukcjami z piano- i gazobetonu poświęcono jednak jak dotąd bardzo mało uwagi.

Przedmiotem rozważań w niniejszej pracy jest wariantowe rozwiązanie piano- i gazobetonowych elementów, wzmocnionych niekonwencjonalnymi typami zbrojenia oraz analiza charakterystyki ich pracy pod obciążeniem. Znane są przykłady belkowych elementów konstrukcyjnych piano- i gazobetonowych zbrojonych prętami o profilu gładkim lub prętami żebrowanym. Jednakże w takiej konstrukcji istnieje duże ryzyko wysunięcia zbrojenia nośnego, spowodowane niezbyt wysokimi parametrami fizyczno-mechanicznymi betonów lekkich. Prowadzi to w konsekwencji do naruszenia współpracy pomiędzy zbrojeniem a piano- lub gazobetonem i wymaga wprowadzenia dodatkowych elementów dla zapewnienia niezawodności takiego scalenia. Pod terminem „scalenie" rozumie się takie połączenia stalowego zbrojenia z piano- lub gazobetonem, przy którym na skutek przekazywania naprężeń stycznych przez powierzchnię kontaktową w złożonym elemencie będzie realizowany stan naprężeń i odkształceń zbliżony do charakterystyki elementu ciągłego. W piano- i gazobetonowych konstrukcjach przęsłowych właściwe połączenie nabiera pierwszorzędnego znaczenia, ponieważ scalenie mieszanki betonowej z powierzchnią stalowego zbrojenia musi zapewnić monolityczność konstrukcji już w początkowych etapach obciążenia. Stąd niezawodność połączenia mieszanki betonowej ze stalowym zbrojeniem i ich właściwa współpraca jest jedyną gwarancją eksploatacyjnej przydatności takich konstrukcji.

Dla niezawodnej pracy belkowych piano- i gazobetonowych konstrukcji istotnym elementem jest włączenie zbrojenia nośnego do współpracy z masywem betonowym z jak najmniejszymi stratami sczepienia pomiędzy nimi. Celem autorów niniejszej pracy było stworzenie takiego elementu z lekkiego betonu, w którym zapewnione jest odpowiednie połączenie zbrojenia z piano- lub gazobetonową matrycą. W elemencie tym zastosowano niekonwencjonalne zbrojenie oraz uzyskano wyższą wytrzymałość i mniejsze odkształcenia piano- i gazobetonowych elementów niż w przypadku konstrukcji niezbrojonej. W pracy podaje się szereg wariantowych rozwiązań tego problemu z wykorzystaniem zbrojenia nietradycyjnego.

2. Przeprowadzone badania doświadczalne (laboratoryjne)

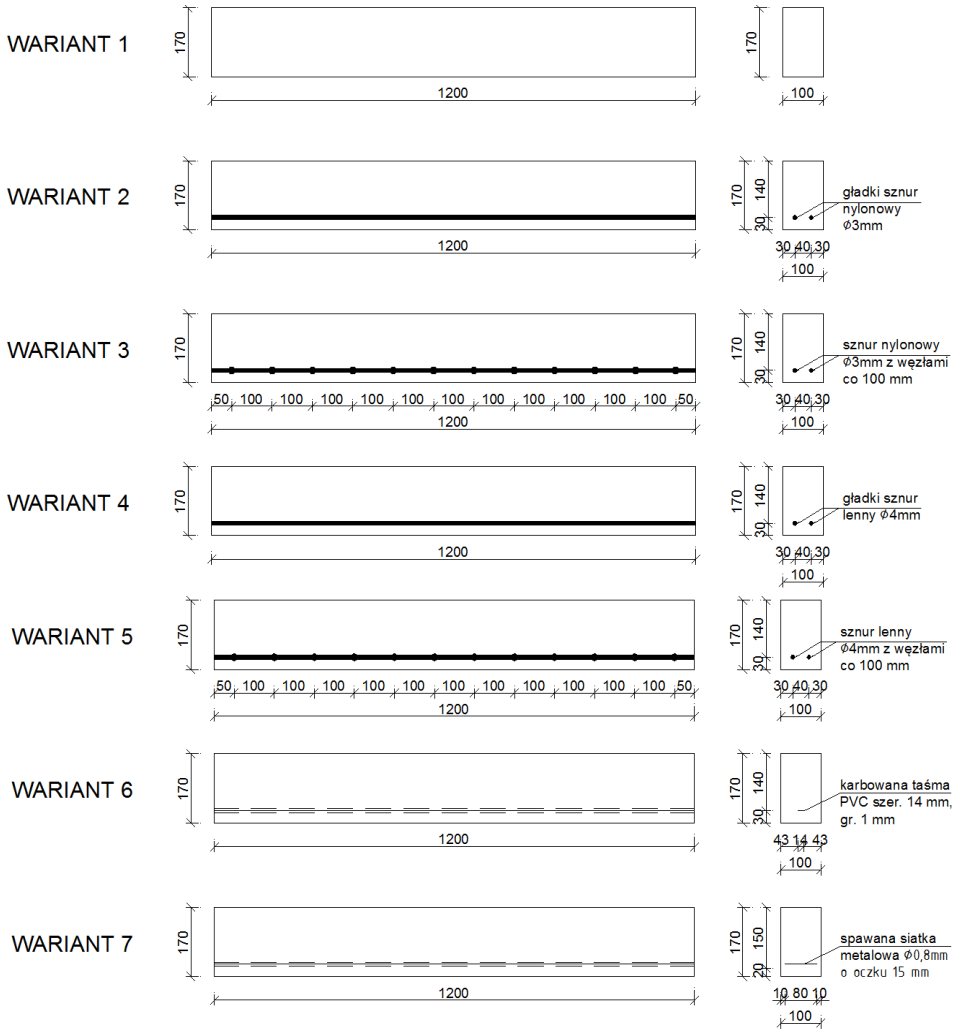
W celu doświadczalnego zbadania rozważanych konstrukcji zostały wyprodukowane belki piano- i gazobetonowe wzmocnione różnymi typami zbrojenia. Wymiary wszystkich belek były jednakowe i wynosiły: pole przekroju poprzecznego 100 × 170 mm, długość 1100 mm. Belki obciążano dwiema siłami skupionymi, przykładanymi do górnej powierzchni elementu. Czujniki mierzące ugięcie z dokładnością do 0,01 mm umieszczono pod siłami skupionymi oraz w środku rozpiętości belki. Schemat statyczny belki przedstawiono na rysunku 1. W dalszej części podaje się największe pomierzone ugięcie, tj. ugięcie wskazane przez czujnik umieszczony w środku rozpiętości belki.



Rys. 1. Schemat statyczny badanych belek: 1- badany element belkowy, 2 – czujnik mierzący ugięcie

W celach porównawczych została w pierwszej kolejności wykonana niezbrojona belka gazobetonowa (wariant 1). W kolejnych belkach strefa rozciągana została wzmocniona następującymi typami zbrojenia (rys. 2):

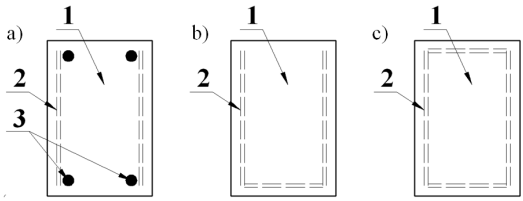
- element belkowy gazobetonowy zbrojony w dolnej strefie gładkim sznurem nylonowym (wariant 2) [10, 11],
- element belkowy gazobetonowy zbrojony w dolnej strefie sznurem nylonowym z węzłami rozmieszczonymi co 10 cm (wariant 3) [10, 11],
- element belkowy gazobetonowy zbrojony w dolnej strefie gładkim sznurem lennym (wariant 4) [12, 13],
- element belkowy gazobetonowy zbrojony w dolnej strefie sznurem lennym z węzłami rozmieszczonymi co 10 cm (wariant 5) [12, 13],
- element belkowy gazobetonowy zbrojony w dolnej strefie karbowaną taśmą PVC (wariant 6) [14]
- element belkowy gazobetonowy zbrojony w dolnej strefie spawaną siatkę metalową (wariant 7) [15].



Rys. 2. Poszczególne warianty zbrojenia badanych elementów gazobetonowych (opis w tekście)

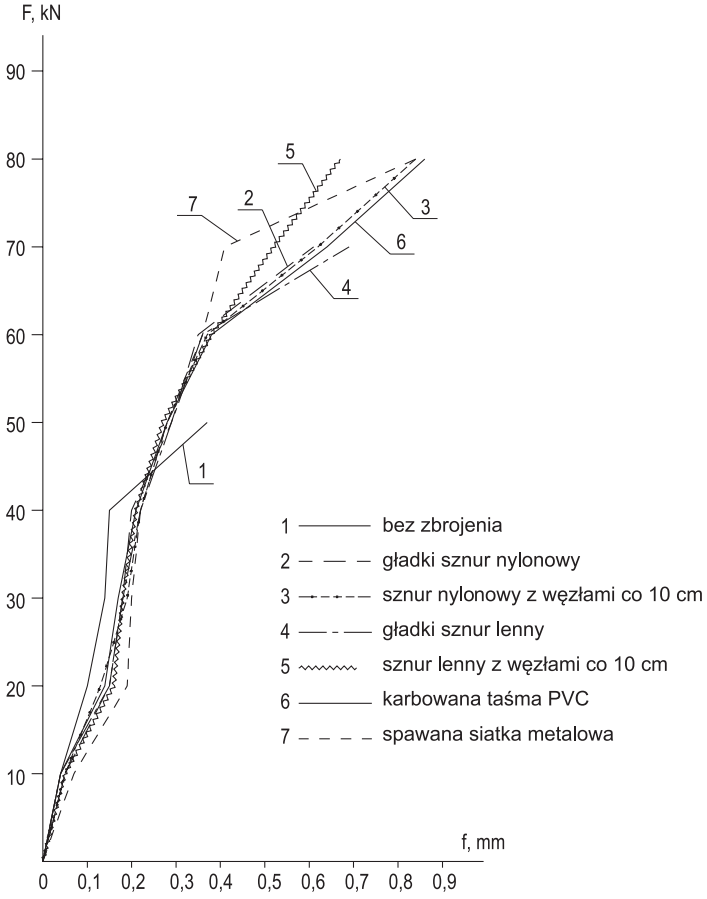
Możliwe jest również wykonywanie bardziej złożonych kombinacji zbrojenia, jak np. (rys. 3):

- element belkowy gazobetonowy zbrojony prętami w kierunku podłużnym oraz dodatkowo dozbrojony siatkami metalowymi rozmieszczonymi na jego krawędziach prostopadle do płaszczyzny zbrojenia, siatki pełnią rolę zbrojenia poprzecznego, zapewniając przejęcie siły ścinającej (rys. 3a) [16],
- element belkowy gazobetonowy zbrojony z trzech stron metalową siatką spawaną w kształcie litery U, siatka wygięta jest w taki sposób, że części pionowe rozmieszczone są po bokach elementu (przejmują siłę poprzeczną) a część pozioma – w dolnej, rozciąganej strefie (rys. 3b) [17],
- element belkowy gazobetonowy zbrojony obwodową siatką spawaną, pionowe fragmenty siatki rozmieszczone wzdłuż boków elementu, a poziome w strefie dolnej (rozciąganej) i górnej (ściskanej) (rys. 3c) [18].

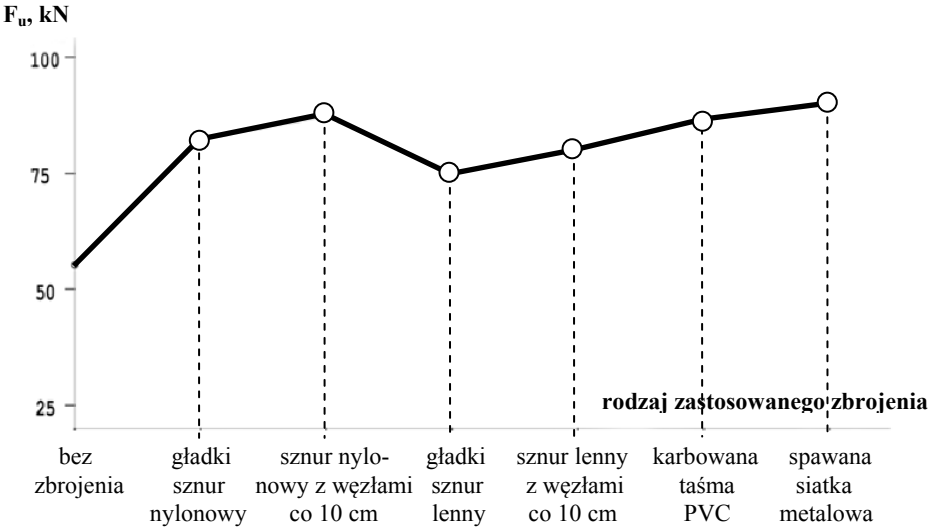


Rys. 3. Gazobetonowy element zbrojony kolejno (od lewej): dwustronnie pionową siatką spawaną i prętami podłużnymi, siatką spawaną w kształcie litery U, obwodową siatką spawaną: 1 – masyw betonowy, 2 – spawana siatka metalowa, 3 – stalowe nośne pręty zbrojenia

Gotowe elementy gazobetonowe obciążano równomiernie zestawem dwóch sił skupionych i mierzono ich ugięcie aż do momentu zniszczenia. Na podstawie otrzymanych rezultatów badań doświadczalnych belek gazobetonowych pod obciążeniem sporządzono wykres zależności przykładanej siły F [kN] od ugięcia f [mm] (rys. 4) oraz wykres zależności otrzymanej siły niszczącej F_u [kN] od rodzaju zastosowanego zbrojenia (rys. 5). Fotografie na rysunku 6 przedstawiają moment zniszczenia wybranych wariantów belek.



Rys. 4. Wykres przykładanej siły F [kN] od ugięcia f [mm], w zależności od rodzaju zastosowanego zbrojenia nietradycyjnego



Rys. 5. Wykres siły niszczącej element belkowy F_u [kN] w zależności od rodzaju zastosowanego zbrojenia nietradycyjnego

Rys. 6. Moment zniszczenia wybranych wariantów belek

3. Wnioski

Na podstawie wykonanych badań doświadczalnych (laboratoryjnych) belek z lekkiego betonu, wzmocnionych przy wykorzystaniu niekonwencjonalnego zbrojenia, sformułowano następujące wnioski:

- Wydaje się prawdopodobne, że w celu zapewnienia niezawodnej pracy belkowych piano- lub gazobetonowych elementów można wykorzystywać niekonwencjonalne sposoby zbrojenia.
- Jako nietradycyjne zbrojenie elementów piano- lub gazobetonowych można wykorzystywać zarówno sztywne, jak i wiotkie materiały pochodzenia organicznego (np. sznur nylonowy, sznur lenny), a także siatki metalowe lub inne.
- Zastosowanie niekonwencjonalnego zbrojenia pozwala na wykonywanie dodatkowej obróbki gotowych elementów (cięcie, drążenie, itp.) bez konieczności stosowania specjalnych narzędzi.
- W początkowej fazie obciążenia piano- lub gazobetonowe elementy wzmocnione zbrojeniem nietradycyjnym pracują praktycznie tak samo, jak elementy niezbrojone.
- Dla piano- lub gazobetonowych belek z nietradycyjnym typem zbrojenia, obciążenie krytyczne jest o 15-40% większe niż dla belek niezbrojonych.
- W przypadku zbrojenia nietradycyjnego w elementach piano- lub gazobetonowych proces zniszczenia nie zachodzi gwałtownie, lecz z pewnym opóźnieniem.
- Wykorzystanie zbrojenia niekonwencjonalnego ogranicza ugięcie badanych belek, szczególnie przy obciążeniach zbliżonych do 0,7 F_u (siła niszcząca).
- Wykorzystanie nietradycyjnego zbrojenia zmienia charakter zniszczenia próbek belkowych z piano- czy gazobetonu. O ile w belkach niezbrojonych powstaje jedno gwałtowne pęknięcie na prawie całej grubości belki, o tyle w przypadku belek wzmocnionych niekonwencjonalnym typem zbrojenia powstaje szereg drobnych pęknięć, z których przy dalszym zwiększaniu obciążenia jedno staje się dominujące. W przypadku stosowania zbrojenia metalową siatką spawaną pojawia się ryzyko pęknięcia poziomego, co jest widoczne na rysunku 6 (wariant 7). Można temu zapobiec stosując na przykład pionowe siatki.

Literatura

1. Мартинова О.В., 2005. Неактивний пінобетон на активній розчинній складовій Автореферат дис. Канд. Техн. Наук.: 05.23.05. Одеська державна Академія будівництва та архітектури – Одеса.
2. Постернак О.О., 2010. Стінові елементи з конструкційно-теплоізолаційного безавтоклавного рінобетону при позацентровому навантаженні Автореферат дис. Канд. Техн. Наук 05.23.01. Одеська державна Академія будівництва та архітектури. – Одеса.
3. Маляр Д.О., 2011. Газобетон на вяжучому, яке модифіковане техногенними продуктами з ілмінітових руд: Автореферат дис. Канд. Техн. Наук: 05.23.05. Придніпровська державна Академія будівництва та архітектури.
4. Ковальчук О.Ю., 2008. Пінобетон з підвищеними термомеханічнимим властивостями на основі лужного портляндтцнменту: Автореферат дис. Канд. Техн. Наук: 05.23.05. Київ, національний інститут будівництва та архітектури Київ.
5. Демчина В.Н., 2007. Дослідження роботинерозрізних пінобетонових балок неавтоклавного твердіння [w:] В.Н. Демчина, Р.М.Світий, R.I.Chen, VII Міжнародний симпозіум «Механіка та фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій», Київ. С. 425-430.

6. Саницький М.А., Познак О.Р., Львів В.В., 2003. Пінобетон на модифікованих портляндтсементах // VIII Міжнародна конференція «Актуальні проблеми будівництва та інженерії довкілля», Львів, Кишисе, Жешув, 6-11 жовтня govtnya 2003, Збірник матеріалів конференції. Львів видавництво Національного Університету «Львівська Політехніка» С. 23-36.
7. Левін Н.І., 1967. Примеры расчета конструкций из ячеистых бетонов. Н.І. Девин, В.В. Макаричев, К.М. Мілейковская Стройиздат Москва.
8. Кривицкий М.Я., 1972. Ячеистые бетоны (технология, свойства и конструкции). М.Я. Кривицкий, Н.І. Левин, В.В. Макричев Стройиздат Москва.
9. Исследование ячеистых бетонов и конструкций: Сборник научных трудов, 1989. Москва. НИИГБ.
10. Патент України на корисну модель, u2013 05764 МПК E04C 5/02 (2006.01). Пролітний газобетонний елемент з жорсткою біологічною арматурою, Фамуляк Ю.Є.; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграр. ун-т. – № 85537; заявл. 07.05.2013; опубл. 25.11.2013, Бюл. № 22.
11. Патент України на корисну модель, u2011 13406 МПК E04C 5/02 (2006.01). Пролітний пінобетонний елемент, Фамуляк Ю.Є.; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграр. ун-т. – № 71165; заявл. 14.11.2011; опубл. 10.07.2012, Бюл. № 13.
12. Патент України на корисну модель, u2013 05755 МПК E04C 5/02 (2006.01). Пролітний газобетонний елемент з гнучкою біологічною арматурою, Фамуляк Ю.Є.; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграр. ун-т. – № 85531, заявл. 07.05.2013; опубл. 25.11.2013, Бюл. № 22.
13. Патент України на корисну модель, u2011 13408 МПК E04C 5/02 (2006.01). Пролітний пінобетонний елемент, Фамуляк Ю.Є.; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграр. ун-т. – № 71166; заявл. 14.11.2011; опубл. 10.07.2012, Бюл. № 13.
14. Патент України на корисну модель, u2011 13413 МПК E04C 5/02 (2006.01). Пролітний пінобетонний елемент, Фамуляк Ю.Є.; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграр. ун-т. – № 71168; заявл. 14.11.2011; опубл. 10.07.2012. Бюл. № 13.
15. Патент України на корисну модель, u2013 08842 МПК E04C 5/02 (2006.01). Пролітний пінобетонний елемент з армуванням просічно-витяжною сіткою, Фамуляк Ю.Є.; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграр. ун-т. – № 86793; заявл. 15.07.2013; опубл. 10.01.2014, Бюл. № 1.
16. Патент України на корисну модель, u2013 08838 МПК E04C 5/02 (2006.01). Пролітний пінобетонний елемент з двостороннім вертикальним армуванням просічно-витяжною сіткою, Фамуляк Ю.Є.; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграр. ун-т. – № 86789; заявл. 15.07.2013; опубл. 10.01.2014, Бюл. № 1.
17. Патент України на корисну модель, u2013 05761 МПК E04C 5/02 (2006.01). Пролітний пінобетонний елемент з триостороннім армуванням просічно-витяжною сіткою, Фамуляк Ю.Є.; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграр. ун-т – № 85536; заявл. 07.05.2013; опубл. 25.11.2013, Бюл. № 22.
18. Патент України на корисну модель, u2013 08837 МПК E04C 5/02 (2006.01). Пролітний пінобетонний елемент з периметральним армуванням просічно-витяжною сіткою, Фамуляк Ю.Є.; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграр. ун-т. – № 86788; заявл. 15.07.2013; опубл. 10.01.2014, Бюл. № 1.

The use of unconventional reinforcement in the foam-filled and aerated concrete elements

Yuri Famulyak[1], Sofia Burchenya[1], Taras Mazurak[2], Magdalena Sosnowska[3], Izabela Kasprzyk[3]

[1] Faculty of Civil Engineering and Architecture, National Agrarian University in Lviv

[2] Faculty of Civil and Environmental Engineering, Lviv Polytechnic National University

[3] Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture, UTP University of Science and Technology in Bydgoszcz, e-mail: sosnowska.m@o2.pl, izabelakasprzykutp@gmail.com

Abstract: Foam-filled and aerated concrete reinforced with steel bars of smooth or periodical shape is usually widely used in engineering constructions. But nontraditional methods of reinforcing of such materials are not used frequently and their properties are studied insufficiently. One of the ways of solving this problem is the replacement of traditional reinforcing with a nontraditional one. Various variants of nontraditional reinforcement have been presented in the article. Characteristic properties of work of such materials under loading have been analyzed.

Keywords: foam concrete, aerated concrete, unconventional reinforcement, strength, deformability

Badania modelowe współczynnika oporu aerodynamicznego oblodzonego cięgna mostu podwieszonego

Piotr Górski[1], Stanislav Pospišil[2], Sergej Kuznetsov[3], Marcin Tatara[4]

[1,4] *Wydział Budownictwa, Politechnika Opolska,*
e-mail: p.gorski@po.opole.pl, m.tatara@po.opole.pl

[2,3] *Institute of Theoretical and Applied Mechanics, Academy of Sciences of the Czech Republik,*
e-mail: pospisil@itam.cas.cz, kuznetsov@itam.cas.cz

Streszczenie: W artykule przedstawiono sposób i wyniki badań statycznego współczynnika oporu aerodynamicznego nieruchomego modelu oblodzonego cięgna mostu podwieszonego. Badania wykonano w tunelu aerodynamicznym z komorą klimatyczną Laboratorium Czeskiej Akademii Nauk w Telč. W komorze klimatycznej wykonano doświadczalne oblodzenie modelu cięgna o osi nachylonej pod kątem 30° do płaszczyzny poziomej. Kształt oblodzonej powierzchni cięgna zarejestrowano metodą fotogrametrii cyfrowej. Do badań w komorze aerodynamicznej wykonano nowy model oblodzonego cięgna metodą druku 3D. Współczynnik oporu aerodynamicznego wyznaczono na podstawie pomiarów wypadkowej sił aerodynamicznych, działających na model w kierunku wiatru, za pomocą tensometrycznej wagi aerodynamicznej. Badania przeprowadzono w zakresie liczby *Reynoldsa* od $2{,}7 \cdot 10^4$ do $13{,}6 \cdot 10^4$, przy średniej intensywności turbulencji powietrza 5%. Wykazano, że wartości współczynnika oporu aerodynamicznego modelu oblodzonego cięgna są większe w porównaniu z jego wartością dla przekroju kołowego. Otrzymane wyniki mogą być pomocne do sformułowania matematycznego opisu obciążenia wiatrem oblodzonych cięgien mostów podwieszonych w kierunku działania wiatru.

Słowa kluczowe: aerodynamika, oblodzenie, cięgno, współczynnik oporu aerodynamicznego

1. Wprowadzenie

Rozpatrując działanie wiatru na cięgna mostów podwieszonych o przekroju kołowym należy analizować trzy składniki obciążenia wiatrem, tj.: działanie wiatru w kierunku napływającego powietrza, obciążenie wzbudzeniem wirowym i obciążenie fluktuacjami wiatru w kierunku poprzecznym. Wymienione zagadnienia są szczególnie istotne dla cięgien o długościach przekraczających 100 m. Podstawy teoretyczne i propozycje matematycznego opisu wymienionych składników obciążenia wiatrem przedstawiono w pracach [1, 2].

W celu oszacowania obciążenia wiatrem konstrukcji budowlanych w kierunku działania wiatru niezbędne jest poznanie bezwymiarowego współczynnika oporu aerodynamicznego C_D. Współczynnik ten jest wypadkową sił aerodynamicznych działających na konstrukcję w kierunku wiatru, odniesioną do powierzchni jej rzutu na płaszczyznę prostopadłą do kierunku wiatru i średniej wartości ciśnienia dynamicznego wiatru w niezaburzonym przepływie powietrza przed konstrukcją. Współczynnik C_D zależy od kształtu przekroju poprzecznego konstrukcji, szorstkości jej powierzchni, liczby *Reynoldsa*, intensywności turbulencji i średniego kierunku napływającego powietrza [1].

W przypadku konstrukcji o przekroju kołowym współczynnik C_D jest dobrze poznany, jednak zmiana kształtu kołowego przekroju poprzecznego cięgna spowodowana oblodzeniem jest przyczyną zmiany rozkładu sił aerodynamicznych na jego powierzchni i zmiany wartości współczynnika C_D. Sposobem poznania wartości tego współczynnika jest wykonanie badań eksperymentalnych w tunelu aerodynamicznym lub zastosowanie metod

numerycznych obliczeniowej dynamiki płynów (CFD). W literaturze znane są prace dotyczące badania wpływu oblodzenia na aerodynamikę linii elektroenergetycznych [3, 4], jednak ze względu na ich małe średnice zewnętrzne, rzędu do kilku centymetrów i inny kształt oblodzenia, otrzymane wyniki są nieadekwatne dla cięgien mostowych, których średnice wynoszą co najmniej kilkanaście centymetrów. W pracach [5-7] badano doświadczalnie wpływ oblodzenia modeli cylindrycznych o średnicach 7 i 16 cm na możliwość wystąpienia zjawiska ich niestabilności aerodynamicznej. Badania wykonano dla modeli zamocowanych w pozycji pionowej lub poziomej. Wyznaczono współczynniki aerodynamiczne w zależności od kąta napływającego powietrza. Jedną z nielicznych prac, w której przedstawiono wyniki badań wpływu oblodzenia modelu cięgna mostowego o średnicy 16 cm, nachylonego pod różnym kątem, na wartości współczynników aerodynamicznych w zależności od kierunku wiatru jest praca [8]. Należy podkreślić, że badania dotyczące aerodynamiki oblodzonych cięgien mostowych są jeszcze stosunkowo nieliczne i obecnie istnieje duża potrzeba wykonania takich badań.

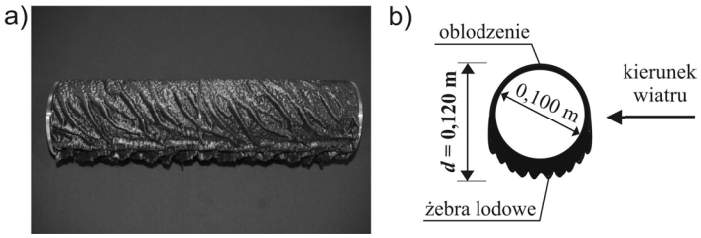
W artykule przedstawiono sposób i wyniki badań statycznego współczynnika oporu aerodynamicznego C_D nieruchomego modelu oblodzonego cięgna mostu podwieszonego w zakresie liczby *Reynoldsa* od $2{,}7 \cdot 10^4$ do $13{,}6 \cdot 10^4$. Badania wykonano w tunelu aerodynamicznym z komorą klimatyczną Laboratorium Czeskiej Akademii Nauk w Telč. W komorze klimatycznej wykonano doświadczalne oblodzenie modelu cięgna o przekroju kołowym o średnicy zewnętrznej 0,160 m i długości modelu 2,5 m. Model zamocowano pod kątem 30° do płaszczyzny poziomej na przygotowanej konstrukcji ramowej. W wyniku oblodzenia otrzymano niesymetryczny przekrój poprzeczny modelu, tj. w górnej części kształt oblodzenia zbliżony był do kołowego, zaś w dolnej części powstało charakterystyczne oblodzenie w postaci żeber. Całkowita wysokość oblodzonego przekroju poprzecznego wyniosła 0,192 m, zaś jego szerokość 0,181 m. Kształt oblodzonej powierzchni cięgna zarejestrowano metodą fotogrametrii cyfrowej. Do badań w komorze aerodynamicznej wykonano nowy model oblodzonego cięgna w skali 1:1,6 metodą druku 3D. Współczynnik oporu aerodynamicznego C_D wyznaczono na podstawie pomiarów składowej statycznej wypadkowej sił aerodynamicznych działających na model w kierunku wiatru, uśrednionej w obszarze powierzchni modelu (zwanej dalej siłą oporu aerodynamicznego). Pomiary wykonano za pomocą tensometrycznej wagi aerodynamicznej. Średnia intensywność turbulencji napływającego powietrza wyniosła 5%.

2. Doświadczalne oblodzenie i przygotowanie modelu cięgna do badań w komorze aerodynamicznej

Sposób, warunki i końcowy efekt eksperymentalnego oblodzenia modelu sekcyjnego cięgna w komorze klimatycznej, a także sposób przygotowania nowego modelu oblodzonego cięgna do badań w komorze aerodynamicznej prezentowano podczas Konferencji Naukowej w Krynicy w 2014 r. i przedstawiono w pracy [9].

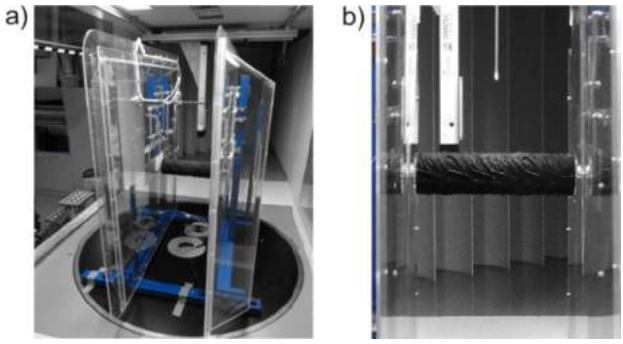
3. Warunki i sposób badań w komorze aerodynamicznej

Badania współczynnika oporu aerodynamicznego wykonano w komorze aerodynamicznej tunelu dla modelu sekcyjnego oblodzonego cięgna przedstawionego na rysunku 1a. Wysokość przekroju poprzecznego modelu była równa 0,120 m, szerokość 0,113 m, a długość 0,435 m. Chropowatość powierzchni w górnej części modelu, wynikająca z chropowatości powierzchni oblodzenia, wyniosła 0,73%.



Rys. 1. a) Widok modelu oblodzonego cięgna od strony żeber lodowych i b) ustawienie przekroju poprzecznego modelu względem kierunku wiatru w czasie badań aerodynamicznych

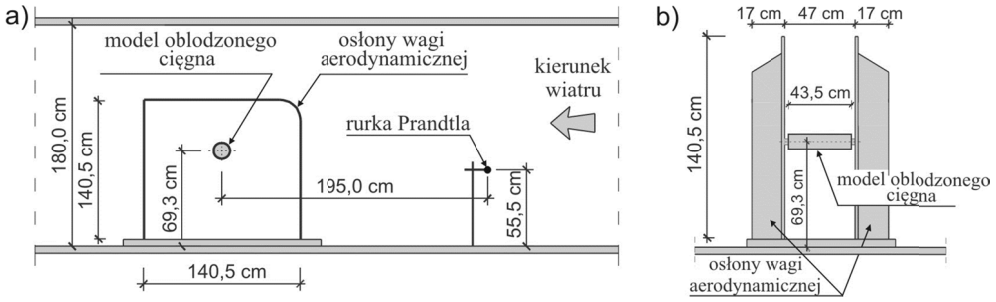
W przestrzeni pomiarowej komory aerodynamicznej, o szerokości 1,9 m, wysokości 1,8 m i długości 11,0 m, średnia prędkość wiatru może być regulowana w zakresie od 1,5 do 33 m/s. W czasie badań nie modelowano warstwy przyziemnej przepływu, tj. na podłodze przestrzeni pomiarowej nie ustawiono żadnych przeszkód. Model sekcyjny oblodzonego cięgna zamocowano nieruchomo w pozycji poziomej, poprzecznie do kierunku napływającego powietrza, do konstrukcji tensometrycznej wagi aerodynamicznej (rys. 2).



Rys. 2. a) Widok ogólny wagi aerodynamicznej z osłonami bocznymi w przestrzeni pomiarowej tunelu aerodynamicznego i b) sposób zamocowania modelu oblodzonego cięgna do konstrukcji wagi

Model umieszczono na wysokości 69,3 cm, licząc od płaszczyzny podłogi przestrzeni pomiarowej do osi modelu (rys. 3), żebrami oblodzenia do dołu, tj. zgodnie z układem oblodzenia otrzymanym w komorze klimatycznej (rys. 1b). W takim położeniu zewnętrzna średnica odniesienia modelu, mierzona w kierunku poprzecznym (pionowym) do kierunku przepływu była równa $d = 0{,}120$ m. Boki wagi zostały zabudowane osłonami z płyt z pleksiglasu, w celu zapewnienia płaskiego przepływu powietrza wokół modelu. Wysokość i długość osłon wyniosła 140,5 cm, szerokość 17 cm, zaś ich rozstaw w świetle 47 cm (rys. 3).

Sposób badania współczynnika oporu aerodynamicznego C_D był następujący. W czasie badania mierzono prędkość wiatru $\overline{u}^P$ w przepływie niezaburzonym przed modelem za pomocą rurki *Prandtla*, którą umieszczono w odległości 195 cm przed modelem (rys. 3a). Jednocześnie w dwóch punktach zamocowania modelu cięgna do konstrukcji wagi, siła oporu aerodynamicznego była przejmowana i mierzona przez układ wagi tensometrycznej. Pomiary wykonano przy 12 różnych prędkościach przepływu powietrza w czasie 60 sekund z częstością próbkowania 100 Hz. Zastosowano czujniki tensometryczne typu KM102, które umożliwiają pomiar sił w zakresie od 0 N do 100 N, przy temperaturze od -10°C do 40°C. Cały system pomiarowy był podłączony do rejestratora typu DEWE-801-TR.



Rys. 3. Lokalizacja modelu oblodzonego cięgna, osłon wagi aerodynamicznej i punktu pomiaru prędkości wiatru w czasie badań: a) widok z boku, b) widok z przodu

Umieszczenie wagi aerodynamicznej wraz z jej osłonami w przestrzeni pomiarowej komory aerodynamicznej było przyczyną zmniejszenia przekroju poprzecznego komory, przez który przepływa powietrze, i było przyczyną wzrostu prędkości wiatru działającego na model, a także zmiany poziomego profilu wiatru pomiędzy osłonami na wysokości modelu. W celu uwzględnienia wpływu tego zjawiska na wyniki badań konieczne było wyznaczenie referencyjnej prędkości wiatru $\overline{u}_{ref}$ w niezaburzonym przepływie przed modelem pomiędzy osłonami wagi, którą należało brać pod uwagę przy obliczaniu współczynnika oporu aerodynamicznego C_D. W tym celu wprowadzono definicję współczynnika korekcyjnego prędkości wiatru γ w postaci:

$$\gamma = \frac{\overline{u}_{sr}^{T}}{\overline{u}^{P}} \tag{1}$$

gdzie: $\overline{u}^{P}$ jest średnią prędkością napływającego powietrza w przestrzeni pomiarowej tunelu w niezaburzonym przepływie przed wagą aerodynamiczną, zaś $\overline{u}_{sr}^{T}$ jest średnią prędkością powietrza w przestrzeni pomiędzy osłonami wagi aerodynamicznej w przepływie niezaburzonym przed modelem, uśrednioną wzdłuż poziomej osi modelu.

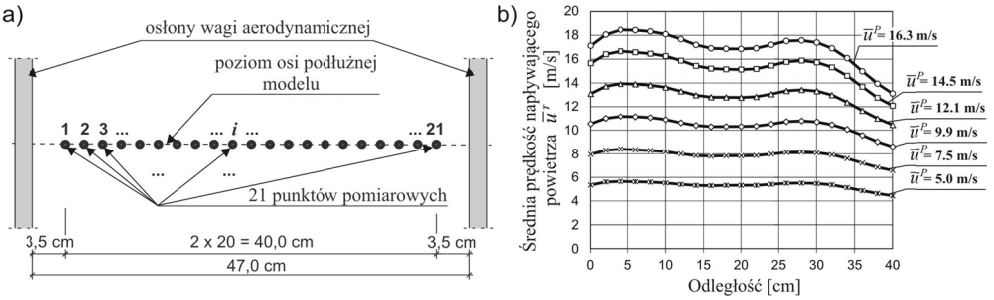
Średnią prędkość napływającego powietrza $\overline{u}_{sr}^{T}$ wyznaczono zgodnie ze wzorem:

$$\overline{u}_{sr}^{T} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \overline{u}_{i}^{T}}{n} \tag{2}$$

gdzie: $\overline{u}_{i}^{T}$ jest średnią prędkością napływającego powietrza w przestrzeni pomiędzy osłonami wagi aerodynamicznej w przepływie niezaburzonym przed modelem, mierzoną w *i*-tym punkcie wzdłuż poziomej osi modelu, zaś *n* jest liczbą punktów, w których dokonano pomiaru prędkości wiatru.

W celu obliczenia współczynnika γ wyznaczono wartości średnich trzydziestosekundowych prędkości napływającego powietrza $\overline{u}^{P}$ i $\overline{u}_{i}^{T}$ na podstawie pomiarów z zastosowaniem jednocześnie dwóch termoanemometrów CTA. Podczas badań jeden z nich znajdował się w stałym położeniu w miejscu rurki *Prandtla*, tj. przed wagą aerodynamiczną, zaś drugi, ruchomy, był umieszczony w przestrzeni pomiędzy osłonami wagi aerodynamicznej kolejno w 21 punktach pomiarowych, rozmieszczonych co 2 cm wzdłuż poziomej osi modelu. Na rysunku 4 przedstawiono lokalizację punktów pomiarowych w przestrzeni

pomiędzy osłonami wagi, a także pomierzone średnie prędkości powietrza $\overline{u}_i^T$ we wszystkich punktach pomiarowych przy 6 różnych prędkościach przepływu $\overline{u}^P$.



Rys. 4. a) Lokalizacja punktów pomiarowych w przestrzeni pomiędzy osłonami wagi aerodynamicznej, b) pomierzone średnie prędkości powietrza $\overline{u}_i^T$ w punktach pomiarowych i odpowiadające im prędkości przepływu $\overline{u}^P$

Wartość współczynnika korekcyjnego γ odpowiadająca średnim prędkościom napływającego powietrza $\overline{u}^P$ w przedziale od 2,4 do 16,3 m/s wyniosła $\gamma \cong 1{,}06$.

W czasie pomiarów siły oporu aerodynamicznego wartość referencyjnej prędkości wiatru $\overline{u}_{ref}$ w niezaburzonym przepływie przed modelem obliczono ze wzoru:

$$\overline{u}_{ref} = \overline{u}^P \cdot \gamma \tag{3}$$

Liczbę *Reynoldsa*, odpowiadającą prędkości $\overline{u}_{ref}$, obliczono zgodnie z następującą zależnością:

$$Re = \frac{\rho \cdot d \cdot \overline{u}_{ref}}{\mu} \tag{4}$$

gdzie:

$$\rho = \frac{P}{R \cdot T} \cdot 100 \tag{5}$$

jest gęstością powietrza, P jest ciśnieniem atmosferycznym powietrza, R = 287 m^2/(s^{2}K) jest stałą gazową, T jest temperaturą powietrza, zaś:

$$\mu = \mu_0 \left(\frac{T}{T_0} \right)^{0.76} \tag{6}$$

jest lepkością dynamiczną powietrza, przy czym $\mu_0 = 17{,}1 \cdot 10^{-6}$ Pa·s i T_0 = 273 K.

W czasie pomiarów siły oporu aerodynamicznego średnia temperatura powietrza wyniosła T = 27°C, zaś ciśnienie atmosferyczne P = 957 hPa. Badania wykonano przy dwunastu różnych prędkościach wiatru $\overline{u}_{ref}$, których wartości mieściły się w przedziale od 3,7 do 18,8 m/s, co odpowiadało wartościom liczby *Reynoldsa* od $2{,}7 \cdot 10^4$ do $13{,}6 \cdot 10^4$. Średnia intensywność turbulencji powietrza w przestrzeni pomiędzy osłonami wagi aerodynamicznej wyniosła 5%.

4. Wyniki badań

Wartość statycznego współczynnika oporu aerodynamicznego C_D obliczono w odniesieniu do powierzchni rzutu modelu na płaszczyznę prostopadłą do kierunku napływającego powietrza i średniej wartości ciśnienia dynamicznego wiatru w niezaburzonym przepływie powietrza przed modelem zgodnie z zależnością:

$$C_D = \frac{F_D}{0{,}5 \cdot \rho \cdot \overline{u}_{ref}^2 \cdot d \cdot l} \tag{7}$$

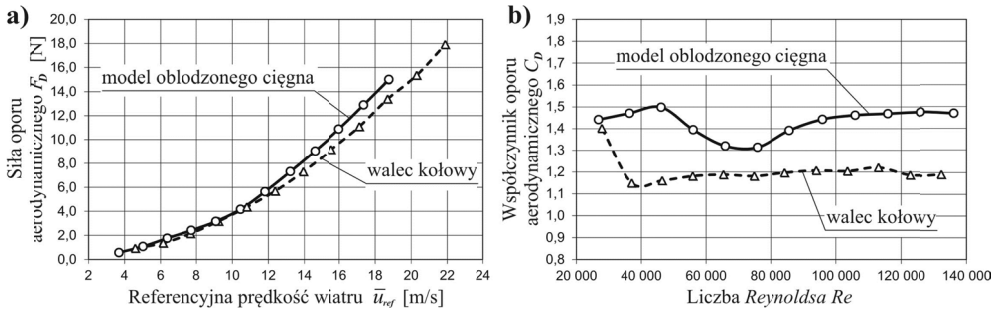
gdzie: F_D jest siłą oporu aerodynamicznego, d = 0,120 m jest wymiarem odniesienia przekroju poprzecznego modelu (rys. 1b), zaś l = 0,435 m jest długością modelu.

W celu weryfikacji przyjętej metodologii badań, opisanej w punkcie 3, wykonano badanie współczynnika oporu aerodynamicznego C_D gładkiego walca kołowego o średnicy d = 0,10 m. Sposób pomiarów był taki sam jak w przypadku modelu oblodzonego cięgna. W wyniku badań stwierdzono, że prawie w całym analizowanym zakresie liczby *Reynoldsa*, tj. od $3{,}7 \cdot 10^4$ do $13{,}2 \cdot 10^4$, wartość współczynnika C_D walca kołowego mieści się w przedziale od 1,15 do 1,22. Jedynie dla $Re = 2{,}8 \cdot 10^4$ wartość współczynnika C_D wyniosła 1,40. Otrzymane wyniki są bardzo zbliżone do wartości podanej w przepisach normowych [10] dla gładkiego przekroju kołowego w analizowanym zakresie liczby *Reynoldsa* i potwierdzają słuszność przyjętej metodologii badań.

W tabeli 1 podano wartości referencyjnej prędkości wiatru $\overline{u}_{ref}$, pomierzonych odpowiadających wartości siły oporu aerodynamicznego F_D, wartości liczby *Reynoldsa Re* i obliczone wartości współczynnika oporu aerodynamicznego C_D modelu oblodzonego cięgna. Na rysunku 5a przedstawiono zależność siły oporu aerodynamicznego F_D od referencyjnej prędkości wiatru $\overline{u}_{ref}$, zaś na rysunku 5b wpływ liczby *Reynoldsa* na wartość współczynnika oporu aerodynamicznego C_D modelu oblodzonego cięgna i walca kołowego.

Tabela 1. Wartości referencyjnej prędkości wiatru $\overline{u}_{ref}$, odpowiadającej siły oporu aerodynamicznego F_D, liczby *Reynoldsa Re* i współczynnika oporu aerodynamicznego C_D modelu oblodzonego cięgna

Referencyjna prędkość wiatru $\overline{u}_{ref}$ [m/s]	3,7	5,0	6,4	7,7	9,1	10,5
Siła oporu aerodynamicznego F_D [N]	0,57	1,07	1,76	2,41	3,16	4,17
Liczba *Reynoldsa Re* $\cdot 10^4$	2,67	3,64	4,61	5,60	6,59	7,59
Współczynnik oporu aerodynamicznego C_D	**1,44**	**1,47**	**1,50**	**1,40**	**1,32**	**1,31**
Referencyjna prędkość wiatru $\overline{u}_{ref}$ [m/s]	11,8	13,2	14,6	16,0	17,4	18,8
Siła oporu aerodynamicznego F_D [N]	5,63	7,31	9,04	10,87	12,90	15,00
Liczba *Reynoldsa Re* $\cdot 10^4$	8,57	9,59	10,60	11,60	12,60	13,62
Współczynnik oporu aerodynamicznego C_D	**1,39**	**1,44**	**1,46**	**1,47**	**1,48**	**1,47**



Rys. 5. a) Zależność siły oporu aerodynamicznego F_D od referencyjnej prędkości wiatru $\overline{u}_{ref}$ i b) wpływ liczby *Reynoldsa* na wartość współczynnika oporu aerodynamicznego C_D modelu oblodzonego cięgna i walca kołowego

5. Podsumowanie i wnioski

a) Badania doświadczalne statycznego współczynnika oporu aerodynamicznego oblodzonego cięgna mostu podwieszonego wykonano dla nieruchomego modelu sekcyjnego oblodzonego cięgna w zakresie liczby *Reynoldsa* od $2{,}7 \cdot 10^4$ do $13{,}6 \cdot 10^4$. Rzeczywiste oblodzenie modelu cięgna o osi nachylonej pod kątem 30° do płaszczyzny poziomej uzyskano w komorze klimatycznej tunelu aerodynamicznego.

b) W wyniku oblodzenia otrzymano niesymetryczny i nieregularny przekrój poprzeczny modelu o zaokrąglonych krawędziach. Opływ ciała w takim przypadku jest niesymetryczny względem napływającego powietrza i występuje niesymetryczny rozkład ciśnienia wiatru na jego powierzchni.

c) Obliczone wartości współczynnika oporu aerodynamicznego C_D zależą od wartości liczby *Reynoldsa*. Dla liczby *Reynoldsa* w zakresie od $2{,}7 \cdot 10^4$ do $4{,}6 \cdot 10^4$ wartości współczynnika C_D narastają od 1,44 do 1,50. W zakresie *Re* od $4{,}6 \cdot 10^4$ do $7{,}6 \cdot 10^4$ stwierdzono spadek wartości współczynnika C_D do wartości 1,31, zaś w zakresie *Re* od $7{,}6 \cdot 10^4$ do $10{,}6 \cdot 10^4$ wzrost jego wartości do 1,46. W zakresie *Re* od $10{,}6 \cdot 10^4$ do $18{,}8 \cdot 10^4$ współczynnik C_D zmienia się nieznacznie w przedziale od 1,46 do 1,48.

d) Wartości współczynnika oporu aerodynamicznego C_D oblodzonego modelu cięgna są większe od około 10% do 25% od normowej wartości dla przekroju kołowego $C_D = 1{,}2$ [10] w analizowanym zakresie liczby *Reynoldsa*.

e) Do analizy odpowiedzi oblodzonych cięgien mostów podwieszonych na działanie wiatru w kierunku napływającego powietrza należy przyjmować wartości współczynnika oporu aerodynamicznego wyznaczone na podstawie badań doświadczalnych.

Podziękowania

Badania zrealizowano w ramach projektu nr LO1219 ze środków programu nr 1 zrównoważonego rozwoju, finansowanego przez Ministerstwo Szkolnictwa, Młodzieży i Sportu Republiki Czeskiej i częściowo dzięki wsparciu z projektu nr FR-TI3/654 Ministerstwa Przemysłu i Handlu Republiki Czeskiej. Marcin Tatara jest stypendystą programu „*Stypendia doktoranckie – inwestycja w kadrę naukową województwa opolskiego II*" współfinansowanego ze środków Unii Europejskiej w ramach Europejskiego Funduszu Społecznego.

Literatura

1. Flaga A., 2008. Inżynieria wiatrowa. Arkady Warszawa.
2. Flaga A., 2011. Mosty dla pieszych. WKŁ Warszawa.
3. Zdero R., Turan O.F., 2010. The effect of surface strands, angle of attack, and ice accretion on the flow field around electrical power cables. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 98, 672-678.
4. Gurung C.B, Yamaguchi H., Yukino T., 2002. Identification of large amplitude wind-induced vibration of ice accreted transmission lines based on field observed data. Engineering Structures 24, 179-188.
5. Gjelstrup H., Georgakis Ch.T., Larsen A., 2012. An evaluation of iced bridge hanger vibrations through wind tunnel testing and quasi-steady theory. Wind and Structures 15(5), 385-407.
6. Demartino C., Koss H., Ricciardelli F., 2013. Experimental study of the effect of icing on the aerodynamics of circular cylinders – Part I: Cross flow. Proc. of the 6th European and African Wind Engineering Conference, 7-11 July, Robinson College, Cambridge, UK, CD-ROM.
7. Koss H., Lund M.S.M., 2013. Experimental investigation of aerodynamic instability of iced bridge cable sections. Proc. of the 6th European and African Wind Engineering Conference, 7-11 July, Robinson College, Cambridge, UK, CD-ROM.
8. Demartino C., Koss H.H., Georgakis C.T., Ricciardelli F., 2015. Effects of ice accretion on the aerodynamics of bridge cables. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 138, 98-119.
9. Górski P., Pospišil S., Kuznetsov S., Tatara M., Marušić A. 2014. Badania modelowe liczby Strouhala oblodzonego cięgna mostu podwieszonego. Budownictwo i Architektura 13(2), 201-208.
10. Eurocode 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania wiatru. ICS 91.010.30, PN-EN 1991-1-4:2007.

Model investigations of the aerodynamic drag coefficient of an iced cable in a cable-stayed bridge

Piotr Górski[1], Stanislav Pospišil[2], Sergej Kuznetsov[3], Marcin Tatara[4]

[1,4] Faculty of Civil Engineering, Opole University of Technology,
e-mail: p.gorski@po.opole.pl, m.tatara@po.opole.pl
[2,3] Institute of Theoretical and Applied Mechanics, Academy of Sciences of the Czech Republik,
e-mail: pospisil@itam.cas.cz, kuznetsov@itam.cas.cz

Abstract: The paper presents the method and results of wind tunnel investigations of the static aerodynamic drag coefficient of a stationary iced cable model in a cable-stayed bridge. The investigations have been performed in a Climatic Wind Tunnel Laboratory of the Czech Academy of Sciences in Telc. The experimental icing of the inclined cable model in the climatic chamber of the laboratory has been performed. The shape of the iced model has been registered with the numerical photogrammetry method. For the aerodynamic tunnel investigations the new iced cable model has been prepared using 3D printing method. The aerodynamic drag coefficient has been determined based on the effective wind aerodynamic force measured with aerodynamic balance. The investigations have been conducted within the range of the *Reynolds* number between $2.7 \cdot 10^4$ and $13.6 \cdot 10^4$ with the mean turbulence intensity of about 5%. It has been proved that the aerodynamic drag coefficient of the iced cable model is higher than in the case of a circular smooth cylinder. The obtained results could constitute the basis to formulate the mathematical description of the effective wind load acting on the iced cables of cable-supported bridges.

Keywords: aerodynamic, icing, cable, aerodynamic drag coefficient

Sztywność ściskanych prętów pryzmatycznych w zakresie dokrytycznym

Szymon Imiełowski

Wydział Inżynierii Środowiska, Politechnika Warszawska,
e-mail: szymon.imielowski@is.pw.edu.pl

Streszczenie: Tematem pracy jest analiza sztywności ściskanych prętów pryzmatycznych w zakresie dokrytycznym. Rozważany jest model, w którym uwzględniono dwa etapy procesu obciążania. Początkowo oś pręta ulega skróceniu, przy zachowaniu postaci prostoliniowej sztywność pręta ściskanego jest sztywnością materiału, opisaną modułem Younga. W drugim etapie obciążania pręt ulega wyboczeniu, występuje złożony stan naprężenia, zginanie ze ściskaniem, do opisu użyto pojęcia sztywności w kierunku działającego obciążenia. Przejście układu z postaci prostoliniowej do postaci krzywoliniowej pojawia się przy obciążeniu mniejszym niż eulerowska siła krytyczna i nie jest związane ze zmianą sztywności kierunkowej. Jest spowodowane zmianą modu deformacji pręta, odkształcenie wzdłużne przechodzi w ugięcie pręta. Zwrócono uwagę na fakt, że powodem tej zmiany może być znaczny wzrost sztywności wzdłużnej pręta. W pracy przedstawiono wyniki badań eksperymentalnych wyboczenia obustronnie utwierdzonych prętów metalowych, które przeprowadzono w szerokim zakresie smukłości prętów. Szczególną uwagę zwrócono na analizę deformacji w kolejnych etapach obciążania.

Słowa kluczowe: wyboczenie prętów pryzmatycznych, stateczność prętów, sztywność konstrukcji, sztywność kierunkowa

1. Wprowadzenie

Naprężenie krytyczne ściskanych prętów pryzmatycznych jest odwrotnie proporcjonalnie od kwadratu smukłości i wprost proporcjonalnie od modułu wyboczeniowego E_k^*, opisującego cechy materiału:

$$\sigma_k = E_k^* \frac{\pi^2}{\lambda^2} \tag{1}$$

gdzie: σ_k – naprężenie krytyczne oraz λ – smukłość pręta. W zakresie wyboczenia sprężystego E_k^* jest zazwyczaj uwzględniany jako moduł Younga, natomiast w przypadku wyboczenia niesprężystego moduł opisuje cechy materiału sprężysto-plastycznego. Definicja modułu wyboczeniowego zależy od przyjętego modelu niesprężystego wyboczenia [1, 2].

W przypadku nieskończenie małych zmian odkształceń wzdłużnych $\Delta\varepsilon$ możliwe jest uwzględnienie stałej wartości modułu $E_k^* = \lim_{\Delta\varepsilon \to 0} \Delta\sigma / \Delta\varepsilon$, będącego aktualną wartością modułu stycznego. Wzór (1) można interpretować jako $\sigma_k = E_k^* \, \varepsilon_k$, w którym odkształcenie krytyczne ε_k, w pręcie obciążonym siłą krytyczną, jest wyrażone wzorem:

$$\varepsilon_k = \frac{\pi^2}{\lambda^2} \tag{2}$$

W pracy [3] opisano eksperyment, na postawie którego zweryfikowano powyższy związek.

W zakresie odkształceń sprężystych wzór na siłę krytyczną i odkształcenie krytyczne ma postać zaproponowaną przez Eulera:

$$P_k = \pi^2 \frac{EJ}{l^2} = \pi^2 \frac{EA}{\lambda^2}, \qquad \sigma_k = E\frac{\pi^2}{\lambda^2} = E\varepsilon_k \tag{3}$$

W modelu Eulera pręt zachowuje postać prostoliniową aż do momentu, gdy obciążenie osiągnie wartość siły krytycznej. Jedynym odkształceniem jest skrócenie osi pręta. W tym przypadku moduł Younga jest odpowiednią miarą sztywności pręta. Jednakże badania eksperymentalne pokazują, że już w zakresie dokrytycznym występuje ugięcie pręta. W literaturze fakt ten jest najczęściej tłumaczony obecnością nieuniknionych imperfekcji materiałowych lub geometrycznych. Obserwowane doświadczalne ugięcie pręta już w zakresie dokrytycznym stanowi jedno z założeń do analizy zamieszczonej w niniejszej pracy. W wyboczonym pręcie występuje złożony stan naprężenia – ściskanie ze zginaniem. O ile moduł Younga jest parametrem opisującym sztywność materiałową i charakteryzuje sztywność postaci prostoliniowej pręta, to w przypadku pręta wyboczonego lepszą charakterystyką jest sztywność pręta w kierunku działającej siły, definiowana jako siła potrzebną do jednostkowego przemieszczenia na kierunku działającego obciążenia. W literaturze jest określana jako sztywność kierunkowa [4].

W pracy [5] przedstawiono wyniki badań stateczności prętów smukłych, dla których naprężenie krytyczne nie przekracza granicy proporcjonalności. Autor wprowadził pojęcie modułu wyboczeniowego, który opisuje sztywność postaci ugiętej pręta. W pracy rozdzielono dwa etapy obciążania pręta, związane z zachowaniem równowagi statecznej pręta; początkowo pręt zachowuje postać prostoliniową, po czym następuje jego ugięcie. Pręt zachowuje stateczną ugiętą postać aż do momentu, gdy obciążenie osiągnie wartość siły eulerowskiej. W drugim etapie obciążania pręt zachowuje się jak nieściśliwy, a jedynym możliwym odkształceniem jest ugięcie osi. Autor rozważa model, w którym przejście od postaci prostoliniowej do postaci krzywoliniowej wynika z wyczerpania nośności postaci prostoliniowej.

W pracy [6] zwrócono uwagę na fakt, że model uwzględniający rozdzielenie modów deformacji można zastosować również do opisu wyboczenia prętów krępych. Stwierdzono, że również w przypadku wyboczenia niesprężystego pręt początkowo zachowuje postać prostoliniową, a ugięcie pręta pojawia się jeszcze w zakresie odkształceń sprężystych. Odkształcenia niesprężyste ujawniają się dopiero w pręcie już ugiętym.

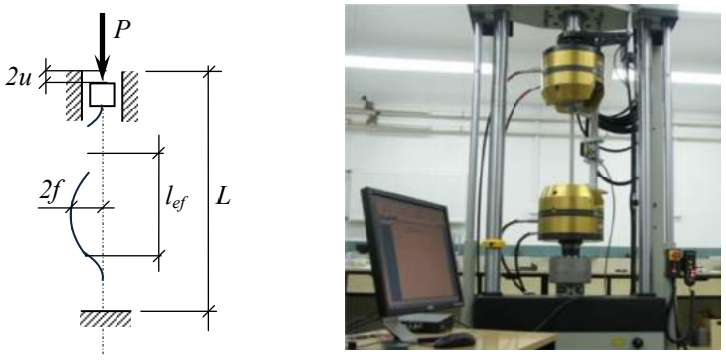
Tematem niniejszej pracy jest analiza sztywności pręta w zakresie dokrytycznym. Badania dotyczą przedstawionego powyżej modelu, w którym przejście od postaci prostoliniowej do postaci ugiętej jest związane ze zmianą modu odkształceń. Odkształcenia giętne pojawiają się wtedy, gdy wyczerpuje się zdolność pręta do przenoszenia odkształceń wzdłużnych. W momencie pojawienia się pierwszych ugięć pręt zachowuje się jakby był wykonany z materiału nieściśliwego. Od tego momentu jedynym odkształceniem jest ugięcie osi pręta. Ze względu na fakt, że po pojawieniu się pierwszych ugięć nie występuje odkształcenie wzdłużne pręta, poddano weryfikacji hipotezę, mówiącą o tym, że opisane zależnością (2) skrócenie krytyczne jest końcowym skróceniem względnym pierwszego etapu obciążania pręta i wystąpi w momencie wyczerpania zdolności pręta do odkształceń wzdłużnych. Tę tezę zweryfikowano na podstawie wyników badań doświadczalnych ściskanych prętów pryzmatycznych, aluminiowych i stalowych o przekroju prostokątnym. Badania przeprowadzone w Laboratoriach Zakładów Wytrzymałości Materiałów IPPT PAN [7] oraz

Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Warszawskiej [8] były dotychczas analizowane pod względem nośności prętów w zakresie dokrytycznym i pokrytycznym. W niniejszej pracy analizę rozszerzono o weryfikację wyżej opisanego modelu wyboczenia.

2. Opis stanowiska badawczego

Eksperyment przeprowadzono z wykorzystaniem maszyn wytrzymałościowych MTS 810 [7] oraz Instron 8802 [8]. W obydwu przypadkach zakres pomiarowy maszyny wynosił 250 kN, dokładność pomiaru siły 1 kN oraz dokładność pomiaru przemieszczenia głowic 0,05 mm. W obu przypadkach stanowisko badawcze składało się z maszyny wytrzymałościowej oraz specjalnego oprzyrządowania umożliwiającego pomiar ugięcia zawsze w połowie długości próbki ściskanej. Pomiar ugięcia wykonano z wykorzystaniem precyzyjnego dalmierza optycznego. Ściskane próbki były montowane w szczękach maszyny w taki sposób, żeby odpowiadało to pełnemu utwierdzeniu. Dokładny opis stanowisk badawczych zamieszczono w pracach [7, 8].

W obliczeniach uwzględniono schemat pręta swobodnie podpartego o długości efektywnej l_{ef} równej połowie odległości L pomiędzy szczękami głowicy maszyny wytrzymałościowej, który dla potrzeb pracy nazwano prętem obliczeniowym. Na rysunku 1 przedstawiono schemat statyczny pręta z zaznaczeniem podstawowych wymiarów pręta swobodnie podpartego: długości efektywnej l_{ef} , zbliżenia końców u oraz strzałki ugięcia f , jak również widok stanowiska badawczego. Pomierzone w eksperymencie wartości ugięcia $f^*=2f$ i przemieszczenia głowicy $u^*=2u$ dotyczą schematu pręta obustronnie utwierdzonego i stanowią podwojone wartości uwzględniane w obliczeniach schematu pręta obliczeniowego, co wyjaśniono na rysunku 1.



Rys. 1. Schemat statyczny pręta – widok stanowiska badawczego [8]

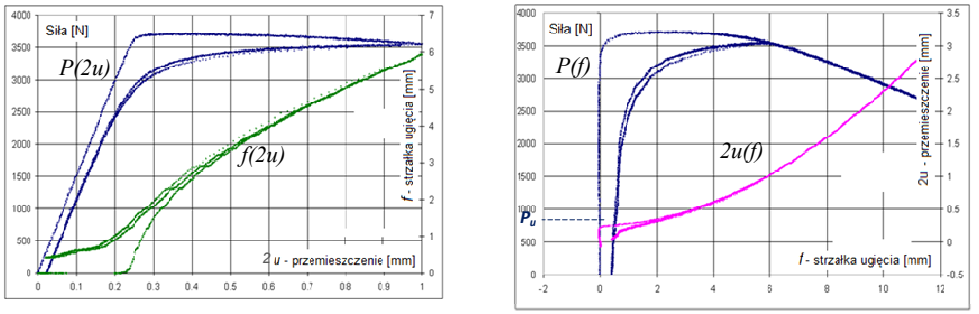
3. Wyniki badań doświadczalnych

Wyniki pomiarów posłużyły do sporządzenia następujących wykresów pręta obliczeniowego o długości l_{ef} : obciążenia w funkcji zbliżenia końców pręta, obciążenia w funkcji strzałki ugięcia oraz wykresów zależności zbliżenia końców i strzałki ugięcia. Przykładowe wykresy dla pręta o smukłości l_{ef} = 141,4 przedstawiono na rys. 2. W pracach [7] i [8] zinterpretowano zbliżenie końców pręta obliczeniowego u jako pomierzone przemieszczenie głowicy. Faktycznie w eksperymencie wynosi ono $2u$. Nie miało to wpływu na wyniki zamieszczonej tam analizy jednak uniemożliwia przeprowadzenie prawidłowej analizy odkształceń. Na rysunku 2 zaznaczono prawidłowe wartości argumentów i funkcji: linią niebieską wykresy $P=P(2u)$ i $P=P(f)$, linią zieloną wykres $f=f(2u)$ oraz linią czerwoną wykres $2u=2u(f)$.

Na wykresach można zlokalizować punkt, w którym następuje przejście od postaci prostoliniowej do postaci ugiętej pręta. W tym przypadku przejście ma miejsce dla obciążenia P = 739 N, dla którego pomierzona wartość skrócenia osi pręta wynosi u_k = 0,115 mm, co odpowiada odkształceniu $\varepsilon_k = u/L$ = 0,05%.

W tabeli 1 zestawiono wybrane wyniki pomiarów i obliczeń dla prętów aluminiowych o dużych smukłościach, $\lambda_{ef} = l_{ef}/i$, gdzie i jest promieniem bezwładności przekroju, dla których siła krytyczna występuje w zakresie sprężystym. Zapisane w tabeli pomierzone skrócenie u_k odpowiada obciążeniu, przy którym pojawia się pierwsze ugięcie pręta. Do obliczenia odkształcenia krytycznego ε_k, zapisanego w kolumnie 4, wykorzystano wzór (2). Odkształcenie krytyczne zapisane w kolumnie 6 jest ilorazem pomierzonych wielkości u_k i l_{ef}.

Wyniki pomiarów i obliczeń analizowanych prętów potwierdzają słuszność założenia, według którego odkształcenie krytyczne określone wzorem (2) występuje w momencie przejścia pręta z postaci prostoliniowej do ugiętej. Ma to miejsce już na poziomie obciążenia znacznie niższym od eulerowskiej siły krytycznej.



Rys. 2. Wykresy *P(2u)*, *P(f)* oraz *2u(f)*, *f(2u)* dla pręta aluminiowego o przekroju prostokątnym 6 x 20 mm, długości $L_{ef} \cong 24{,}0$ cm. Smukłość pręta $\lambda_{ef} \cong 141{,}4$. Pomierzona siła krytyczna P_E = 3 670 N. Naprężenie krytyczne σ_E = 31,2 MPa

Tabela 1. Zestawienie charakterystyk geometrycznych prętów

Lp.	Smukłość efektywna λ_{ef}	Długość efektywna l_{ef}	$\varepsilon_k = \dfrac{\pi^2}{\lambda_{ef}^2}$	u_k (pomierzone)	$\varepsilon_k = \dfrac{u_k}{l_{ef}}$
	[-]	[mm]	[%]	[mm]	[%]
1	2	3	4	5	6
1	235,6	400,0	0,0178	0,07	0,0170
2	141,4	240,0	0,0494	0,12	0,0500
3	101,3	172,0	0,0096	0,17	0,0099

4. Sztywność pręta w zakresie dokrytycznym

Wyniki badań eksperymentalnych potwierdziły hipotezę, wg której ugiecie pręta ściskanego następuje po etapie obciążania, w którym oś pręta ulega skróceniu przy zachowaniu postaci prostoliniowej. Ugięcie pręta pojawia się, gdy skrócenie pręta osiąga wartość krytyczną, opisaną wzorem (2), wynikającym bezpośrednio ze wzoru Eulera. Ma to miejsce przy obciążeniu siłą o wartości P=P_u znacznie niższą od eulerowskiej siły krytycznej, $P_u < P_k$. Wyniki obliczeń zestawione w tabeli 1 potwierdzają, że rzeczywiste skrócenie postaci prostolinowej pręta jest opisane wzorem (2), tzn. jest odwrotnie proporcjonalnie do jego smukłości i jest maksymalnym skróceniem postaci prostoliniowej pręta.

Na wykresach przedstawionych na rysunku 2 widać, że na początku procesu obciążania przemieszczenie głowicy *2 u*, a więc i zbliżenie końców pręta obliczeniowego *u* następuje przy zerowej wartości strzałki ugięcia *f*. Całkowitym odkształceniem pręta jest więc skrócenie osi pręta przy zachowaniu postaci prostoliniowej. Obciążanie pręta w zakresie sił $P_u < P < P_k$ powoduje, że głowica maszyny wytrzymałościowej praktycznie nie zmienia swojego położenia. Styczna do wykresu 2 *u=2 u(f)* jest w przybliżeniu pozioma. Wzrost siły powoduje zwiększenie strzałki ugięcia *f* oraz pomijalne przemieszczenie *u*. Dominującym odkształceniem jest ugięcie osi pręta. Istotny wzrost przemieszczenia *u* obserwuje się dopiero w fazie pokrytycznej.

Na podstawie przedstawionej analizy wykresów można wysnuć wniosek o znacznym wzroście sztywności wzdłużnej pręta, który ma miejsce przy obciążeniu $P=P_u$ i który jest bezpośrednim powodem przejścia z postaci prostoliniowej do postaci ugiętej.

Model wyboczenia pręta uwzględniający rozdzielenie modów odkształceń pręta ściskanego stanowi niestandardowe ujęcie problemu stateczności pręta pryzmatycznego. Opisywany model pozwala na wyznaczenie dokładnej wartości obciążenia, przy którym pojawia się wyboczenie. Wyboczenie jest niezależne od obecności imperfekcji materiałowych czy geometrycznych.

Należy zwrócić uwagę na fakt, że zmiana modu deformacji nie jest związana ze zmianą sztywności pręta w kierunku działającego obciążenia, definiowanej jako siły potrzebnej do jednostkowego przemieszczenia na kierunku przemieszczenia *u*. Definicję sztywności kierunkowej podano m.in. w [4]. W punkcie odpowiadającym obciążeniu $P=P_u$, nie ma załamania krzywej wykresu *P=P(2u)*. Nachylenie wykresu *P=P(2 u)*, stałe w prawie całym zakresie obciążeń dokrytycznych, określa sztywność w kierunku podłużnym pręta. Obniżenie sztywności następuje dopiero bezpośrednio przed osiągnięciem przez obciążenie wartości krytycznej, wtedy kąt nachylenia stycznej do krzywej gwałtownie maleje. Efekt zmiany modu deformacji nie jest widoczny również na wykresie *P=P(f)*. Dopiero precyzyjny pomiar odkształceń i analiza wykresów 2 *u = 2 u(f)* oraz *f = f(2 u)* umożliwił analizę i określenie obciążenia, przy którym następuje rozdzielenie modów deformacji.

Literatura

1. Jones R.M., 2006. Buckling of Bars, Plates and Shells. Bull Ridge Publising Blackburg, Virginia.
2. Timoshenko S., Gere J.M., 1963. Teoria stateczności sprężystej. Arkady Warszawa.
3. Broszko M., 1955. O niesprężystym wyboczeniu prętów pryzmatycznych. Archiwum Mechaniki Stosowanej VII(1), Warszawa, 24-33.
4. Wallerstein D.V., 2002. Variational Approach to Structural Analysis. John Wiley and Sons.
5. Odorowicz J., 2001. Badania doświadczalne nad statecznością prętów pryzmatycznych o bardzo dużych smukłościach przy eulerowskich obciążeniach krytycznych. Prace Naukowe Budownictwo, z. 138, Oficyna Wydawnicza PW Warszawa, 29-74.
6. Imiełowski Sz., Ajdukiewicz C., Glinicka A., 2012. Badania eksperymentalne stateczności ściskanych stalowych pasm płytowych. Analiza nośności i odkształceń pasm. Technika Transportu Szynowego 9, 3203-3208.
7. Ziółkowski A., Imiełowski Sz., 2011. Buckling and Post-buckling Behaviour of Prismatic Aluminium Columns Submitted to a Series of Compressive Loads. Experimental Mechanics, 51,1335-1345.
8. Imiełowski Sz., Ajdukiewicz C., Glinicka A., 2011. Analiza eksperymentalna zachowań pokrytycznych na przykładzie ściskanych kolumn metalowych. Logistyka 3, 943-948.

The stiffness of compressed prismatic bars in the pre-critical phase

Szymon Imiełowski

Faculty of Environmental Engineering, Warsaw University of Technology,
e-mail: szymon.imielowski@is.pw.edu.pl

Abstract: The analysis of prismatic bars compressive stiffness in the pre-critical phase is considered in this article. A model of compression consisting of two separated loading stages is taken into account. Initially, the straight axis of the rod shortens, and the strut stiffness can be described by material rigidity using e.g. Young's modulus. The deflection occurrence reveals in the complex stress state, the rod is compressed and bent simultaneously so the rod stiffness cannot be considered as material stiffness. At that stage the directional stiffness is used for the strut rigidity description. The transition from the straight to a curved form appears for loading less than Euler's critical force. The variation of the directional rod stiffness has not been observed whereas the variation of the rod longitudinal stiffness is possible. The paper presents the results of experimental study on stability of metal rods, in which buckling of the both ends fixed bars in a wide range of slenderness has been examined. During the experiment special attention has been paid to strain measurements.

Keywords: buckling of prismatic bars, stability of columns, structural stiffness, directional stiffness

Efektywne wzmocnienie istniejącej konstrukcji stropu spowodowane bardzo dużym zwiększeniem obciążenia użytkowego

Tomasz Janiak, Adam Podhorecki

Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,
Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy,
e-mail: tomaszj@utp.edu.pl, podhorec@utp.edu.pl

Streszczenie: W pracy omówiono przypadek wzmocnienia konstrukcji budynku w związku z 3,2-krotnym zwiększeniem obciążeń użytkowych stropu nad piwnicą. Nietypowość przyjętego rozwiązania polegała na wprowadzeniu dodatkowej konstrukcji podpierającej wielokanałowe płyty stropowe w połowie rozpiętości, a następnie rozcięciu tych płyt wzdłuż nowych podpór.

Słowa kluczowe: konstrukcja, strop, żelbet, wzmacnianie

1. Wstęp

Potrzebę wzmacniania każdej konstrukcji, w tym także żelbetowej, mogą powodować następujące główne przyczyny [1]:

- obniżenie nośności wskutek długotrwałej eksploatacji w agresywnie oddziałującym środowisku,
- obniżenie nośności konstrukcji wskutek uszkodzeń tej konstrukcji,
- zwiększenie obciążeń użytkowych.

Wzmocnienia konstrukcji przeprowadza się dwoma głównymi sposobami: zmieniając schemat statyczny lub zwiększając przekrój poprzeczny.

Można powiedzieć też, że konstrukcje budowlane należy wzmacniać, gdy ich nośność, sztywność lub oba te parametry jednocześnie są niewystarczające do przeniesienia działających na nie oddziaływań. Takie sytuacje występują zazwyczaj w przypadku zmiany sposobu użytkowania budynków, mogą też wynikać z błędów projektowych lub wykonawczych, a także ze zmniejszania się nośności konstrukcji wraz z upływem czasu. Rozwiązując powstały problem należy mieć na względzie aspekty stanu technicznego betonu, rachunku ekonomicznego oraz inne uwarunkowania, np. dotyczące stref specjalnie chronionych (ochrona środowiska, zabytki) [2].

W przedstawionym przypadku potrzeba wzmocnienia wyniknęła z bardzo dużego, 3,2-krotnego, wzrostu obciążenia użytkowego stropu. Istniejąca konstrukcja nie miała zapasów nośności umożliwiających przeniesienie takich zwiększonych obciążeń. Autorzy opracowali projekt wzmocnienia przedmiotowego obiektu. Pewne uwarunkowania związane ze wzmocnieniem, sposób wzmocnienia i wybrane elementy technologii jego wykonania zostały omówione poniżej.

2. Charakterystyka konstrukcji budynku przed wzmocnieniem

Przedmiotowy obiekt to pawilon handlowy. Został on wzniesiony w ramach budowy zespołu trzech budynków usługowo-handlowych oraz przebudowy i nadbudowy trzech

istniejących kamienic. W rzucie budynek miał kształt częściowo nieregularny, wpisany w prostokąt o wymiarach ok. 55,0 × 23,0 m. Został on wkomponowany między dwa istniejące obiekty – kamienicę mieszkalną z funkcjami usługowymi oraz inny budynek handlowy. Obiekt składał się z dwóch kondygnacji naziemnych, na których realizowana była jego funkcja handlowa, oraz z piwnicy, gdzie zlokalizowano garaż. Poziomy posadzek na poszczególnych kondygnacjach były następujące: -3,26 w piwnicy, ±0,00 na parterze oraz +4,96 na piętrze. Najwyższy punkt połaci dachowej leżał na poziomie +12,89 m.

Zasadniczą konstrukcję budynku stanowił monolityczny, żelbetowy szkielet składający się ze słupów i rygli. Na ryglach opierały się płyty stropowe. Dach budynku był jednospadowy o spadku wynoszącym 4°. Konstrukcję nośną dachu stanowiły oparte na słupach żelbetowych dźwigary kratowe, do których przymocowana była blacha trapezowa. Słupy żelbetowe wewnętrzne podpierały stropy poszczególnych kondygnacji i kończyły się pod stropem piętra, natomiast słupy zewnętrzne były wyższe, gdyż ich zadaniem było również podparcie wiązarów dachowych. Słupy miały kwadratowe przekroje poprzeczne o długości boków wynoszącej 45,0 cm. Stropy wykonano ze sprężanych płyt wielokanałowych typu Spiroll o wysokości 26,5 cm. Płyty opierały się na żelbetowych podciągach i ścianach zewnętrznych piwnic. W pasmach wzdłuż głównych osi konstrukcyjnych prostopadłych do podciągów płyty Spiroll były rozsunięte, a w miejscach rozsunięć wykonano żelbetowe belki o wymiarach b × h = 55,0 × 26,5 cm (mieściły się one w grubości płyt stropowych). Belki były monolitycznie połączone z ramami żelbetowymi, a ich zadaniem było zapobieżenie przesuwaniom się ram względem siebie oraz zwiększenie przestrzennej sztywności konstrukcji. Rozstaw podciągów wynosił 9,60 m, a podstawowa odległość między słupami je podpierającymi, to 7,00 m. Podciągi miały w przęsłach przekroje prostokątne o stałej wysokości, a w strefach przypodporowych (w pobliżu słupów, na odcinkach ok. 1,15 m) ich wysokość wzrastała liniowo. Wymiary przekrojów poprzecznych podciągów wynosiły 45,0 × 60,0 cm w przęsłach i 45,0 × 90,0 cm przy słupach. Widok głównej konstrukcji nośnej budynku w poziomie piwnicy przedstawia Fot. 1.

Fot. 1. Widok konstrukcji nośnej w piwnicy budynku (słupów, rygli i płyt stropowych) przed wzmocnieniem

Ze względu na niekorzystne warunki gruntowe zastosowano posadowienie budynku na palach. Poniżej posadzki piwnicy, pod którą zalegały nienośne warstwy gruntu, wprowadzono żelbetowy ruszt pełniący jednocześnie rolę oczepu. Ruszt wsparty był na palach

i stanowił podparcie dla żelbetowej płyty nośnej posadzki w piwnicy. Węzły rusztu znajdowały się pod słupami i te właśnie miejsca były podparte grupami pali.

Poza opisanymi powyżej elementami głównej konstrukcji obiektu występowały w nim również klatki schodowe i szyb windowy. Ich zadaniem było przenoszenie obciążeń ze stropów oraz zwiększenie przestrzennej sztywności obiektu. Ściany zewnętrzne wykonane były jako osłonowe z płyt warstwowych mocowanych do konstrukcji stalowej lub jako wypełniające, murowane z cegły wapienno-piaskowej i ocieplone styropianem.

Budynek był zaprojektowany na obciążenie użytkowe stropów międzykondygnacyjnych o wartości 5,0 kN/m^2. W momencie podjęcia decyzji o zwiększeniu tego obciążenia obiekt był w trakcie budowy – znajdował się w stanie surowym.

3. Opis sposobu wzmocnienia konstrukcji

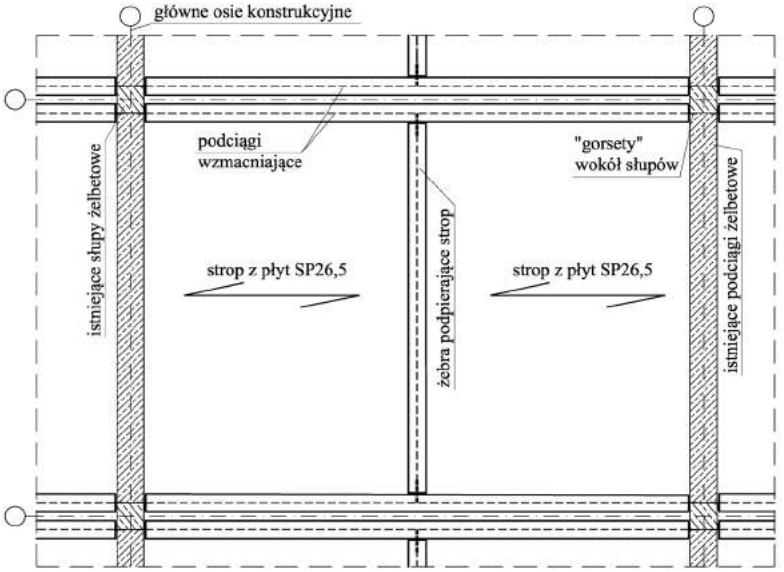
Zwiększenie wartości obciążenia użytkowego dotyczyło stropu nad zlokalizowanym w piwnicy parkingiem. Zmiana wartości obciążenia użytkowego z 5,0 kN/m^2 do 16,0 kN/m^2 oznaczała aż 3,2-krotny wzrost. Uwzględniając kombinację charakterystyczną obciążeń stałych i użytkowych odnotowano wzrost obciążeń 1,96-krotny, a w przypadku kombinacji obliczeniowej – wzrost 1,91-krotny. Wykonane sprawdzające obliczenia statyczno-wytrzymałościowe wykazały, że dla nowego układu obciążeń niewystarczającą nośność miały płyty wielokanałowe i podciągi stropu nad piwnicą oraz słupy poniżej tego stropu. Sprawdzenie nośności posadowienia wykazało, że fundamenty były w stanie przenieść zwiększone obciążenia.

Pierwsza rozważana koncepcja wzmocnienia budynku polegała na wzmocnieniu poszczególnych niewystarczająco nośnych elementów konstrukcyjnych. Wzmocnienie to mogłoby polegać na podklejeniu do elementów żelbetowych taśm węglowych lub dodaniu elementów stalowych współpracujących z konstrukcją o zbyt małej nośności. Koncepcja ta, choć najbardziej oczywista, została odrzucona z następujących powodów:

A. Płyty stropowe miały zbyt małą nośność na zginanie przekrojów przęsłowych oraz na ścinanie przekrojów przypodporowych. Na podstawie wytycznych projektowania stropów z płyt sprężonych [3] określono, że nowe obciążenia spowodowałyby przeciążenie płyt o ponad 60%. Taki niedobór nośności w praktyce uniemożliwia wykonanie wzmocnienia poprzez podklejenie taśm węglowych. Poza tym podklejanie taśm zwiększa nośność płyt stropowych wyłącznie na zginanie. Niedobór nośności na ścinanie przekrojów przypodporowych musiałaby być zrekompensowana w inny sposób. Jedną z możliwości wzmocnienia płyt wielokanałowych na ścinanie jest rozkucie kanałów od góry, a następnie ich zabetonowanie. Przy zapewnieniu odpowiedniego połączenia betonu wypełniającego z betonem płyt stropowych zaczynają one pracować w sposób zbliżony do płyt pełnych. Minusem takiego rozwiązania jest jednak zwiększenie ciężaru własnego konstrukcji.
B. Podciągi żelbetowe stanowiły najniżej położone elementy stropów, poza tym ich dolne powierzchnie w strefach przysłupowych się obniżały. Z racji tych obniżeń wysokość liczona od dołu podciągów do posadzki w piwnicy mieściła się w zakresie od 1,91 do 2,22 m. W praktyce uniemożliwiało to wykonanie wzmocnień w najprostszy sposób – w postaci profili stalowych umieszczonych pod podciągami (elementy wzmacniające zbyt mocno ograniczałyby wysokość piwnicy). Wzmocnienia należałoby wykonywać poprzez wprowadzanie prętów wzmacniających po obu stronach podciągów i scalać podciągi ze wzmocnieniami za pomocą odpowiednich wieszaków lub kotew.
C. Elementy wzmacniające niewystarczająco nośną konstrukcję byłyby montowane w stanie deformacji tej konstrukcji związanym z jej ciężarem własnym. Współpraca konstrukcji wzmacniającej ze wzmacnianą nastąpiłaby dopiero po wprowadzeniu ko-

lejnych obciążeń (warstw wykończenia oraz obciążenia użytkowego) i towarzyszącemu temu zwiększeniu się przemieszczeń. Dodatkowo należy założyć wystąpienie pewnych luzów montażowych, np. pomiędzy stalowymi elementami wzmacniającymi a elementami żelbetowymi. Czynniki te w efekcie mogłyby doprowadzić do przekroczenia stanów granicznych użytkowalności wzmacnianej konstrukcji żelbetowej (powstania zbyt dużych ugięć lub rys).

Ostatecznie przyjęto sposób wzmocnienia konstrukcji polegający na wprowadzeniu podpór pośrednich płyt stropowych z przekazywaniem reakcji z tych podpór bezpośrednio na oczepy fundamentowe, bez włączania do współpracy istniejących żelbetowych podciągów i słupów. Koncepcję wzmocnienia przedstawia rys. 1.



Rys. 1. Koncepcja wzmocnienia konstrukcji

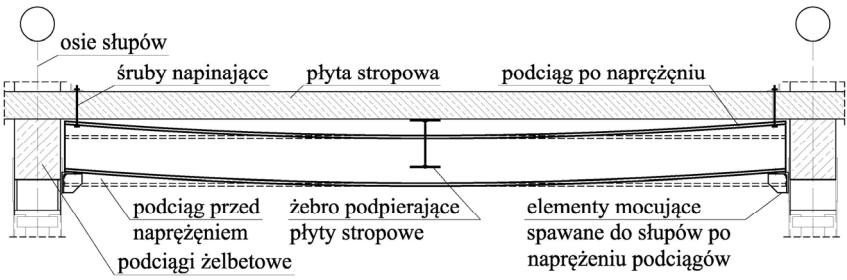
Wzmocnienia składają się z trzech podstawowych elementów: żeber, podciągów i słupów. Całą konstrukcję wzmacniającą zaprojektowano jako stalową. Żebra są jednymi elementami bezpośrednio współpracującymi z konstrukcją wzmacnianą. Tworzą one podpory pośrednie dla wielokanałowych płyt stropowych. Żebra leżą w połowie odległości między podciągami żelbetowymi, w związku z tym zmniejszają rozpiętość przęseł płyt stropowych o połowę. Wzmacniające stalowe podciągi biegną w pobliżu głównych osi konstrukcyjnych. Górne półki podciągów są obniżone względem górnych półek żeber, dzięki czemu nie stykają się one z dolną powierzchnią stropów. Zadaniem podciągów jest przejmowanie reakcji z żeber i przekazywanie ich na stalowe słupy wzmacniające. Podciągi usytuowane są parami obok siebie. Na jedno pole konstrukcyjne (ograniczone osiami przechodzącymi przez cztery sąsiednie słupy) przypada jedno żebro i dwa podciągi. Słupy podpierające podciągi zaprojektowano w formie „gorsetów". Trzony słupów ukształtowane są z czterech kątowników biegnących wzdłuż krawędzi słupów żelbetowych. Kątowniki połączone są przewiązkami w taki sposób, że w efekcie powstaje stalowa klatka otaczająca trzon słupa żelbetowego. Stalowe „gorsety" nie przekazują jakichkolwiek obciążeń pionowych na istniejące słupy żelbetowe. Górne części słupów stalowych wyposażone są w pionowe blachy węzłowe, do których mocowane są podciągi. W celu zapewnienia stateczności tych blach, są one mocowane do słu-

pów żelbetowych kotwami wklejanymi. Otwory do przeprowadzenia tych kotew przez blachy wykonano jako owalne długie, aby nie przekazywać sił z blach na konstrukcję żelbetową. Podstawy „gorsetów" są ukształtowane tak, aby przekazywać reakcje bezpośrednio na żelbetowe oczepy. Pomiędzy podstawami słupów i górną powierzchnią oczepów przewidziano wykonanie podlewek wysokowytrzymałych.

Przy projektowaniu stalowych elementów wzmacniających pojawiły się trudności na etapie analizy statycznej. Pod płytami stropowymi, pierwotnie wolnopodpartymi, wprowadzono nowe podpory pośrednie biegnące w środku ich rozpiętości. Przy założeniu sztywnych podpór bez przemieszczeń, w takim układzie powstają nad środkową podporą duże momenty ujemne (powodujące rozciąganie górnych włókien płyt stropowych). Płyty typu Spiroll nie są przystosowane do przenoszenia takich momentów, a ich pojawienie się może doprowadzić do awarii lub nawet katastrofy budowlanej. Można sobie wyobrazić mechanizm powstania takiego zagrożenia w wyniku pęknięcia płyty nad podporą pośrednią. Gdy do takiego pęknięcia dojdzie na krawędzi podpory pośredniej, to płyta stropowa straci podparcie i zacznie „wisieć" na wkładkach zbrojeniowych. Jeśli nie dojdzie w takim przypadku do jej zawalenia, to i tak zajdzie konieczność trudnej i złożonej naprawy konstrukcji.

Trzeba sobie uświadomić, że w rzeczywistości nowe podpory pośrednie wprowadzane byłyby w pewnym stanie naprężeń i przemieszczeń płyt stropowych, związanym z oddziaływaniem ich ciężaru własnego. Poza tym podpory pośrednie cechowałyby się pewną podatnością mającą istotne znaczenie dla rozkładu sił w płytach stropowych. Stworzenie adekwatnego modelu obliczeniowego opisującego pracę takiego układu byłoby bardzo trudne. Podatność podpór pośrednich (żeber) w takim przypadku zmienia się wzdłuż ich długości. Poza tym należałoby uwzględnić najbardziej niekorzystne sytuacje obliczeniowe związane z podatnością żelbetowych podciągów, z występowaniem luzów montażowych oraz z reologią konstrukcji żelbetowych. Chcąc pozbyć się problemów związanych z poprawnym ukształtowaniem schematów statycznych i uniknąć ewentualnych błędów z tym związanych, ostatecznie zdecydowano się na radykalne posunięcie polegające na rozcięciu płyt stropowych w połowie ich rozpiętości, nad projektowanymi żebrami. W efekcie uzyskano układ płyt wolnopodpartych opartych na istniejących podciągach żelbetowych i nowych żebrach stalowych. Przy takim, statycznie wyznaczalnym układzie, rozkład sił w płytach stał się prosty i jednoznaczny, niezależny od podatności i przemieszczeń podpór. Jednocześnie zniknęła możliwość pojawienia się ujemnych momentów zginających w płytach. Przy założeniu rozcięcia płyt stropowych wykonano obliczenia statyczne i wymiarowanie elementów stalowej konstrukcji wzmacniającej. Dla przyjętego schematu statycznego obciążenia przekazywane z płyt stropowych na istniejące podciągi żelbetowe okazały się nieznacznie mniejsze, niż w przypadku pierwotnego schematu statycznego i mniejszych obciążeń użytkowych. Uniknięto w związku z tym konieczności wzmocnień istniejących żelbetowych podciągów i słupów. Zmniejszenie o połowę rozpiętości płyt stropowych spowodowało, że bez wprowadzania jakiegokolwiek wzmocnienia były one w stanie przenieść zwiększone obciążenia. W efekcie ingerencja w istniejącą konstrukcję żelbetową stropu ograniczyła się wyłącznie do rozcięcia płyt stropowych.

Po zaprojektowaniu stalowej konstrukcji wzmacniającej pojawił się problem zapewnienia natychmiastowej i pełnej współpracy tej konstrukcji z podpieranymi płytami stropowymi. Było to istotne z dwóch powodów. Po pierwsze, zapewnienie takiej współpracy minimalizowało przemieszczenia pionowe płyt stropowych, a po drugie, było to konieczne do przeprowadzenia operacji rozcinania płyt stropowych. Podczas rozcinania niedostatecznie podpartych płyt stropowych mogłoby dochodzić do klinowania się pił i do niekontrolowanych pęknięć płyt. Z tych względów zdecydowano się na wprowadzenie wstępnego naprężenia konstrukcji podpierającej. Zrealizowano to przez naprężenie podciągów stalowych przed połączniem ich ze słupami stalowymi. Sposób tego naprężenia przedstawia rys. 2.



Rys. 2. Idea naprężania konstrukcji wzmacniającej

Połączony wcześniej układ stalowych elementów składający się z żebra i dwóch podciągów, zapewniający podparcie płyt stropowych w jednym polu konstrukcyjnym, był unoszony pod strop i zawieszany na śrubach napinających. Śruby te były przeprowadzane przez otwory wywiercone w stropie. Po ustawieniu konstrukcji wzmacniającej we właściwym położeniu następowało jej naprężanie poprzez dokręcanie śrub. Kontrolę siły napinającej prowadzono pośrednio, poprzez pomiar strzałki ugięcia podciągów. Po osiągnięciu zakładanej wartości sił naprężających następowało mocowanie podciągów do wcześniej przygotowanych słupów stalowych. Zastosowano połączenia spawane elementów konstrukcyjnych, charakteryzujące się dużo mniejszą podatności niż połączenia śrubowe.

Ostatecznie przyjęto następujące etapy montażu konstrukcji wzmacniającej:

Etap I Montaż słupów („gorsetów") stalowych i przygotowanie ich do przeniesienia docelowych obciążeń na oczepy fundamentowe. Montaż słupów polegał przede wszystkim na ich scaleniu. „Gorsety" otaczały trzony istniejących słupów stalowych, dlatego musiały być dostarczane na budowę w częściach. W warsztacie wykonywane były dwie zasadnicze części słupa – każda z nich składała się z dwóch kątowników, górnej blachy węzłowej oraz części podstawy. Po przyłożeniu obu części do słupa żelbetowego następowało ich łączenie poprzez dospawanie brakujących przewiązek i fragmentów podstawy. Następnie osadzano podstawę na oczepie (za pośrednictwem podlewki) i łączono przy pomocy kotew górną blachę węzłową ze słupem żelbetowym (z zapewnieniem możliwości ruchu na kierunku pionowym).
Jednocześnie z montażem słupów wykonywane były czynności wstępne dla podparcia płyt stropowych. Polegały one przede wszystkim na wytrasowaniu trasy przebiegu żeber, oczyszczeniu i usunięciu nierówności dolnej powierzchni płyt stropowych oraz zaszpachlowaniu większych ubytków w strefie podparcia przez żebra.

Etap II Przetransportowanie żebra i podciągów pod wzmacniane pole konstrukcyjne oraz połączenie żebra z podciągami. Przy tej operacji ważne było właściwe ustawienie żebra względem podciągów (przede wszystkim zapewnienie odpowiedniego obniżenia górnych półek podciągów względem półki żebra). Połączenie żebra z podciągami wykonywane było jako spawane. Ostatecznie połączone elementy tworzyły kształt litery „H".

Etap III Uniesienie połączonego układu żebro-podciągi pod strop i podwieszenie go na śrubach napinających. Podstawowym sprzętem wykorzystywanym podczas tej operacji były wózki widłowe. Po podwieszeniu konstrukcji wzmacniającej na śrubach następowało podkręcanie tych śrub do momentu pełnego zetknięcia się górnej półki żebra z dolną powierzchnią stropu. W takim stanie określano na górnych blachach węzłowych słupów aktualne położenie podciągów oraz oznaczano położenie docelowe, zapewniające odpowiednie napięcie układu (wynikające z analiz statycznych).

Etap IV Napięcie podciągów za pomocą śrub napinających oraz przymocowanie podciągów do słupów. Na tym etapie kluczową sprawą było zapewnienie równomiernego, kontrolowanego i stopniowego dokręcania śrub napinających na każdym z czterech końców podciągów. Z tego względu operacja napinania wykonywana musiała być przez co najmniej ośmiu robotników – przy każdym końcu podciągu pracowało dwóch robotników, jeden nad stropem, a drugi pod nim. Proces napinania prowadzony był do momentu osiągnięcia docelowych położeń każdego z końców podciągów. Następnie następowało spawanie elementów mocujących podciągi (tzw. stolików) do górnych blach węzłowych słupów. Po zakończeniu montażu śruby napinające były usuwane.

Etap V Nacięcie płyt stropowych wzdłuż osi żeber podpierających. Nacięcia wykonywane były na całej długości podparcia danego pola konstrukcyjnego. Najpierw wykonywano lekkie nacięcie (bruzdę) dokładnie nad osią żebra, a następnie stopniowo je pogłębiano. Ostatecznie każda z płyt była przecinana praktycznie na całej swej grubości, łącznie z dolnymi wkładkami zbrojeniowymi.

Etap VI Pozostałe prace zabezpieczające i wykończeniowe. Prace to polegały na wykonaniu powłok ogniochronnych elementów konstrukcji stalowej. Prace wykończeniowe, to głównie wykonanie brakujących warstw stropów.

W przyjętym sposobie wzmacniania podpierane mogło być osobno każde pole konstrukcyjne, ale w przypadku zaangażowania większej liczby brygad, prace mogły być prowadzone jednocześnie dla wielu pól.

Ostatecznie wszystkie zaplanowane prace wzmacniające w przedmiotowym budynku zostały wykonane. Obiekt został oddany do użytkowania i bez jakichkolwiek problemów pełni założoną funkcję. Wygląd wzmocnionego stropu przedstawia Fot. 2.

Fot. 2. Obecny widok wzmocnionego stropu

4. Podsumowanie

Zaistniała konieczność wzmocnienia konstrukcji stropu nad piwnicą spowodowana bardzo dużym wzrostem obciążeń użytkowych – z 5,0 kN/m^2 do 16,0 kN/m^2. Uwzględniając pewne istotne uwarunkowania odrzucono klasyczne rozwiązanie, polegające na wzmocnieniu poszczególnych elementów konstrukcyjnych o zbyt małej nośności, to jest

sprężonych płyt wielokanałowych, żelbetowych podciągów oraz słupów najniższej kondygnacji. Zastosowano rozwiązanie polegające *de facto* na wprowadzeniu nowej konstrukcji stalowej podpierającej płyty stropowe w środku ich rozpiętości i przenoszącej obciążenia bezpośrednio na fundamenty. Dodatkowo, m.in. w celu uniknięcia możliwości powstania w płytach stropowych ujemnych momentów gnących, podjęto decyzję o rozcięciu podpieranych płyt w środku rozpiętości, nad nowymi podporami. Konsekwencją tego zabiegu było również uzyskanie czytelnego i jednoznacznego schematu statycznego konstrukcji (płyty stropowe po rozcięciu pozostały wolnopodparte). Dzięki temu analizy statyczno-wytrzymałościowe stały się prostsze i jednoznaczne, niewrażliwe na nieścisłości w schemacie statycznym. Po wprowadzeniu dodatkowej konstrukcji stalowej i rozcięciu płyt stropowych nie było konieczności wzmacniania istniejących elementów żelbetowych, to jest płyt stropowych, podciągów i słupów.

Literatura

1. Masłowski E., Spiżewska D., 2000. Wzmacnianie konstrukcji budowlanych. Arkady Warszawa.
2. Czarnecki L., Emmons P.H., 2002. Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych. Polski Cement Kraków.
3. Wytyczne do projektowania stropów z płyt sprężonych typu SP. Poradnik dla konstruktorów, Przedsiębiorstwo Przemysłu Betonów „PREFABET – BIAŁE BŁOTA" S.A., Białe Błota, listopad 2008.

Effective strengthening of the existing roof construction caused by a significant increase of the live load

Tomasz Janiak, Adam Podhorecki

Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture,
UTP University of Science and Technology in Bydgoszcz,
e-mail: tomaszj@utp.edu.pl, podhorec@utp.edu.pl

Abstract: The paper presents the case of strengthening the construction of a building caused by 3.2 times increase in live load of the roof above the basement. The unusual aspect of the applied solution has been the utilization of an additional structure supporting the beam-and-block flooring in the middle of its length and then cutting that flooring along the new supporting structures.

Keywords: structure, slab, reinforced concrete, strengthening

Modelowanie zagadnień termomechanicznych szyb warstwowych

Jan Jaśkowiec

Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska,
e-mail: j.jaskowiec@L5.pk.edu.pl

Streszczenie: W pracy analizowany jest wpływ temperatury na termomechaniczne zachowanie się szyby warstwowej. W najprostszym przypadku szyba warstwowa składa się z dwóch szyb oraz cienkiej warstwy materiału spajającego, najczęściej polibutynalwinylu (PVB). Własności PVB mają istotny wpływ na termomechaniczne zachowanie szyb warstwowych. W pracy analizuje się zachowanie szyby laminowanej przy niestacjonarnym przepływie ciepła z uwzględnieniem zmiany sztywności PVB wraz z temperaturą. Do tego celu wykorzystuje się trójwymiarowy model numeryczny wykorzystujący rozszerzoną metodę elementów skończonych (ang. XFEM). Prezentowane podejście zilustrowane jest przykładem, gdzie szyba warstwowa deformuje się pod wpływem obciążenia termicznego.

Słowa kluczowe: szyba warstwowa, polibutynalwinylu, XFEM

1. Wstęp

W pracy prezentowany jest model numeryczny do analizy szyb warstwowych. Szyby warstwowe składają się z co najmniej dwóch szyb z cienką warstwą polibutanoluwinylu (PVB) pomiędzy nimi. Szyby warstwowe są szeroko stosowane w budownictwie i przemyśle motoryzacyjnym i z tego względu są tematem wielu badań naukowych zarówno o charakterze eksperymentalnym, np. [3], jak i numerycznym, np. [1, 18].

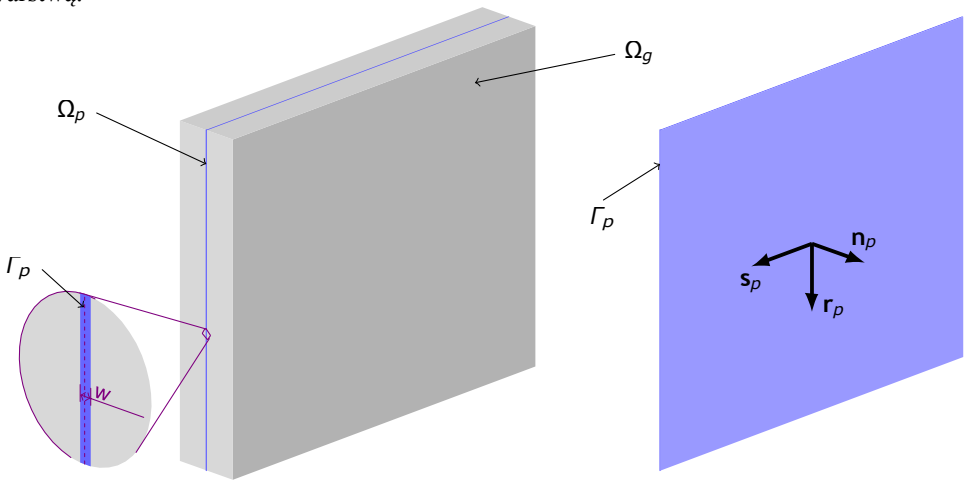
Konstrukcje tego rodzaju są trudne do analizy numerycznej. Warstwa PVB ma własności materiałowe znacznie różniące się od szkła. Pomimo tego, że warstwa PVB jest bardzo cienka, to jej wpływ na zachowanie całej konstrukcji jest istotny. Materiał PVB ma np. współczynnik przewodności cieplnej ponad dziesięć razy mniejszy niż szkło, a więc jest dobrym izolatorem cieplnym w porównaniu ze szkłem. Moduł Younga PVB jest tysiąckrotnie mniejszy w porównaniu z takim modułem dla szkła. Dodatkowo sztywność PVB jest silnie zależna od temperatury [4]; PVB jest również materiałem lepkim i hipersprężystym [15, 17]. Tego rodzaju konstrukcje były przez badaczy numerycznie analizowane jako konstrukcja belkowa, np. [6, 8], lub też jako płyta z tzw. „rozmazanym" modelem fizycznym [14]. Standardowa trójwymiarowa (3D) analiza takiej struktury, np. [19], jest rzadko wykorzystywana z racji konieczności zastosowania gęstej siatki elementów skończonych, gdyż gęstość siatki musi być dostosowana do szerokości warstwy PVB. W pracy [10] zaprezentowano trójwymiarowy model numeryczny dla takich konstrukcji, który nie wymaga gęstej siatki elementów skończonych. W tym podejściu objętość zajmowana przez PVB nie jest przestrzennie dyskretyzowana, a wewnętrzna warstwa PVB jest modelowana za pomocą odpowiednich całek powierzchniowych. W podejściu tym wymagane jest zastosowanie nieciągłych pól aproksymacyjnych, które są uzyskiwane za pomocą tzw. rozszerzonej metody elementów skończonych (ang. *extended finite element method*) (XFEM). XFEM w większości przypadków wykorzystuje się do analizy propagacji rysy; metoda ta jest połączona z metodą zbiorów poziomujących (ang. *level set method*) do definiowania geometrii rysy, np. [2, 5, 7, 9, 11-13, 16].

W poniższej pracy technika modelowania zaprezentowana w pracy [10] została wykorzystana i zastosowana do sytuacji, gdzie zachodzi konieczność uwzględnienia zależności modułu Younga PVB od aktualnej temperatury tego materiału. Zależność ta powoduje, że uzyskany model numeryczny jest nieliniowy. W pracy analizowany jest termomechaniczny problem z niestacjonarnym przepływem ciepła przez szybę warstwową, która składa się z dwóch szyb połączonych cienką warstwą PVB.

2. Model matematyczny

W rozdziale tym przedstawiono trójwymiarowy (3D) model matematyczny rozważanego problemu. W modelu tym zakłada się małe przemieszczenia oraz odkształcenia. Rozważana konstrukcja Ω z brzegiem zewnętrznym Γ składa się z dwóch materiałów o różnych własnościach termomechanicznych. Z tego powodu rozważana konstrukcja jest podzielona na dwa podobszary Ω_g and Ω_p odpowiednio dla tych dwóch materiałów, tj. szkła i PVB. Dodatkowo zakłada się, że część Ω_p jest bardzo cienka w porównaniu z pozostałymi wymiarami konstrukcji i jest zlokalizowana w środku Ω_g . Typowym przykładem takiej konstrukcji są warstwowe laminaty, gdzie poszczególne warstwy przedzielone są cienkimi warstwami materiału spajającego (np. szyby warstwowe z warstwą PVB). Warstwa wewnętrzna Ω_p w modelu matematycznym będzie identyfikowana poprzez powierzchnię Γ_p, która przechodzi przez środek warstwy Ω_p. Szerokość warstwy wewnętrznej jest stała i oznaczona przez w.

Na rysunku 1 przedstawiono schemat analizowanej struktury z wewnętrzną cienką warstwą.



Rys. 1. Obszar Ω podzielony na podobszary Ω_g oraz cienką wewnętrzną warstwę Ω_p oraz lokalny układ współrzędnych

Dodatkowo dla warstwy Γ_p wprowadza się lokalny układ równań, który jest zbudowany na trzech wzajemnie prostopadłych wersorach $(\mathbf{n}_p, \mathbf{s}_p, \mathbf{r}_p)$, gdzie $\mathbf{n}_p$ jest normalną do Γ_p. Tak zdefiniowany układ lokalny jest również pokazany na rysunku 1.

Budowa modelu matematycznego dla rozważanego problemu rozpoczyna się od podstawowych równań, to jest: równania bilansu cieplnego dla niestacjonarnego przepływu ciepła (1) oraz równania równowagi (2) obydwa z odpowiednimi warunkami brzegowymi:

$$
\begin{aligned}
&c\rho\dot{\Theta} + \mathrm{div}\,\mathrm{q} = r \quad \text{in } \Omega \\
&\mathrm{q} = -\gamma\nabla\Theta \qquad \text{in } \Omega \\
&\Theta = \hat{\Theta} \quad \text{on } \Gamma_\Theta, \quad \mathrm{q}\cdot\mathrm{n} = \hat{h} \quad \text{on } \Gamma_h, \; \Theta = 0 \quad \text{for } t = 0
\end{aligned} \tag{1}
$$

$$
\begin{aligned}
&\mathrm{div}\,\sigma + \mathrm{b} = 0 \qquad \text{in } \Omega \\
&\sigma = \mathrm{E} : \varepsilon^e \\
&\mathrm{u} = \hat{\mathrm{u}} \quad \text{on } \Gamma_u, \quad \sigma\cdot\mathrm{n} = \hat{\mathrm{t}} \quad \text{on } \Gamma_\sigma, \; \mathrm{u} = 0 \quad \text{for } t = 0
\end{aligned} \tag{2}
$$

gdzie: ρ jest gęstością masy, c jest pojemnością cieplną, Θ jest temperaturą względną, $\hat{\Theta}$ jest to założona temperatura, $\hat{h}$ jest założonym strumieniem ciepła, q to wektor strumienia ciepła, r jest źródłem ciepła, b jest wektorem sił objętościowych, t to wektor sił powierzchniowych, u to wektor przemieszczeń, a $\hat{\mathrm{u}}$ jest założonym wektorem przemieszczeń, γ to współczynnik przewodności cieplnej (dla materiału izotropowego), E to tensor Hook'a, $\boldsymbol{\varepsilon}^e$ to sprężysta część tensora odkształceń.

Parametry materiałowe, takie jak ρ, c, γ; **E** są odpowiednie dla materiałów w Ω_g i Ω_p. Tensor odkształceń $\boldsymbol{\varepsilon}$ jest zapisany jako superpozycja części sprężystej oraz odkształceń termicznych:

$$
\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}^e + \boldsymbol{\varepsilon}^\Theta, \quad \boldsymbol{\varepsilon}^\Theta = \alpha\Theta\boldsymbol{\Pi} \tag{3}
$$

gdzie: α jest współczynnikiem rozszerzalności cieplnej, $\boldsymbol{\Pi}$ jest jednostkowym tensorem drugiego rzędu.

Równanie (1) zapisane w sformułowaniu słabym, z funkcją testową $v\Theta$ ma następującą postać:

$$
\int_\Gamma v_\Theta q\cdot n d\Gamma + \int_\Omega v_\Theta c\rho\dot{\Theta} d\Omega - \int_\Omega \nabla v_\Theta \cdot q d\Omega - \int_\Omega v_\Theta r d\Omega = 0 \;\; \forall v_\Theta \tag{4}
$$

W równaniu (4) całki po objętości Ω można zapisać jako sumę całek po objętościach Ω_g i Ω_p:

$$
\begin{aligned}
&\int_\Gamma v_\Theta q\cdot n d\Gamma + \int_{\Omega\mathrm{g}} v_\Theta c_\mathrm{g}\rho_\mathrm{g}\dot{\Theta} d\Omega - \int_{\Omega\mathrm{g}} \nabla v_\Theta \cdot q d\Omega - \int_{\Omega\mathrm{g}} v_\Theta r d\Omega \\
&\quad + \int_{\Omega\mathrm{g}} v_\Theta c_\mathrm{p}\rho_\mathrm{p}\dot{\Theta} d\Omega - \int_{\Omega\mathrm{g}} \nabla v_\Theta \cdot q d\Omega - \int_{\Omega\mathrm{g}} v_\Theta r d\Omega = 0
\end{aligned} \tag{5}
$$

gdzie: macierz c_g , c_p, ρ_g and ρ_p są to pojemności cieplne i gęstości odpowiednio dla pierwszego i drugiego materiału (szkła i PVB).

Biorąc pod uwagę fakt, że grubość warstwy Ω_p jest bardzo cienka, równanie (5) można przedstawić w następującej postaci [10]:

$$
\begin{aligned}
&\int_\Gamma v_\Theta q\cdot n d\Gamma + \int_{\Omega\mathrm{g}} v_\Theta c_\mathrm{g}\rho_\mathrm{g}\dot{\Theta} d\Omega + \int_{\Omega\mathrm{g}} \gamma_g \nabla v_\Theta \cdot \nabla\Theta d\Omega - \int_{\Omega\mathrm{g}} v_\Theta r d\Omega \\
&\quad + \int_{\Gamma\mathrm{p}} c_\mathrm{p}\rho_\mathrm{p}\{v_\Theta\dot{\Theta}\} w d\Gamma + \int_{\Gamma\mathrm{p}} \frac{\gamma_p}{w}[\![v_\Theta]\!][\![\Theta]\!] d\,\Gamma = 0 \\
&\quad + \int_{\Gamma\mathrm{p}} \gamma_g\{\nabla v_\Theta^T Q_{sr} Q_{sr}^T \nabla\Theta\} w d\Gamma_\Theta - \int_{\Gamma\mathrm{p}} \{v_\Theta\} r w d\Gamma = 0
\end{aligned} \tag{6}
$$

gdzie: $Q = \begin{bmatrix} s_p & r_p \end{bmatrix}$. Operatory $[\cdot]$ oraz $\{\cdot\}$ są zdefiniowane w następujący sposób:

$$[\![f]\!](x) = f\big(x + 0{,}5wn_p\big) - f\big(x - 0{,}5wn_p\big) = f^+(x) - f^-(x), \qquad for\ x \in \Gamma_p \tag{7}$$

$$\{f\}(x) = \frac{1}{2} f\big(f^+(x) - f^-(x)\big), \qquad for\ x \in \Gamma_p \tag{8}$$

W podobny sposób jak równanie bilansu ciepła można przeformułować równanie równowagi (2). Równanie to w formie słabej ma następującą postać:

$$\int_\Gamma \mathrm{v_u} t d\Gamma + \int_\Omega \varepsilon(\mathrm{v_u}) : E : \varepsilon d\Omega + \int_\Omega \alpha\varepsilon(\mathrm{v_u}) : E : \Pi\Theta d\Omega - \int_\Omega \mathrm{v_u} b d\Omega = 0 \tag{9}$$

Również i w tym wypadku uwzględniając niewielką grubość warstwy środkowej, równanie (9) da się przedstawić w następujący sposób:

$$\begin{aligned} &\int_\Gamma \mathrm{v_u} t d\Gamma + \int_{\Omega\mathrm{g}} \varepsilon(\mathrm{v_u}) : E : \varepsilon d\Omega + \int_{\Omega\mathrm{g}} \alpha_g \varepsilon(\mathrm{v_u}) : E_g : \Pi\Theta d\Omega - \int_{\Omega\mathrm{g}} \mathrm{v_u} b d\Omega = 0 \\ &- \int_{\Gamma\mathrm{p}} \frac{1}{w} J(\mathrm{v_u})^T E_{JJ} J(u) d\Gamma - \int_{\Gamma\mathrm{p}} \big\{ J(\mathrm{v_u})^T E_{JR} R(u) + R(\mathrm{v_u})^T E_{RJ} J(u) \big\} d\Gamma \\ &- \int_{\Gamma\mathrm{p}} w\{P(\mathrm{v_u})^T E_{PP} P(u)\} + \int_{\Gamma\mathrm{p}} \alpha_p J\big(2\mu_p + \lambda_p\big) [\![\mathrm{v_u}]\!] \cdot n_p \{\Theta\} d\Gamma \\ &+ \int_{\Gamma p} w\alpha_2 \big(2\mu_p + \lambda_p\big) \{\nabla v_u^T Q_{sr} Q_{sr}^T \Theta\} d\Gamma + \int_{\Gamma p} w\{v_u\} \cdot b d\Gamma = 0 \end{aligned} \tag{10}$$

gdzie: E_g , α_g są to odpowiednio tensor Hooka i współczynnik rozszerzalności cieplnej dla szkła, α_p μ_p, λ_p są to odpowiednio współczynnik rozszerzalności cieplnej, współczynniki Lamego dla PVB. Definicje macierzy E_{JJ} , E_{JR}, E_{RJ} , E_{RR}, $E_{P\,P}$ oraz wektorów J, R, P, jak również wszelkie szczegóły dotyczące powyższych wyprowadzeń znajdują się w pracy [10].

3. Linearyzacja

Szyby warstwowe są skomplikowaną strukturą do obliczeń numerycznych. Zachowanie szkła w tej konstrukcji można opisywać za pomocą termomechanicznych modeli liniowych. Natomiast cienka warstwa PVB ma istotny wpływ na zachowanie takiej konstrukcji przy złożonym obciążeniu termomechanicznym. Moduł Younga dla PVB jest około tysiąckrotnie mniejszy od modułu dla szkła i dodatkowo moduł ten jest silnie zależny od temperatury [4].

Pojawia się więc konieczność linearyzacji równań (6) oraz (10) z uwagi na zmianę modułu Younga PVB związaną z aktualną temperaturą panującą w warstwie PVB. Linearyzację taką można przedstawić za pomocą małych przyrostów współczynników Lamego przy małych przyrostach temperatury:

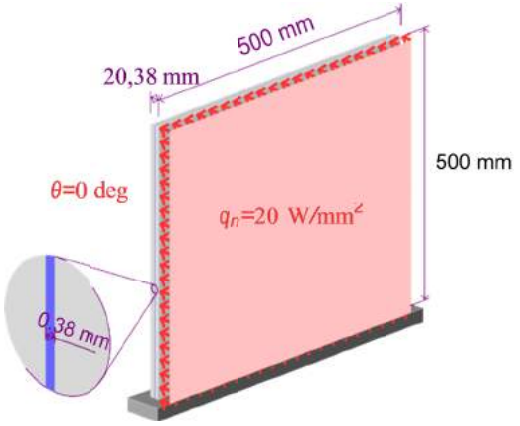
$$\begin{aligned} \delta\mu_p &= \frac{0{,}5}{1 + v_p} \frac{\partial E_p}{\partial \Theta} \delta\Theta \\ \delta\lambda_p &= \frac{v_p}{\big(1 + v_p\big)\big(1 + 2v_p\big)} \frac{\partial E_p}{\partial \Theta} \delta\Theta \end{aligned} \tag{11}$$

gdzie: δ oznacza niewielkie przyrosty (tzw. zmiany iteracyjne).

W wyniku linearyzacji przedstawionej w równaniu (11) równania (6) oraz (10) zostają również zlinearyzowane. Po wprowadzeniu aproksymacji dla wartości przyrostowych przemieszczeń i temperatury powstaje zlinearyzowany algebraiczny układ równań, który następnie rozwiązywany jest procedurą przyrostowo-iteracyjną Newtona-Raphsona z rzeczywistym przyrostem czasowym.

4. Przykład

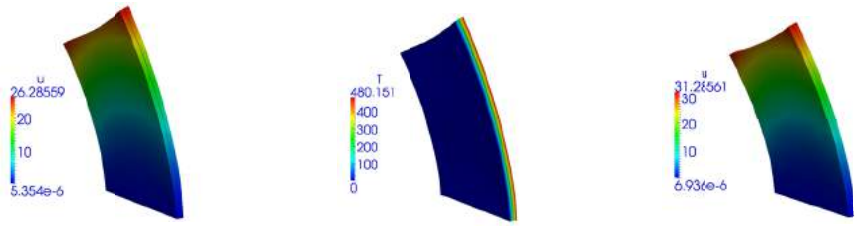
Zaprezentowany model numeryczny jest zilustrowany termomechanicznym przykładem niestacjonarnego przepływu ciepła przez szybę warstwową. W przykładzie tym szyba warstwowa składa się z dwóch płyt szklanych o grubości 10 mm każda oraz warstwą PVB o grubości 0,38 mm pomiędzy płytami szklanymi. Jedna krawędź kwadratowa szyby warstwowej jest utwierdzona. Geometria oraz warunki brzegowe są pokazane na rysunku 2.



Rys. 2. Geometria oraz termomechaniczne warunki brzegowe dla termomechanicznego przykładu

Wartości materiałowe dla szkła oraz PVB są przyjęte takie same jak w pracy [10]. Zależność modułu Younga od temperatury dla PVB przyjęto na podstawie pracy [4].

Wyniki zaprezentowano w postaci mapy przemieszczeń i mapy temperatury na zdeformowanej konstrukcji (rys. 3). Dla porównania i pokazania wpływu temperatury na pracę konstrukcji na rysunku 3c zamieszczono również wyniki przy założeniu, że moduł Younga PVB nie zmienia się wraz z temperaturą. Jak można zauważyć porównując wartości przemieszczeń i wpływ temperatury, na własności PVB przekładają się zachowania konstrukcji.



a) deformacja szyby warstwowej z uwzględnieniem zmiany wartości modułu Younga PVB

b) rozkład temperatury na zdeformowanej szybie wartwowej

c) deformacja szyby warstwowej bez uwzględnienia zmiany wartości modułu Younga PVB

Rys. 3. Deformacja szyby warstwowej poddanej obciążeniu termicznemu z uwzględnieniem zmiany wartości modułu Younga dla PVB od temperatury oraz dla porównania z pierwotną, niezmienną, wartością modułu Younga dla PVB

5. Wnioski

W pracy zaprezentowano trójwymiarowy numeryczny model termomechanicznego zachowania się szyby warstwowej przy zmiennych własnościach PVB spowodowanych bieżącą temperaturą. Mechaniczne i termiczne własności szkła oraz PVB w sposób znaczny różnią się od siebie i dodatkowo moduł Younga w materiale PVB jest silnie zależy od temperatury. Prowadzi to do nieliniowych zależności w otrzymanych równaniach, które z kolei wymagają zlinearyzowania. W prezentowanym podejściu cienka warstwa PVB nie zostaje przestrzennie zdyskretyzowna, dzięki czemu nie ma potrzeby stosowania gęstej siatki elementów skończonych. Nieliniowy model fizyczny warstwy wewnętrznej PVB jest w prezentowanym podejściu realizowany za pomocą odpowiednich całek po powierzchni środkowej warstwy PVB. Zaprezentowane podejście zostało zilustrowane przykładem, gdzie szyba warstwowa ulega deformacji w wyniku niestacjonarnego przepływu ciepła.

Literatura

1. Andreozzi L., Bati S.B., Fagone M., Ranocchiai G., Zulli F., 2014. Dynamic torsion tests to characterize the thermo-viscoelastic properties of polymeric interlayers for laminated glass. Construction and Building Materials 65(0), 1-13.
2. Asferg J., Poulsen P., Nielsen L., 2007. A consistent partly cracked XFEM element for cohesive crack growth. International Journal for Numerical Methods in Engineering 72, 464-485.
3. Bedon C., Amadio C., 2014. Flexural – torsional buckling: Experimental analysis of laminated glass elements. Engineering Structures 73(0), 85-99.
4. Bennison S., Qin M., Davies P., 2008. High-performance laminated glass for structurally efficient glazing. Proceedings of Innovative Light-weight Structures and Sustainable Facades.
5. Fries T., Belytschko T., 2010. The extended/generalized finite element method: An overview of the method and its applications. International Journal for Numerical Methods in Engineering 84, 253-304.
6. Galuppi L., Royer-Carfagni G.F., 2012. Effective thickness of laminated glass beams: New expression via a variational approach. Engineering Structures 38(0), 53-67.
7. Gordeliy E., Peirce A., 2013. Implicit level set schemes for modeling hydraulic fractu- res using the {XFEM}. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 266(0), 125-143.
8. Ivanov I.V., 2006. Analysis, modelling, and optimization of laminated glasses as plane beam. International Journal of Solids and Structures 43(22-23), 6887-6907.
9. Jaśkowiec J., 2015. Three-dimensional analysis of a cohesive crack coupled with heat flux through the crack. Advances in Engineering Software, accepted for publication.
10. Jaśkowiec J., Pluciński P., Pamin J., 2015. Thermo-mechanical XFEM-type modeling of laminated structure with thin inner layer. Engineering Structures, submitted on January.
11. Jaśkowiec J., van der Meer F.P., 2014. A consistent iterative scheme for 2D and 3D cohesive crack analysis in XFEM. Computers and Structures 136, 98-107.
12. Moës N., Belytschko T., 2002. Extended finite element method for cohesive crack growth. Engineering Fracture Mechanis 69, 813-833.
13. Nguyen-Vinh H., Bakar I., Msekh M., Song J.-H., Muthu J., Zi G., Le P., Bordas S., Simpson R., Natarajan S., Lahmer T., Rabczuk T., 2012. Extended finite element method for dynamic fracture of piezo-electric materials. Engineering Fracture Mechanics 92(0), 19-31.
14. Timmel M., Kolling S., Osterrieder P., Bois P.D., 2007. A finite element model for impact simulation with laminated glass. International Journal of Impact Engineering 34(8), 1465-1478.
15. Valera T.S., Demarquette N.R., 2008. Polymer toughening using residue of recycled windshields: {PVB} film as impact modifier. European Polymer Journal 44(3), 755-768.
16. Wells G., Sluys L., 2001. A new method for modelling cohesive cracks using finite ele- ments. International Journal for Numerical Methods in Engineering 50(12), 2667-2682.
17. Xu J., Li Y., Ge D., Liu B., Zhu M., 2011. Experimental investigation on constitutive behavior of {PVB} under impact loading. International Journal of Impact Engineering 38(2-3), 106-114.

18. Zemanová A., Zeman J., Šejnoha M., 2012. Simple numerical model of laminated glass beams. Acta Polytechnica, Journal of Advanced Engineering 48, 22-26.
19. Zhang X., Hao H., Ma G., 2013. Parametric study of laminated glass window response to blast loads. Engineering Structures 56(0), 1707-1717.

Modelling of thermomechanical problems in laminated glass

Jan Jaśkowiec

Faculty of Civil Engineering, Cracow University of Technology,
e-mail: j.jaskowiec@L5.pk.edu.pl

Abstract: The influence of temperature on thermomechanical behaviour of laminated glass has been evaluated in the paper. In the simplest case, the laminated glass consists of two pieces of glass and a thin layer of bonding, polyvinyl butyral (PVB) in most cases. PVB properties have great influence on the way the laminated glass behaves under thermomechanical load. Nonstationary heat flow through the structure is analyzed in relation to PVB stiffness changes and temperature that lead to mechanical deformations. Three-dimensional numerical model of high efficiency is used that is based on the extended finite element method (XFEM). This approach is illustrated with threedimensional thermomechanical example.

Keywords: laminated glass, polyvinyl butyral, XFEM

Kompozytowa skrzynkowa kładka pieszo-rowerowa: projektowanie, modelowanie i badania numeryczne

Marian Klasztorny[1], Daniel Nycz[2], Jacek Chróścielewski[3], Roman Romanowski[4]

[1] *Wydział Mechaniczny, Wojskowa Akademia Techniczna w Warszawie, e-mail: m.klasztorny@gmail.com*

[2] *DES ART Sp. z o.o. Oddział w Sanoku, e-mail: daniel.nycz@interia.pl*

[3] *Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska, e-mail: jchroscielewski@gmail.com*

[4] *ROMA Sp. z o.o. w Grabowcu, e-mail: rromanowski@roma.torun.pl*

Streszczenie: Zaprojektowano kompozytową kładkę pieszo-rowerową, o ustroju nośnym skrzynkowym otwarto-zamkniętym, utworzonym przez sklejenie dwóch powłok kompozytowych winyloestrowo-szklanych. Wzmocnienie stanowią tkaniny zrównoważone zszywane o gęstości powierzchniowej 800 g/m^2 i orientacji włókien [0/90] i [45/–45] w stosunku do osi kładki. Kładka jest swobodnie podparta, o rozpiętości 12,00 m i szerokości użytkowej 2,50 m. Sprawdzono trzy warunki projektowe: nośności, użytkowalności i komfortu użytkowania. Konstrukcję nośną usztywniono poprzecznie. Elementy konstrukcji nośnej są wytworzone w technologii infuzji. Modelowanie numeryczne z zastosowaniem metody elementów skończonych, symulację procesów statycznych i dynamicznych przeprowadzono z użyciem kodu MSC.Marc. W modelowaniu uwzględniono laminaty o specyfikowanej geometrii i sekwencji warstw, spoiny klejowe oraz połączenia kompozytowo-gumowo-stalowe zastosowane w strefach podporowych i w balustradach. Schematy obciążeń określono zgodnie z normami PN/85/S-10030, PN82/S-10052.

Słowa kluczowe: kładka pieszo-rowerowa, kładka kompozytowa, powłoki laminatowe winyloestrowo-szklane, projektowanie, modelowanie numeryczne, symulacja

1. Wprowadzenie

W ciągu ostatniego 20-lecia obserwuje się rozwój konstrukcji kompozytowych kładek dla pieszych. Kładki wykonane z materiałów kompozytowych są lekkie i charakteryzują się dużą wytrzymałością i sztywnością właściwą, wysoką odpornością na drgania, korozję, czynniki atmosferyczne i promieniowanie UV, małymi kosztami eksploatacji i utrzymania. Z drugiej strony, moduły Younga i Kirchhoffa w kierunkach i płaszczyznach ortotropii lamin są wielokrotnie mniejsze niż ich odpowiedniki dla stali. Reprezentatywne rozwiązania konstrukcyjne i technologiczne są zawarte w pracach [1-6].

Wytyczne projektowania kładek z klasycznych materiałów konstrukcyjnych, z uwzględnieniem komfortu użytkowania, są zawarte w pracy [7]. Zdefiniowano m.in. 4 poziomy ryzyka rezonansu w kierunku pionowym i poziomym. Dotychczas normy projektowania kładek dla pieszych nie obejmują kładek wykonanych z kompozytów polimerowych [8, 9]. Dotyczy to również aktualnych norm europejskich.

Modelowanie numeryczne metodą elementów skończonych (MES) laminatów jednorodnych (tkaniny lub maty) i mieszanych (tkaniny i maty) rozwinięto w pracach [10, 11]. W pracy [10] określono układ parametrów/opcji modelowania/symulacji w systemie MSC.Marc [12], na podstawie eksperymentalnych i wirtualnych testów 3-punktowego zginania belek kompozytowych. W pracy [11] przeprowadzono badania porównawcze testu zginania segmentu przekrycia kompozytowego z zastosowaniem różnych typów powłokowych elementów skończonych.

2. Warunki projektowe

W pracy [13] sformułowano trzy warunki projektowe do zastosowania w projektowaniu kładek kompozytowych. Warunek nośności bazuje na normie projektowania kompozytowych zbiorników ciśnieniowych [14]. Warunek użytkowalności sformułowano ze względu na ugięcia pionowe, analogicznie jak dla kładek stalowych. Warunek komfortu pieszych nałożono na podstawową częstotliwość własną kładki na podstawie poziomów ryzyka rezonansu określonych w pracy [7].

Projektowanie w normach [9, 10] odnosi się do materiałów izotropowych i bazuje na stanach granicznych nośności, w których stosowana jest metoda rozdzielonych współczynników bezpieczeństwa. Obciążenie charakterystyczne tłumem jest pionowe, o intensywności $q_{\mathrm{p,ch}} = 4$ kN/m^2. Obciążenie charakterystyczne wiatrem jest poziome, działające prostopadle do osi obiektu, o intensywności $q_{\mathrm{w,ch,1}} = 1{,}25$ kN/m^2 (przęsła obciążone) i $q_{\mathrm{w,ch,2}} = 2{,}5$ kN/m^2 (przęsła nieobciążone). Należy również uwzględnić parcie wiatru na tłum pieszych $q_{\mathrm{w,ch,1}}$ do wysokości 1,7 m.

W każdym kryterium niszczenia kompozytu polimerowego definiuje się indeks/ indeksy niszczenia $F_i \in [0,1]$, $i = 1, 2, \ldots$, (ang. *failure index*), który jest/są umowną miarą „odległości" stanu naprężenia w punkcie kompozytu od powierzchni granicznej. Na powierzchni granicznej $F_i = 1$, co odpowiada inicjacji niszczenia kompozytu w rozpatrywanym punkcie. W systemach CAE oprócz indeksu niszczenia wprowadza się następujące miary: $S_i \geq 1$ – stosunek naprężenia, współczynnik bezpieczeństwa (ang. *strength ratio*), $R_i = 1/S_1 \in [0,1]$ – indeks wytężenia (ang. *effort index*, *inverse of strength ratio*). Indeks wytężenia R_i jest dokładną miarą „odległości" stanu naprężenia w punkcie kompozytu od powierzchni granicznej.

Warunek nośności dźwigara kompozytowego sformułowano w postaci $S_{\min} \geq S_u$, gdzie $S_{\min}$ jest minimalną wartością współczynnika bezpieczeństwa, S_u jest granicznym współczynnikiem bezpieczeństwa [13]. Wartość współczynnika S_u wyznaczono na podstawie normy [14]. Norma ta bazuje na metodzie naprężeń dopuszczalnych. Współczynnik projektowy (globalny współczynnik bezpieczeństwa) jest obliczany ze wzoru $n = 2\,A_1 A_2 A_3 A_4 A_5$, gdzie A_i, $i = 1, 2, 3, 4, 5$ są częściowymi współczynnikami bezpieczeństwa. W niniejszej pracy, przyjęto następujące założenia:

- Stałe materiałowe lamin są wyznaczone eksperymentalnie na podstawie min. 5 próbek w każdym teście wytrzymałościowym. Odpowiada to wartości $A_1 = 1{,}10$.
- Konstrukcja kompozytowa ma pełną odporność na czynniki atmosferyczne oraz podstawową odporność na czynniki chemiczne (warstwy ochronne żelkotu i topkotu). Odpowiada to wartości $A_2 = 1{,}00$.
- Temperatura projektowa wynosi $T_D = 55$°C, a temperatura ugięcia cieplnego żywicy winyloestrowej $T_{HD} = 90$°C. Prowadzi to do wyniku $A_3 = 1 + 0{,}4 \cdot [(T_D - 20)/(T_{HD} - 40)] = 1{,}28$.
- Efekt zmęczeniowy jest pomijalny ze względu na małą liczbę cykli naprężeń o małej amplitudzie. Odpowiada to wartości $A_4 = 1{,}00$.
- Laminaty są wzmocnione tkaninami rovingowymi szklanymi E, a okres trwałości konstrukcji kompozytowej wynosi 30 lat. Odpowiada to wartości $A_5 = 1{,}70$.

Dla powyższych wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa otrzymuje się wartość współczynnika projektowego $n = 4{,}79$.

Kładki projektuje się według metody rozdzielonych współczynników bezpieczeństwa. W normach [8, 9] podstawowa wartość współczynnika obciążenia wynosi $\gamma_f = 1{,}2$. Z drugiej strony, współczynnik projektowy n odpowiada metodzie naprężeń dopuszczalnych, której odpowiadają współczynniki obciążenia równe 1. Stąd graniczny współczynnik bez-

pieczeństwa należy zmniejszyć zgodnie ze wzorem: $S_u = n/\gamma_f = 3{,}99 \approx 4$. Przechodząc na indeks wytężenia, restrykcyjny warunek nośności dźwigara kompozytowego przyjmuje postać $R_{\max} \le R_u$, gdzie $R_{\max} = 1/S_{\min}$ jest maksymalną wartością indeksu wytężenia, $R_u = 1/S_u = 0{,}25$ jest graniczną wartością indeksu wytężenia [13].

Warunek użytkowalności nałożony na ugięcia kładki od obciążeń charakterystycznych ma postać $f_{\max} \le f_u$, gdzie $f_{\max}$ – strzałka ugięcia pionowego kładki wywołana obciążeniem charakterystycznym pionowym od tłumu pieszych, $f_u = 1{,}3 \cdot L/300$ – ugięcie dopuszczalne [13]. Dla kładki o rozpiętości $L = 12{,}00$ m otrzymuje się $f_u = 52$ mm.

Komfort pieszych sprawdzono, wyznaczając podstawową częstotliwość własną kładki nieobciążonej (f_1) oraz kładki obciążonej dodatkową masą rozłożoną z intensywnością 70 kg/m^2 ($f_{1,70}$). Kryterium komfortu pieszych ma postać [13]: $f_1 \ge 5{,}0$ Hz, $f_{1,70} \ge 2{,}6$ Hz.

3. Projektowanie i wizualizacja kładki

Główne założenia projektowe kładki kompozytowej pieszo-rowerowej, o kodzie CFB2, są następujące:

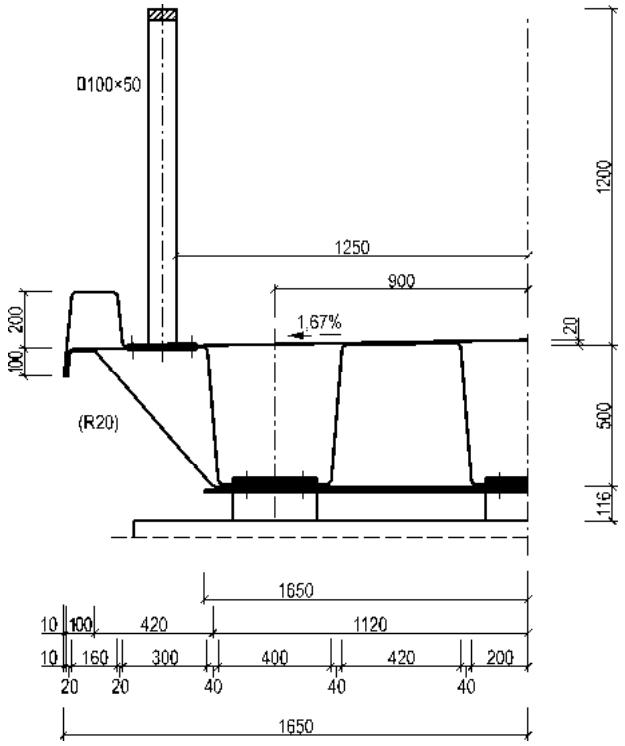
- lokalizacja nad drogami jednojezdniowymi z dwoma pasami ruchu;
- przęsło swobodnie podparte, rozpiętość 12,00 m, szerokość użytkowa 2,50 m;
- materiał konstrukcji nośnej: laminat winyloestrowo-szklany;
- matryca: żywica winyloestrowa uniepalniona;
- wzmocnienie: szkło E, tkaniny dwukierunkowe zszywane zrównoważone o orientacji względem osi kładki [0/90], [45/–45] (gęstość powierzchniowa 800 g/m^2);
- technologia infuzji wytwarzania powłok laminatowych;
- złącza klejone;
- złącza typu płyty stalowe / podkładki gumowe / śruby na podporach oraz pod słupkami balustrad.

Schematy ideowe przekroju poprzecznego i podłużnego kładki pokazano na rysunkach 1, 2. Wymiary podano w odniesieniu do linii środkowych bez zaokrągleń. Zaokrąglenia linii środkowej w narożach są o promieniu 20 mm. Dźwigar nośny jest złożony z dwóch powłok cienkich – laminatu dolnego (BS) i laminatu górnego (TS), pokrytych w odpowiednich obszarach powłokami ochronnymi, żelkotem i topkotem. Powłoki są sklejone na podłużnych pasach kontaktu. Po sklejeniu, powłoki tworzą przekrój cienkościenny otwarto-zamknięty 5-skrzynkowy. W powłokach występują dwie sekwencje warstw:

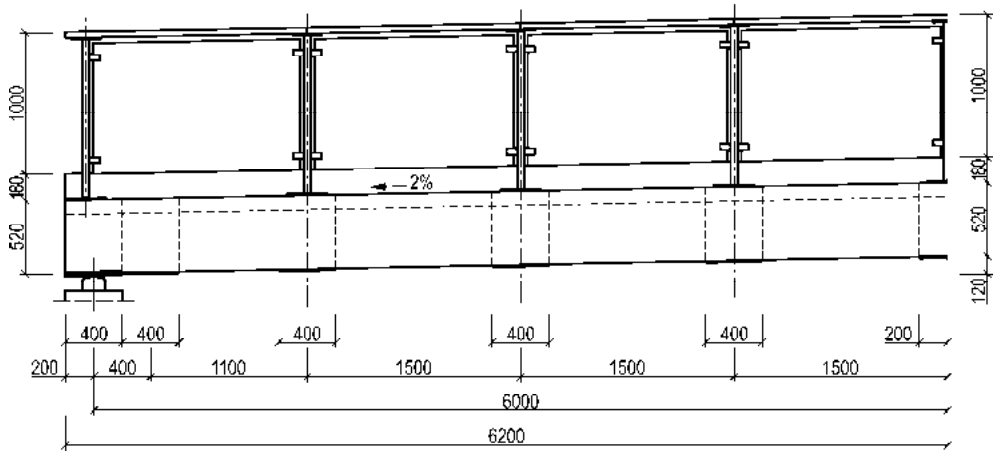
- część środkowa, poprzecznice, pasy poprzeczne usztywniające:
  S242 = $[0/90]_2$, $[45/–45]_4$, $[0/90]_2$, grubość $8 \times 0{,}663 = 5{,}30$ mm;
- strefy podporowe (o długości 1,70 m każda):
  S444 = $[0/90]_4$, $[45/–45]_4$, $[0/90]_4$, grubość $12 \times 0{,}663 = 7{,}96$ mm.

Zastosowano 9 pasów usztywniających kładkę w kierunku poprzecznym oraz trzy przepony pionowe. Pasy są przyklejane do powłoki dolnej w strefach kontaktu. Przepony mają kołnierze w kierunku podłużnym i są przyklejane do powłok głównych. Wizualizacja kładki CFB2 została pokazana na rysunku 3.

Zaprojektowano 6 łożysk stalowych. Na lewej podporze zastosowano trzy łożyska przegubowe nieprzesuwne, z luzem montażowym ±10 mm. Na prawej podporze zastosowano trzy łożyska przegubowe przesuwne w kierunku podłużnym, z luzem montażowym ±10 mm i luzem podłużnym ±40 mm. Powłoka BS jest chroniona przez dwie płyty stalowe o grubości 10 mm z przekładkami gumowymi (EPDM 70°Sh, grubość 6 mm), skręcone czterema śrubami M16. Nawierzchnia pomostu jest z poliuretanu uniepalnionego.



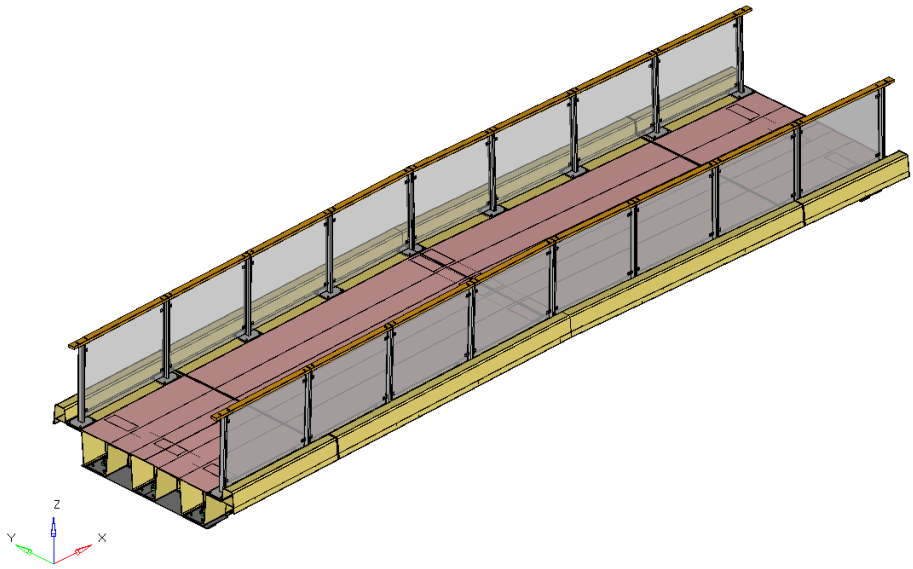
Rys. 1. Kładka CFB2 – przekrój poprzeczny na podporze (1/2 kładki)



Rys. 2. Kładka CFB2 – przekrój podłużny w osi przęsła (1/2 kładki)

Kładce odpowiada 8 kombinacji obciążeń w ramach stanu granicznego nośności. Podstawowe kombinacje obciążeń odpowiadają temperaturze wytwarzania i montażu 20°C:

- SGN01: ciężar własny (γ_f = 1,2; 1,5), tłum pieszych (γ_f = 1,3);
- SGN02: ciężar własny (γ_f = 1,2; 1,5), tłum pieszych (γ_f = 1,2), wiatr (γ_f = 1,2);
- SGN05: ciężar własny (γ_f = 1,2; 1,5), wiatr (γ_f = 1,2).



Rys. 3. Kładka CFB2 – widok izometryczny z góry

4. Modelowanie i badania numeryczne kładki

Uproszczony model geometryczny kładki CFB2 zbudowano w środowisku HyperMesh 11.0 z modelu kładki wykonanego w środowisku Catia v5r19, przy wykorzystaniu modułów Part Design, GenerativeShape Design i Assembly Design.

W opisie modelowania użyto nazw własnych elementów, parametrów i opcji z systemu MSC.Marc [12]. Laminaty oraz części stalowe modelu geometrycznego zostały posiatkowane elementami powłokowymi czworobocznymi QUAD4 o średnim wymiarze 20 × 20 mm. Łączna liczba tych elementów wynosi 274272. Warstwy kleju oraz podkładki gumowe posiatkowane zostały elementami bryłowymi HEX8. Łączna liczba tych elementów wynosi 67056. Śruby zamodelowano za pomocą elementów belkowych BAR2 między odpowiednimi węzłami płyt stalowych. Łączna liczba tych elementów wynosi 264. Całkowita liczba węzłów modelu wynosi 281176. W modelu numerycznym pominięto warstwy ochronne powłok kompozytowych (żelkot i topkot), płyty poliwęglanowe PC, pochwyt drewniany, stalowe uchwyty mocujące płyty PC do słupków, nawierzchnię poliuretanową, otwory na śruby i kotwy podporowe. Masy pominiętych komponentów poręczy zastąpiono masami skupionymi w odpowiednich węzłach słupków.

Do elementów powłokowych przypisano dwuwymiarowy, 4-węzłowy, biliniowy element skończony typu *Thick Shell* (Element_75). Do elementów bryłowych warstw kleju przypisano 8-węzłowy, izoparamatryczny, bryłowy element skończony (Element_7). Zachowanie elementu przy ścinaniu lub zginaniu poprawiono za pomocą procedury *Assumed Strain*. Do elementów bryłowych gumy przypisano 8-węzłowy, izoparamatryczny, bryłowy element skończony z dodatkowym 9 węzłem ciśnieniowym (Element_84, *Herrmann Formulation*). Do elementów belkowych modelujących śruby przypisano 2-węzłowy element belkowy z uwzględnieniem ścinania poprzecznego (Element_98). W modelu numerycznym kładki zdefiniowano następujące modele materiałowe:

- model izotropowy liniowy stali (E = 210 GPa, ν = 0,3), kleju (E = 3,1 GPa, ν = 0,36);
- model ortotropowy liniowy sprężysto-kruchy lamin winyloestrowo-szklanych;
- model nieliniowy Mooney'a-Rivlina gumy (wariant Yeoha).

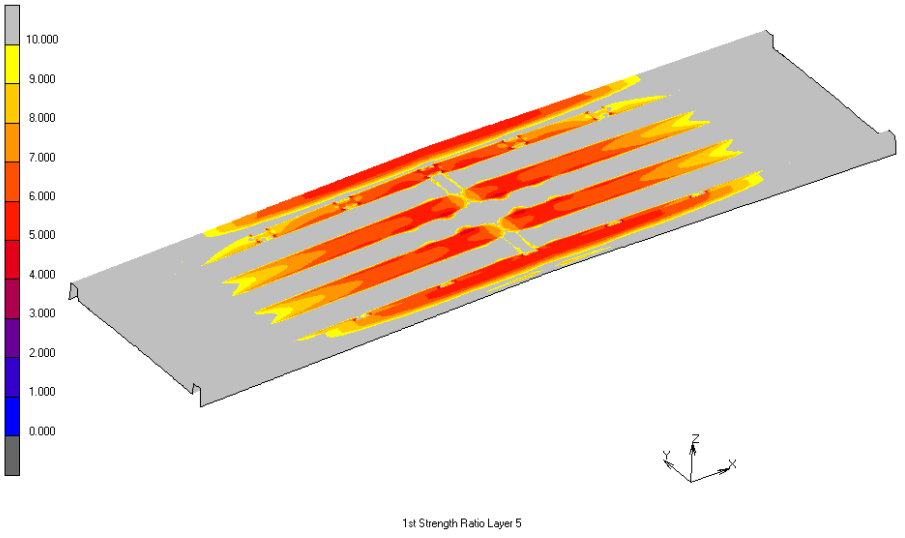
W modelu materiałowym laminy winyloestrowo-szklanej zdefiniowano model niszczenia Tsai-Wu z uwzględnieniem opcji *Immediate Degradation*. Stałe sprężystości i wytrzymałości warstw laminatu, odpowiadające modelowi liniowo sprężysto-kruchemu, wyznaczono zgodnie z odpowiednimi normami.

Analizę modalną kładki przeprowadzono metodą Lanczosa. Pierwsza częstość własna wynosi $f_1 = 5{,}29$ Hz, $f_{1,70} = 3{,}77$ Hz. Warunek komfortu pieszych jest zatem spełniony. Maksymalne ugięcie wywołane obciążeniem charakterystycznym pionowym od tłumu pieszych wynosi 55 mm = $1{,}06\, f_u$.

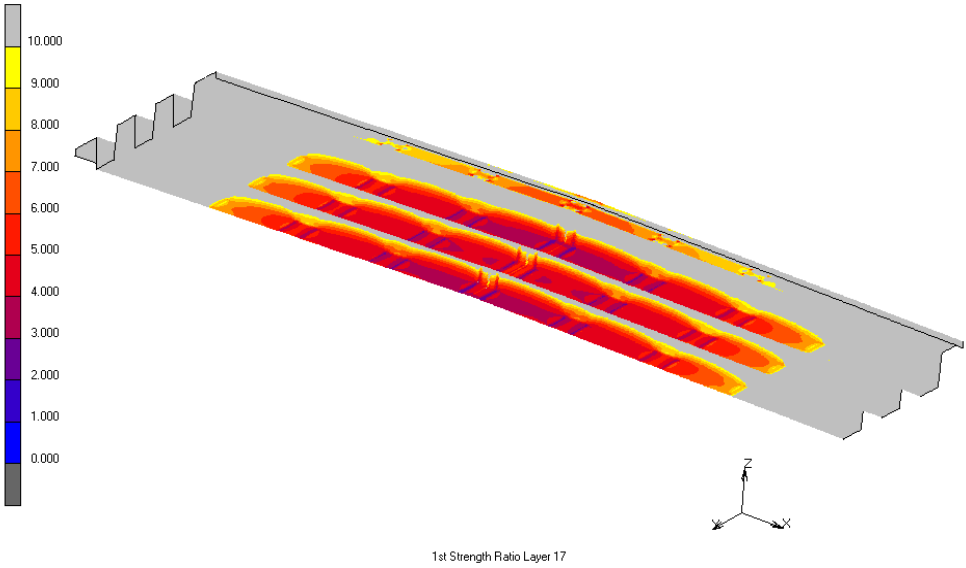
Współczynnik bezpieczeństwa S w laminach powłoki górnej i dolnej konstrukcji nośnej kładki CFB2 wyznaczono dla trzech podstawowych kombinacji obciążeń: SGN01, SGN02 i SGN05. Przykładowo, w tabeli 1 zestawiono minimalne wartości współczynnika bezpieczeństwa S w konstrukcji nośnej kładki CFB2, odpowiadające kombinacji SGN02. Na rysunkach 4, 5 pokazano najbardziej niekorzystne mapy tego współczynnika.

Tabela 1. Minimalne wartości współczynnika bezpieczeństwa S dla stanu SGN02

Powłoka górna			Powłoka dolna		
orientacja	GID	min S	orientacja	GID	min S
0	1	9,976	0	13	4,373
0	2	5,969	0	14	4,638
0	3	3,416	0	15	3,183
0	4	2,853	0	16	3,324
45	5	2,426	45	17	2,298
45	6	2,844	45	18	2,386
45	7	2,861	45	19	2,484
45	8	2,879	45	20	2,527
0	9	3,649	0	21	3,706
0	10	3,675	0	22	3,608
0	11	7,110	0	23	6,746
0	12	7,093	0	24	6,670



Rys. 4. Mapa S w zakresie 0-10 dla warstwy 5. laminatu górnego, odpowiadająca SGN02



Rys. 5. Mapa *S* w zakresie 0-10 dla warstwy 17. laminatu dolnego, odpowiadająca SGN02

5. Podsumowanie

Zaprojektowano kompozytową skrzynkową kładkę pieszo-rowerową, o rozpiętości 12,00 m i szerokości użytkowej 2,50 m. Kładka jest oryginalna pod względem architektonicznym. Konstrukcja nośna składa się z dwóch powłok kompozytowych, o kształcie dostosowanym do technologii infuzji. Po sklejeniu, konstrukcja nośna jest dźwigarem 5-skrzynkowym, który usztywniono na pomocą przepon wklejanych w trzech przekrojach poprzecznych oraz za pomocą pasów poprzecznych w dziewięciu przekrojach. Zastosowano oryginalne złącza podporowe oraz złącza poręczy z pomostem. Wyeliminowano włączanie się poręczy do przenoszenia obciążeń pionowych.

Opracowano uproszczony model numeryczny kładki, przydatny do globalnych analiz statycznych i dynamicznych. Na podstawie przeprowadzonych badań wykazano, że kładka spełnia warunek komfortu pieszych oraz przekracza o 6% warunek użytkowalności. Warunek nośności w wersji restrykcyjnej, wzorowany na projektowaniu kompozytowych zbiorników ciśnieniowych, nie jest spełniony. Jednak współczynnik bezpieczeństwa jest większy od 2. Kładka wymaga przeprojektowania w celu spełnienia warunku nośności w wersji restrykcyjnej. Jednak uzasadnione jest złagodzenie tego warunku, ponieważ kładka kompozytowa nie jest zbiornikiem ciśnieniowym.

Praca została wykonana w ramach projektu PBS1/B2/6/2013 (FOBRIDGE), finansowanego przez NCBiR w latach 2013-2015.

Literatura

1. Khalifa M.A., Hodhod O.A., Zaki M.A., 1996. Analysis and design methodology for an FRP cable-stayed pedestrian bridge. Composites: B, 27, 307-317.
2. Aref A.J., Kitane Y., Lee G.C., 2005. Analysis of hybrid FRP-concrete multi-cell bridge superstructure. Composite Structures 69, 346-359.
3. Tromp L., 2008. Composite footbridges and vacuum infusion. A 44 m footbridge for Delft. Proc. 3rd Int. Conf. FOOTBRIDGE 2008, 1-7.

4. Neto A.B.S.S., Rovere H.L., 2010. Composite concrete/GFRP slabs for footbridge deck systems. Composite Structures 92, 2554-2564.
5. Santos F.M., Mohan M., 2011. Train Buffeting Measurements on a fibre-reinforced plastic composite footbridge. Structural Engineering International 3, 285-289.
6. Chróścielewski J., Miśkiewicz M., Wilde K., Klasztorny M., Romanowski R., 2014. Powłokowa kompozytowa kładka dla pieszych o konstrukcji przekładkowej. Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej, Wyd. PP, 18, 7-15.
7. Technical guide. Footbridges. Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading. Setra/AFGC, Paris, France 2006.
8. PN-85/S-10030. Obiekty mostowe. Obciążenia.
9. PN-82/S-10052. Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie.
10. Klasztorny M., Bondyra A., Szurgott P., Nycz D., 2012. Numerical modelling of GFRP laminates with MSC. Marc system and experimental validation. Comput. Mat. Science 64, 151-156.
11. Nycz D., Bondyra A., Klasztorny M., Gotowicki P., 2012. Numerical modelling and simulation of the composite segment bending test and experimental validation. Composites Theory and Practice 12(2), 126-131.
12. Marc 2008 r1, Vol. A, Theory and User Information, MSC. Software Co., Santa Ana, CA, USA.
13. Chróścielewski J., Klasztorny M., Nycz D., Sobczyk B., 2014. Loading capacity and serviceability conditions for footbridges made of fibre-reinforced polymer laminates. Roads and Bridges – Drogi i Mosty 13(3), 189-202.
14. PN-EN 13121-3+A1:2010E. Ground containers made of plastics reinforced with glass fibre. Part 3. Design and production control [in Polish], 2010.

Composite box pedestrian and cycle bridge: design, modeling and numerical testing

Marian Klasztorny[1], Daniel Nycz[2], Jacek Chróścielewski[3], Roman Romanowski[4]

[1] Faculty of Mechanical Engineering, Military University of Technology, Warsaw, e-mail: m.klasztorny@gmail.com

[2] DES ART Co, Ltd. Sanok Branch, e-mail: daniel.nycz@interia.pl

[3] Faculty of Civil Engineering and Environment, Gdansk Univeristy of Technology, Gdansk, e-mail: jchroscielewski@gmail.com

[4] ROMA Co. Ltd., Grabowiec, e-mail: rromanowski@roma.torun.pl

Abstract: The paper presents the design, modeling and numerical testing of a composite footbridge, based on new design conditions. A GFRP composite footbridge has been designed, with the original superstructure in the form of an opened-closed 5-box girder. The foot and cycle track bridge is simply supported, 12.00 m in span length, and 2.50 m in usable width. The main constituents of laminates are quasi-balanced sewn E-glass woven fabrics, with orientation [0/90] and [45/–45] with respect to the bridge axis, as reinforcement and fire resistant vinylester resin as matrix. The infusion processing technology and bonding the composite components have been used. The numerical modeling, dynamic and static analysis of the footbridge have been conducted using the FE code MSC.Marc. The considerations include one-shell geometry of the superstructure, structural GFRP laminates of specified ply sequences, glue joints and original steel plate / rubber pad / bolt connections. Load schemes have been adopted in accordance with Polish bridge standards.

Keywords: pedestrian and cyclist bridge, composite footbridge, glass-vinylester composite shells, design, numerical modeling, simulation

Analiza konstrukcji gruntowo-powłokowych przy zastosowaniu hybrydowej metody numerycznej

Piotr Konderla

Wydział Techniczno-Inżynieryjny, Politechnika Wrocławska,
e-mail: piotr.konderla@pwr.edu.pl

Streszczenie: Przedmiotem analizy są konstrukcje gruntowo-powłokowe, w szczególności konstrukcje mostu gruntowo-powłokowego. W trakcie projektowania tych konstrukcji używa się najczęściej uproszczonych metod analizy i wymiarowania [1,2], natomiast w przypadku zaawansowanych analiz statyczno-wytrzymałościowe wykorzystuje się z reguły metodę elementów skończonych. W niniejszej pracy sformułowano odmienną metodę analizy tego typu konstrukcji, bazującą na połączeniu metody elementów brzegowych z metodą różnic skończonych. Wykazano dużą efektywność takiej metody, która w sposób naturalny pozwala na poprawny opis zachowania się poszczególnych składników konstrukcji: powłoki i otaczającego ją obszaru gruntowego, jak również umożliwia sformułowanie całej klasy modeli interfejsu pomiędzy tymi składnikami. Praca zawiera przykład analizy jednego mostu gruntowo-powłokowego przy zastosowaniu sformułowanej metody analizy.

Słowa kluczowe: konstrukcja gruntowo-powłokowa, analiza statyczna, metoda elementów brzegowych, metoda różnic skończonych

1. Wprowadzenie

Przedmiotem analizy są konstrukcje gruntowo-powłokowe wykorzystywane w inżynierii lądowej jako podatne konstrukcje mostowe. Głównymi elementami nośnymi tych konstrukcji są stalowa powłoka oparta na fundamencie oraz otaczający ją obszar stabilizowanej zasypki gruntowej. Konstrukcje te znajdują zastosowanie jako mosty bądź wiadukty o stosunkowo niewielkich rozpiętościach. Są stosunkowo proste w budowie i eksploatacji oraz znacznie tańsze w stosunku do tradycyjnych konstrukcji mostowych.

Przy projektowaniu tych konstrukcji analizę statyczną wykonuje się metodami analitycznymi, bazując na prostych modelach fizycznych [1, 2] bądź też przeprowadza się zaawansowane analizy dla złożonych modeli fizycznych wykorzystując metody numeryczne, głównie metodę elementów skończonych [3, 4]. Mimo stosunkowo prostej budowy przedmiotowej konstrukcji, analiza konstrukcji jest złożona, na co składa się kilka przyczyn:

- składniki konstrukcji są zbudowane z materiałów, dla których stosuje się różne klasy modeli fizycznych i jednocześnie parametry modelu gruntu są trudne do identyfikacji;
- podstawowe składniki konstrukcji są zróżnicowane geometrycznie – grunt jest geometrycznie obiektem przestrzennym, natomiast powłokę stalową zwykle traktuje się modelowo jako obiekt dwuwymiarowy, co w efekcie ma swoje konsekwencje w modelowaniu połączenia tych obszarów;
- na stan wytężenia konstrukcji ma duży wpływ proces budowy obiektu, który należałoby poprawnie modelować jako obszar o zmieniających się granicach, co nie jest zadaniem łatwym.

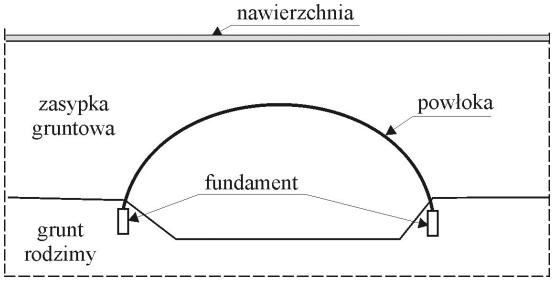
Z uwagi na powyższe fakty stosowanie metody elementów skończonych jako narzędzia analizy tego typu konstrukcji nie jest w pełni optymalne. Największe problemy stwa-

rza modelowanie interfejsu pomiędzy powłoką a obszarem gruntowym. W standardowym sformułowaniu rozwiązaniem MES jest pole przemieszczeń, natomiast pole naprężeń i w konsekwencji oddziaływań na połączeniach poszczególnych elementów konstrukcji otrzymuje się jako wielkości wtórne ze znacznie mniejszą dokładnością niż pole przemieszczeń.

W niniejszej pracy proponuje się odmienną metodę z wykorzystaniem innych narzędzi numerycznych. Generalnie proponuje się, aby przy konstruowaniu skończenie wymiarowych przestrzeni rozwiązania zastosować w obszarze gruntowym metodę elementów brzegowych, natomiast w obszarze powłoki metodę różnic skończonych. Alternatywnie w obszarze powłoki można by zastosować metodę elementów skończonych. Stosując MEB, otrzymuje się jako rozwiązanie pole przemieszczeń i pole sił brzegowych na brzegu obszaru gruntowego z porównywalnie wysoką dokładnością. Pola te w kontakcie z powłoką stanowią bezpośrednio pola ciągłości pomiędzy obszarem gruntowym a powłoką.

2. Sformułowanie zagadnienia

Przedmiotem rozważań jest konstrukcja mostowa gruntowo-powłokowa, której przekrój pokazany jest na rysunku 1.



Rys. 1. Schemat konstrukcji gruntowo-powłokowej

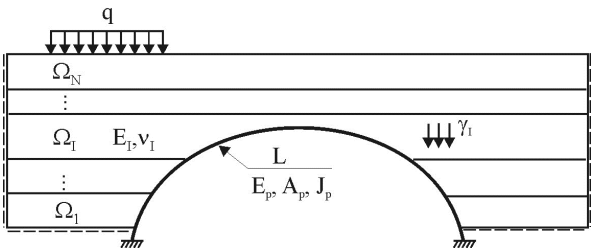
W celu uproszczenia wywodów zakłada się, że konstrukcja pracuje w płaskim stanie odkształcenia, co nie zmniejsza generalnie ogólności przedstawionego algorytmu analizy. Takie założenie często stosuje się w praktyce projektowej takich konstrukcji. Pozostałe założenia przyjęte w modelu fizycznym pokazanym na rysunku 2, to:

- zasypkę gruntową oraz nawierzchnię traktuje się jako ciało liniowo-sprężyste zajmujące obszar $\Omega = \Omega_1 \vee \Omega_2 \vee ... \vee \Omega_N$ gdzie każdy z podobszarów ograniczony jest brzegiem Γ_I o parametrach materiałowych: E_I, ν_I i ciężarze objętościowym γ_I;
- powłokę w zagadnieniu płaskim traktuje się jako pręt zakrzywiony o osi L i przekroju 1,0*h, wykonany z materiału liniowo sprężystego o parametrach E_p, ν_p; linia L leży na brzegu obszaru Ω;
- grunt rodzimy oraz fundament traktuje się jak ciała nieodkształcalne;
- obciążeniem jest ciężar własny zasypki gruntowej na Ω o intensywności γ_I oraz obciążenie zmienne na górnej krawędzi obszaru Ω o intensywności q, modelujące przykładowe obciążenie pojazdem gąsienicowym;
- pomiędzy zasypką gruntową a powłoką zakłada się jednostronną więź oraz występowanie tarcia o współczynniku tarcia μ.

Podział obszaru zasypki gruntowej na podobszary ma swoje uzasadnienie. Zasypka wykonywana jest warstwami, które mogą różnić się parametrami materiałowymi, zagęszczeniem, wilgotnością.

Z uwagi na technologię wykonywania konstrukcji pełna analiza statyczna powinna uwzględniać proces budowy, w trakcie którego w konstrukcji wystąpi początkowy stan naprężenia. Na stan ten nakłada się stan naprężenia wynikający z obciążeń eksploatacyjnych. Mimo przyjęcia w modelu fizycznym liniowych związków materiałowych zagadnienie jest nieliniowe z uwagi na:

- zmienny obszar zasypki w etapie budowy,
- połączenie kontaktowe pomiędzy zasypką a powłoką.



Rys. 2. Model fizyczny konstrukcji

3. Algorytm rozwiązania zagadnienia

3.1. Dobór metody numerycznej

Biorąc pod uwagę proporcje wymiarów obszaru zasypki Ω, jak również sposób redystrybucji obciążenia w tym obszarze, naturalnym wyborem modelu dyskretnego jest metoda elementów brzegowych (MEB). Z punktu widzenia praktyki projektowania konstrukcji istotna jest wiedza o redystrybucji obciążenia przekazywanego przez obszar zasypki na powłokę, natomiast wiedza o stanie przemieszczenia oraz stanie naprężenia wewnątrz obszaru Ω nie jest bezpośrednio wykorzystywana. Z tego punktu widzenia MEB jest efektywniejsza niż metoda elementów skończonych (MES). W MEB parametrami modelu dyskretnego są wielkości wyłącznie brzegowe: przemieszczenia i siły brzegowe w punktach kolokacji.

Powłokę, przy ograniczeniu się do zagadnienia płaskiego konstrukcji, traktuje się jako pręt zakrzywiony. Zgodność modeli dyskretnych obszaru Ω i linii osi powłoki L można uzyskać, jeżeli dla powłoki zastosować metodę różnic skończonych (MRS), traktując punkty kolokacji leżące na L jako punkty siatki modelu dyskretnego MRS. Parametry modelu MEB w pełni zapewniają ciągłość rozwiązania MRS na L.

3.2. Model obliczeniowy MEB na obszarze zasypki gruntowej

Zasypka gruntowa zajmująca obszar Ω ograniczony brzegiem Γ składa się z podobszarów Ω_I ograniczonych brzegami Γ_I $(I = 1,2,...,N)$ (rys. 3). Na obszarze Ω dobiera się model obliczeniowy MEB zgodnie z następującym algorytmem [5]:

a) Granice obszaru Ω oraz na granice oddzielających poszczególne podobszary dzieli się na rozłączne elementy brzegowe oraz obiera się punkty węzłowych kolokacji $\mathbf{x}_\alpha$ $(\alpha = 1,2,..., A)$, w tym na brzegu zewnętrznym obszaru Ω występuje A_0 punktów węzłowych.

b) Dla każdego z podobszarów Ω_I dobiera się model obliczeniowy MEB, przyjmując w każdym punkcie węzłowym $\mathbf{x}_\alpha \in \Gamma_I$ wektory przemieszczenia $\mathbf{u}_\alpha^{(I)}$ i siły brzegowej $\mathbf{t}_\alpha^{(I)}$ stanowiące parametry bazy aproksymacji pola przemieszczenia i pola siły brzegowej na Γ_I.

c) Równania MEB zapisywane są dla każdego z podobszarów Ω_I w standardowej postaci dla każdego punktu węzłowego $\mathbf{x}_\alpha \in \Gamma_I$:

$$\mathbf{F}_{\alpha\beta}^{(I)}\mathbf{u}_\beta^{(I)} - \mathbf{G}_{\alpha\beta}^{(I)}\mathbf{t}_\beta^{(I)} = \mathbf{W}_\alpha^{(I)}, \quad \forall\Omega_I \tag{1}$$

gdzie $\mathbf{F}_{\alpha\beta}^{(I)}, \mathbf{G}_{\alpha\beta}^{(I)}, \mathbf{W}_\alpha^{(I)}$ są odpowiednio macierzami związanymi z rozwiązaniem podstawowym płaskiego zagadnienia sprężystości; obowiązuje zasada sumacyjna po powtarzających się wskaźnikach w każdym ze składników równania.

d) Ciągłość pomiędzy podobszarami Ω_I zapewniono definiując parametry globalne obszaru $\mathbf{u}_\alpha, \mathbf{t}_\alpha$ w punkcie węzłowym $\mathbf{x}_\alpha$, związane z parametrami lokalnymi zależnościami:

$$\begin{aligned} &\mathbf{u}_\alpha^{(I)} = \mathbf{u}_\alpha, \quad \forall I \\ &\mathbf{t}_\alpha^{(I)} = \begin{cases} \mathbf{t}_\alpha, & (\mathbf{x}_\alpha \notin \Gamma_J) \wedge (J \neq I) \vee (\mathbf{x}_\alpha \in \Gamma_I \wedge \Gamma_J) \wedge (J > I) \\ -\mathbf{t}_\alpha, & (\mathbf{x}_\alpha \notin \Gamma_I \wedge \Gamma_J) \wedge (J > I) \end{cases} \end{aligned} \tag{2}$$

e) Po podstawieniu warunków ciągłości (2) do układów równań (1) otrzymuje się układ równań MEB, w których występuje $4A$ parametrów węzłowych $\mathbf{u}_\alpha, \mathbf{t}_\alpha$. Liczba równań jest równa $4A - 2A_0$.

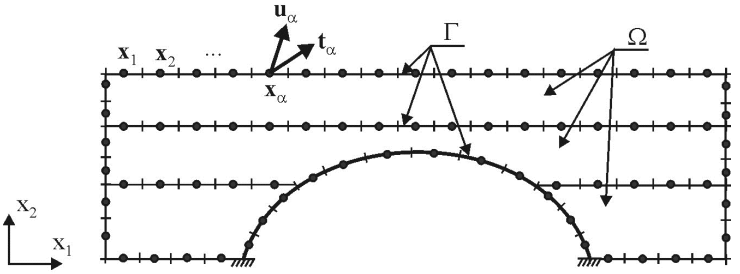
f) Układ równań (1) należy uzupełnić o warunki brzegowe na brzegu zewnętrznym obszaru Ω:

warunki kinematyczne $\mathbf{u}_\alpha = \mathbf{u}_\alpha^*$ (3a)

warunki kinetyczne $\mathbf{t}_\alpha = \mathbf{t}_\alpha^*$ (3b)

warunki mieszane $(u_{1\alpha} = u_{1\alpha}^*, t_{2\alpha} = t_{2\alpha}^*) \vee (u_{2\alpha} = u_{2\alpha}^*, t_{1\alpha} = t_{1\alpha}^*)$ (3c)

gdzie $\mathbf{u}_\alpha^*, \mathbf{t}_\alpha^*$ są wielkościami zadanymi na brzegu.



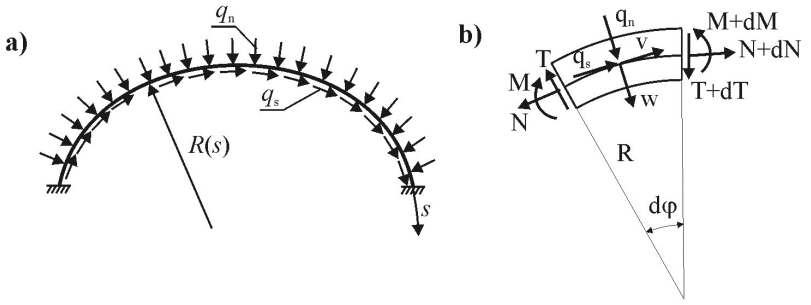
Rys. 3. Model obliczeniowy MEB obszaru zasypki gruntowej

Warunki (3) nie są określone w węzłach należących do *L*, gdzie obszar zasypki gruntowej ograniczony jest powłoką. W tych węzłach należy określić warunki ciągłości obszaru Ω z powłoką.

3.3. Modelowanie powłoki

Powłokę w zagadnieniu płaskim traktuje się jak pręt zakrzywiony o schemacie statycznym jak na rysunku 4a, o wysokości *h*, stałej powierzchni przekroju $A_p = 1{,}0 \cdot h$, mo-

mencie bezwładności $I_\mathrm{p} = 1{,}0 \cdot h^3/12$ i promieniu krzywizny $R(s)$. Ruch pręta definiują funkcje $v(s)$ i $w(s)$ odpowiednio przemieszczenia punktu na osi pręta w kierunku osiowym i poprzecznym. Pręt obciążony jest obciążeniem o intensywności $q_\mathrm{s}(s)$ i $q_\mathrm{n}(s)$.



Rys. 4. Model fizyczny powłoki

Model fizyczny pręta zakrzywionego opisuje układ równań [6]:

a) równania równowagi (rys. 4b):

$$\begin{aligned} &\frac{\mathrm{d}N}{\mathrm{d}s} - \frac{1}{R}T + q_\mathrm{s} = 0 \\ &\frac{\mathrm{d}T}{\mathrm{d}s} + \frac{1}{R}N + q_\mathrm{n} = 0 \\ &T = \frac{\mathrm{dM}}{\mathrm{d}s} \end{aligned} \tag{4}$$

b) związki fizyczne:

$$\begin{aligned} N &= \int_{A_\mathrm{p}} \sigma \,\mathrm{d}A = E_\mathrm{p} A_\mathrm{p} \lambda - \frac{EI_\mathrm{p}^*}{R}\kappa \\ M &= \int_{A_\mathrm{p}} \sigma z \,\mathrm{d}A = -E_\mathrm{p} I_\mathrm{p}^* \kappa \end{aligned} \tag{5}$$

c) związki geometryczne:

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{\mathrm{d}v}{\mathrm{d}s} \\ \kappa &= \frac{\mathrm{d}^2 w}{\mathrm{d}s^2} - \frac{\lambda}{R} \end{aligned} \tag{6}$$

gdzie λ i κ są uogólnionymi odkształceniami; $I_\mathrm{p}^* = \mu I_\mathrm{p} = I_\mathrm{p} \int_{A_p} \frac{Rz^2}{z+R}\mathrm{d}A$.

Po przekształceniach układ równań (4÷6) można zredukować do dwóch równań przemieszczeniowych postaci:

$$E_{\mathrm{p}}A_{\mathrm{p}}\frac{d^2v}{ds^2}+q_{\mathrm{s}}=0$$
$$-E_{\mathrm{p}}I_{\mathrm{p}}^{*}\frac{\mathrm{d}^4w}{\mathrm{d}s^4}-\frac{1}{R}E_{\mathrm{p}}I_{\mathrm{p}}^{*}\frac{\mathrm{d}^2v}{\mathrm{d}s^2}+\frac{1}{R}E_{\mathrm{p}}A_{\mathrm{p}}\frac{\mathrm{d}v}{\mathrm{d}s}-\frac{1}{R^2}E_{\mathrm{p}}I_{\mathrm{p}}^{*}\frac{\mathrm{d}^2w}{\mathrm{d}s^2}+\frac{1}{R^3}E_{\mathrm{p}}I_{\mathrm{p}}^{*}\frac{\mathrm{d}v}{\mathrm{d}s}+q_{\mathrm{n}}=0 \tag{7}$$

W przypadku, kiedy $R>>h$, wówczas $I_{\mathrm{p}}^{*}\cong I_{\mathrm{p}}$ i układ równań (7) przyjmie prostszą postać:

$$\frac{d^2v}{ds^2}=-\frac{1}{E_{\mathrm{p}}A_{\mathrm{p}}}q_{\mathrm{s}}$$
$$\frac{\mathrm{d}^4w}{\mathrm{d}s^4}-\frac{1}{R}\frac{E_{\mathrm{p}}A_{\mathrm{p}}}{E_{\mathrm{p}}I_{\mathrm{p}}}\frac{\mathrm{d}v}{\mathrm{d}s}=\frac{1}{E_{\mathrm{p}}I_{\mathrm{p}}}q_{\mathrm{n}} \tag{8}$$

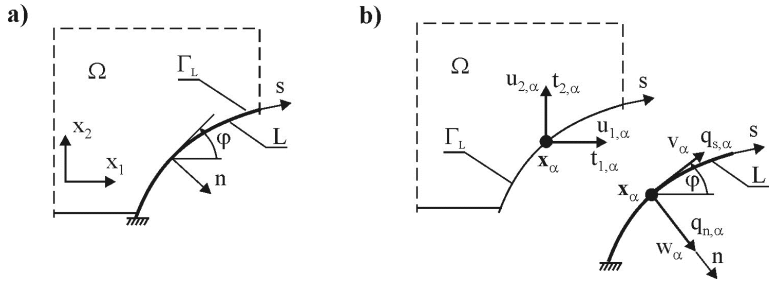
Na bazie punktów węzłowych $\mathbf{x}_\alpha\in L$ zbudowano model obliczeniowy (dyskretny) MRS dla powłoki. Dla każdego węzła $\mathbf{x}_\alpha$ na linii L można zapisać układ równań różnicowych, zamieniając pochodne w równaniach (8) na ilorazy różnicowe, stąd:

$$v_{\alpha-1}-2v_\alpha+v_{\alpha+1}=-\frac{\Delta s^2}{E_{\mathrm{p}}A_{\mathrm{p}}}q_{\mathrm{s},\alpha}$$
$$w_{\alpha-2}-4w_{\alpha-1}+6w_\alpha-4w_{\alpha+1}+w_{\alpha+2}-\frac{\Delta s^4}{2R}\frac{E_{\mathrm{p}}A_{\mathrm{p}}}{E_{\mathrm{p}}I_{\mathrm{p}}}(-v_{\alpha-1}+v_{\alpha+1})=\frac{\Delta s^4}{E_{\mathrm{p}}I_{\mathrm{p}}}q_{\mathrm{n},\alpha} \tag{9}$$

gdzie Δs jest średnią odległością pomiędzy węzłami w obrębie schematu różnicowego.

3.4. Model połączenia obszaru zasypki gruntowej z powłoką

Zakłada się, że obszar Ω na brzegu $\Gamma_{\mathrm{L}}\in\Gamma$ i obszar L przylegają do siebie na zasadzie kontaktu szorstkiego. W kierunku normalnym n występuje jednostronna więź przenosząca ściskanie, natomiast na kierunku stycznym s wzajemne przemieszczanie się ośrodków ograniczone jest siłą tarcia o współczynniku tarcia μ. Schemat połączenia tych obszarów pokazano na rysunku 5.



Rys. 5. Schemat połączenia obszaru zasypki Ω z obszarem powłoki L

Modelując połączenie obszarów Ω i L przyjęto następujące założenia i wynikające z tych założeń warunki ciągłości:

a) w trakcie pracy konstrukcji nie występuje odrywanie się powłoki L od Γ_L, przemieszczenia na kierunku n są jednakowe:

$$w_\alpha = u_{1,\alpha} \sin\varphi - u_{2,\alpha} \cos\varphi \tag{10}$$

b) może występować wzajemne przemieszczenie punktów granicy Γ_L oraz obszaru L na kierunku s; w węźle $\mathbf{x}_\alpha$ względne przemieszczenie punktów na Γ_L i L jest równe Δv_α:

$$v_\alpha = u_{1,\alpha} \cos\varphi + u_{2,\alpha} \sin\varphi + \Delta v_\alpha \tag{11}$$

c) w warunkach równowagi statycznej siły brzegowe obciążające obszar Ω na brzegu Γ_L i obszar L spełniają równania:

$$\begin{aligned} q_{s,\alpha} &= -(t_{1,\alpha} \cos\varphi + t_{2,\alpha} \sin\varphi) \\ q_{n,\alpha} &= -t_{1,\alpha} \sin\varphi + t_{2,\alpha} \cos\varphi \end{aligned} \tag{12}$$

oraz ograniczenia:

$$q_{n,\alpha} > 0; \quad \left|q_{s,\alpha}\right| \le \mu\, q_{n,\alpha} \tag{13}$$

d) w przypadku, kiedy $\left|q_{s,\alpha}\right| > \mu\, q_{n,\alpha}$, układ nie jest w równowadze, wówczas w kolejnych krokach iteracyjnych wymusza się małe przyrosty przemieszczenia:

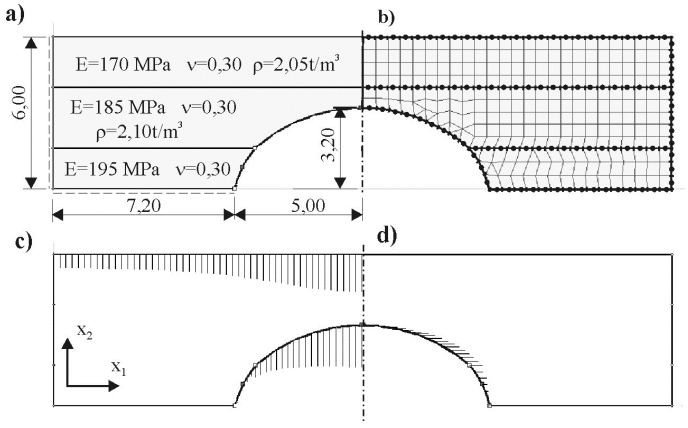
$$\Delta v_\alpha^{(iter+1)} = \Delta v_\alpha^{(iter)} + \varepsilon \cdot \mathrm{sgn}(q_{s,\alpha}) \tag{14}$$

dopóki warunek (13_2) nie będzie spełniony.

3.5. Model obliczeniowy konstrukcji, rozwiązanie numeryczne

Powyżej sformułowano komplet równań wraz z koniecznymi warunkami brzegowymi i ograniczeniami, aby uzyskać dyskretne rozwiązanie zadania, w szczególności wartości przemieszczeń i sił brzegowych w punktach węzłowych kolokacji. Wykorzystując aproksymacje tych wielkości na elementach brzegowych można uzyskać rozkład tych funkcji na brzegu Γ.

Pole naprężeń i przemieszczeń wewnątrz obszaru można uzyskać korzystając z klasycznej procedury MEB. Mając rozkład przemieszczenia na obszarze L można wyznaczyć siły wewnętrzne w powłoce.



Rys. 6. Przykład liczbowy mostu gruntowo-powłokowego: a) schemat statyczny; b) model obliczeniowy MEB; c) wykres przemieszczeń brzegowych t_2; d) wykres przemieszczeń brzegowych t_1

4. Przykład liczbowy

Wykorzystując powyższą procedurę analizowano proces budowy i późniejszego obciążenia konstrukcji mostowej gruntowo-powłokowej o schemacie statycznym pokazanym na rysunku 6a. Proces budowy realizowano w 8 etapach, zwiększając stopniowo naziom obszaru zasypki. W trakcie budowy jedynym obciążeniem był ciężar własny zasypki gruntowej. W trakcie procesu uwzględniano i monitorowano jedynie historię względnego przemieszczenia $\Delta v(s)$ na L. Jako ilustracje otrzymanych wyników, na rysunku 6b pokazano rozkład przemieszczeń na brzegu obszaru Ω po wybudowaniu konstrukcji.

Literatura

1. Janusz L., Madej A., 2007. Konstrukcje podatne z blach falistych w budownictwie mostowym. Magazyn Autostrady 1-2, 53-60.
2. Abdel-Sayed G., Bakht B., 1981. Soil-steel structure design by the Ontario Code: Part 2. Structural considerations, Canadian Journal of Civil Engineering 8(3), 331-341.
3. Girges Y., Abdel-Sayed G., 1995. Tree-dimensional analysis of soil-steel bridges. Canadian Journal of Civil Engineering 22, 1155-1163.
4. Machelski Cz., Antoniszyn G., 2003. Siły wewnętrzne w mostowych budowlach gruntowo-powłokowych. Drogi i Mosty 2, 33-58.
5. Konderla P., 1998. A contact problem analysis for heterogeneous body by boundary element method. Studia Geotechnica at Mechanica XX(3-4), 19-27.
6. Litewka P., Rakowski J., 1997. An efficient curved beam finite element, International Journal for Numerical Methods in Engineering 40, 2629-2652.

Analysis of soil-shell construction using hybrid numerical method

Piotr Konderla

Technical-Engineering Faculty, Wrocław University of Technology,
e-mail: piotr.konderla@pwr.edu.pl

Abstract: The paper presents the analysis of soil-shell constructions, in particular buried corrugated metal structure. Simplified analysis and dimensioning is mainly used in the design process of these structures. However, in case of advanced static analysis the finite element method is typically used. In this paper a different method of analysis of this type of construction is formulated, based on a combination of the boundary element method and finite difference method. High efficiency of this method has been shown, which naturally allows a correct description of the behavior of individual components construction: the shell and surrounding ground area, as well as enabling the formulation of the whole class of interface models between these components. The paper contains the analysis of one buried corrugated metal structure using the formulated method of analysis.

Keywords: soil-shell construction, static analysis, boundary element method, finite difference method

Możliwości wykorzystania skaningu laserowego do pomiaru ugięć konstrukcji inżynierskich

Janusz Kwiecień

Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,
Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy,
e-mail: jkw@utp.edu.pl

Streszczenie: W niniejszej pracy opisano metody bez kontaktowego pomiaru ugięć konstrukcji inżynierskich pod zadanym obciążeniem na podstawie skaningu laserowego. Przedstawiono praktyczny przykład pomiaru ugięć belki drewnianej pod różnymi wartościami siły obciążającej z wykorzystaniem fototeodolitu. Specjalistyczny program ImageMaster pozwolił nie tylko na trójwymiarową wizualizację belki, ale także zmierzyć wartości ugięć bezpośrednio na zobrazowanym modelu. Otrzymane wartości ugięć mierzone fototeodolitem nieznacznie różniły od obliczonych wartości teoretycznych. Instrument ten jest w zupełności wystarczający do pomiaru przemieszczeń konstrukcji inżynierskich, dla których precyzja pomiarów mieści się w granicach ±1 mm.

Słowa kluczowe: geodezyjne pomiary przemieszczeń, skaning laserowy

1. Wprowadzenie

W ostatnich latach nastąpił dynamiczny rozwój geodezyjnych technologii pomiarowych wykorzystujących postęp w dziedzinie optyki, elektroniki i innych. Pojawiły się laserowe instrumenty, które oprócz automatyzacji pomiarów pozwalają osiągać coraz wyższe dokładności rzędu 10^{-6}. Każde z tych urządzeń ma swoje zastosowanie w szerokim zakresie pomiarów, od zwykłego pomiaru różnic wysokości terenu aż do wyznaczenia współrzędnych obiektów będących w ruchu, czy też tworzeniu modeli 3D konstrukcji inżynierskich [5].

Automatyczna rekonstrukcja trójwymiarowych modeli obiektów inżynierskich jest jednym z ważniejszych tematów badawczych na całym świecie. Wynika to głównie z potrzeby coraz szerszego zakresu wykorzystania obiektów 3D do różnych celów w związku z tym szybkiej oraz ekonomicznej metody ich inwentaryzacji dla celów modernizacyjnych czy projektowych. Trójwymiarowe modele prezentują nie tylko geometryczne zależności pomiędzy głównymi elementami konstrukcyjnymi obiektu, ale także mogą przedstawiać teksturę jego zewnętrznej powierzchni.

Dziedzina geodezji, która zajmuje się pomiarami deformacji konstrukcji inżynierskich, jest stosunkowo młoda. Pierwsze pomiary tego typu przeprowadzono w latach 20. XX wieku w Szwajcarii. Pomiary te wynikały z zapotrzebowania gospodarki na kontrolę bezpieczeństwa obiektów.

Obiekty inżynierskie, konstrukcje lub ich części na skutek wpływu wielu czynników zewnętrznych i wewnętrznych ulegają przemieszczeniom i odkształceniom.

Jednym ze sposobów rozpoznania tych zmian jest wykonywanie cyklicznie pomiarów wielkości geometrycznych, jakimi są zmiany położenia punktów badanej budowli [3].

W sytuacji występowania symptomów, które wskazują na niekorzystne zmiany w geometrii obiektu inżynierskiego bądź niewłaściwą pracę konstrukcji, dla rozpoznania przyczyn i podjęcia odpowiednich działań zapobiegawczych przeprowadza się badania dla potrzeb diagnostycznych.

Przyczyn deformacji jest dużo, spowodowane mogą być błędami człowieka (błędny projekt, niestaranne wykonanie czy jakość materiałów) lub też czynnikami niezależnymi od działania człowieka (pożary albo trzęsienia ziemi). Rzadko też zdarza się, aby wystąpienie deformacji było skutkiem tylko jednego czynnika. Często przyczyny nakładają się na siebie, sumując skutki [5].

Wyznaczane wielkości deformacji muszą odznaczać się poprawnością (zgodność z rzeczywistymi zmianami położenia punktów obserwowanych), odpowiednią uzasadnioną potrzebami precyzją oraz aktualnością. Dokładność otrzymywanych wyników pomiarów zależy od wielu czynników czasoprzestrzennych i pomiarowych, dlatego wybór odpowiedniej metody geodezyjnej jest istotny w badaniach przemieszczeń obiektów inżynierskich [10].

2. Naziemny skaning laserowy

2.1. Skanery laserowe 3D

Naziemny skaning laserowy zalicza się do nowoczesnych technologii pomiarów geodezyjnych. Zasada działania tej techniki opiera się na pomiarze współrzędnych X, Y, Z dużej liczby punktów (nawet do 500 000) w ciągu jednej sekundy. Uzyskane w wyniku skaningu laserowego dane ze względu na ich olbrzymią nazywa się „chmurą punktów". Naziemny skaner laserowy (rys. 1) określa położenie punktów w dowolnym (globalnym lub lokalnym) układzie współrzędnych X, Y, Z przy odpowiednio zadeklarowanej rozdzielczości skanowania (np. co 1mm, 1 cm itd.). Wybierając rozdzielczość pomiarową, specjalistyczne oprogramowanie ustawia w instrumencie odpowiedni przyrost wartości kątów poziomych i pionowych, które łącznie z pomierzoną elektronicznie odległością umożliwiają obliczanie wartości współrzędnych X, Y, Z dla każdego punktu.

Rys. 1. Skaner laserowy Leica ScanStation P20 [12]

W trakcie tradycyjnych pomiarów geodezyjnych sposób przetwarzania danych o obiektach oraz opracowanie wyników odbywa się na drodze ich dyskretyzacji w przeciwieństwie do skanowania pozwalającego generować obraz obiektu w sposób quasi-ciągły.

Skaning laserowy znajduje zastosowanie m.in. w:
1. Inwentaryzacji oraz opracowaniu trójwymiarowych modeli obiektów.
2. Inwentaryzacji dużych budowli ziemnych, hałd itp.
3. Wyznaczaniu przemieszczeń konstrukcji inżynierskich.

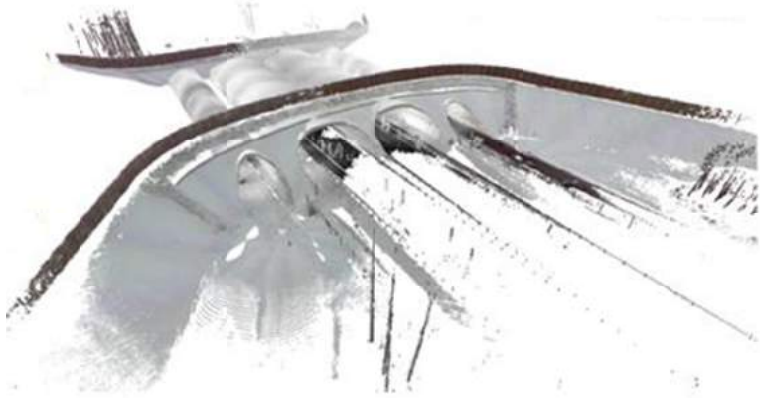
Proces opracowywania danych otrzymanych ze skanowania można umownie podzielić na trzy etapy:
1. Przetwarzanie wstępne.
2. Zasadnicze przetwarzanie.
3. Dostosowanie struktury zbioru punktów (chmury) do potrzeb wizualizacji obiektu.

Przetwarzanie wstępne wyników ma na celu podział danych na części dogodne do obróbki. W dużej mierze etap ten realizowany jest poprzez odpowiednie dobranie stanowisk pomiarowych oraz ustawienie przez operatora parametrów pracy programu sterującego skanerem.

Zasadnicze przetwarzanie polega na wybraniu punktów referencyjnych danego obiektu, które będą wspólne dla zbiorów otrzymanych z kilku stanowisk pomiarowych w jednolitym układzie.

Na rysunkach 2 i 3 przedstawiono przykładowe porównanie zdjęcia wiaduktu drogowego i jego obrazu uzyskanego ze skaningu laserowego. Zarejestrowana przez skaner „chmura punktów" pozwala na pomiary elementów konstrukcyjnych wiaduktu oraz wykonanie trójwymiarowego wektorowego modelu lub dwuwymiarowych rzutów. Zapisany w komputerze zbiór pozwala także na wygenerowanie dowolnych przekrojów czy wyznaczenie współrzędnych punktów charakterystycznych [12].

Rys. 2. Wiadukt w Poznaniu przed skanowaniem [13]



Rys. 3. Wiadukt w Poznaniu jako „chmura punktów" [13]

3. Fototeodolit skanujący Topcon IS

3.1. Charakterystyka instrumentu

W zmotoryzowanym fototeodolicie Topcon IS (rys. 4) połączono zaawansowane możliwości rejestrowania obrazów cyfrowych z jednoczesnym wykonywaniem pomiarów geodezyjnych. Topcon IS może równocześnie wyznaczać kształt, położenie i kolor inwentaryzowanego obiektu. Pomiary umożliwiają dokładne i szybkie określanie współrzędnych nawet najbardziej skomplikowanych budowli inżynierskich. Dwie kamery (szerokokątna i z 30-krotnym optycznym powiększeniem) są w stanie zobrazować najmniejsze detale mierzonego obiektu, co eliminuje błędy identyfikacji celu. Inteligentna funkcja skanowania do 20 punktów na sekundę (iSCAN) na odległość nawet 2 km sprawia, że fototeodolit z powodzeniem zastępuje typowy skaner laserowy. Wybór mierzonego punktu bezpośrednio na ekranie instrumentu z wykorzystaniem zdjęcia cyfrowego (iDRIVE) zapewnia komfort pracy i podnosi wygodę obsługi. Dostęp do rozbudowanej funkcjonalności fototeodolitu może odbywać się za pomocą oprogramowania Topcon ImageMaster. Aplikacja ta pozwala generować zdjęcia z georeferencjami oraz obrazy uzyskane ze skanowania laserowego. Dzięki temu każdy punkt konstrukcji uwidoczniony na zdjęciu lub zeskanowanym obrazie (chmurze punktów) jest jednoznacznie zdefiniowany w przestrzeni. Technologia ta to rewolucyjna i niedroga alternatywa dla skaningu laserowego 3D.

Rys. 4. Fototeodolit TOPCON IS 303 [13]

3.2. Program TOPCON ImageMaster

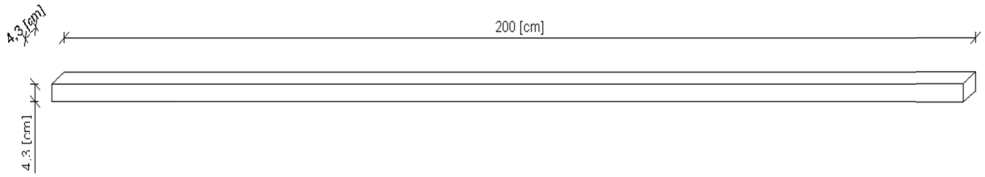
Program TOPCON ImageMaster to profesjonalne narzędzie do obróbki danych obrazowych. Pozwala ono łączyć i wspólnie opracowywać dane obrazowe (zdjęcia cyfrowe z kamer fotogrametrycznych lub ze zwykłego aparatu) z wynikami pomiarów geodezyjnych (np. przy pomocy Total Station). Program ten umożliwia przeprowadzenie procedury kalibracji, orientacji przestrzennej zdjęć cyfrowych lub obrazów otrzymanych ze skanowania laserowego.

Oprogramowanie ImageMaster można wykorzystać w wielu specjalnościach inżynierskich, m.in. w budownictwie, geodezji, fotogrametrii, architekturze czy też w przemyśle maszynowym.

4. Przykład zastosowania fototeodolitu do pomiaru ugięć konstrukcji drewnianej

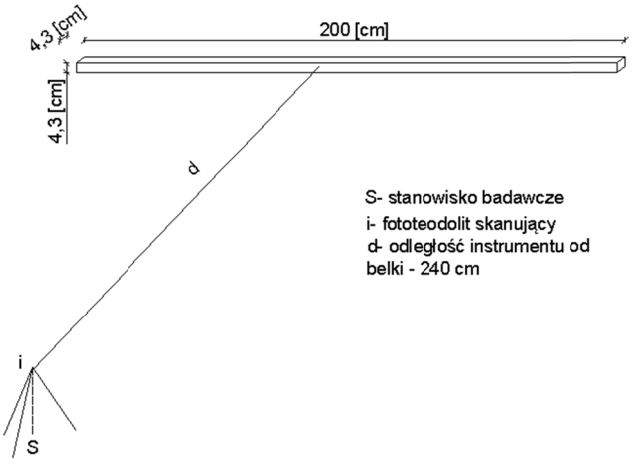
4.1. Stanowisko badawcze

Obiektem badań była belka – krawędziak wykonana z drewna liściastego o wymiarach, jak na rysunku poniżej (rys. 5).



Rys. 5. Wymiary belki

Stanowisko badawcze zostało zbudowane w hali technologicznej Wydziału Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego w Bydgoszczy w odległości d = 2,40 m od belki (rys. 6 i 7) tak, aby zapewnić dobrą widoczność [6].

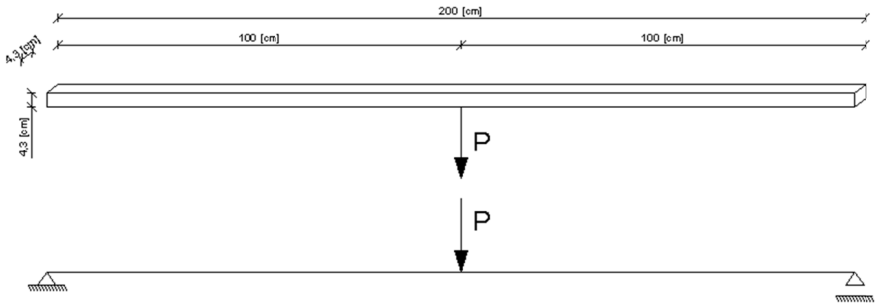


Rys. 6. Rozmieszczenie stanowiska badawczego w stosunku do belki

Rys. 7. Widok badanego obiektu

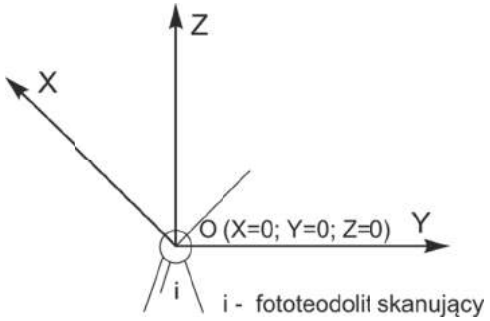
4.2. Pomiary

Belkę drewnianą obciążono kilkakrotnie w jej środku siłą skupioną: 0,12 kN; 0,24 kN; 0,36 kN (rys. 8). Głównym celem badań był pomiar ugięć belki na podstawie otrzymanych obrazów będących wynikiem skanowania. Dla kontroli wyników otrzymanych w kolejnych etapach skanowania wykonano pomiary manualne za pomocą stalowej taśmy mierniczej z dokładnością ±1 mm.



Rys. 8. Schemat przyłożenia siły do belki

Obiekt skanowano z jednego stanowiska, gdyż uznano, że do pomiaru ugięć nie jest konieczne skanowanie belki z kilku miejsc. Początek układu odniesienia O (X = 0; Y = 0; Z = 0) dla skanowanych punktów belki przyjęto w miejscu przecięcia się osi obrotu lunety z osią obrotu pionową instrumentu (rys. 9).



Rys. 9. Układ osi współrzędnych lokalnych fototeodolitu

Przed przystąpieniem do skanowania zaznaczono wielokątem jego zasięg na wyświetlaczu fototeodolitu przyjmując odpowiedni interwał w poziomie (co 5 mm) i w pionie (co 2 mm).

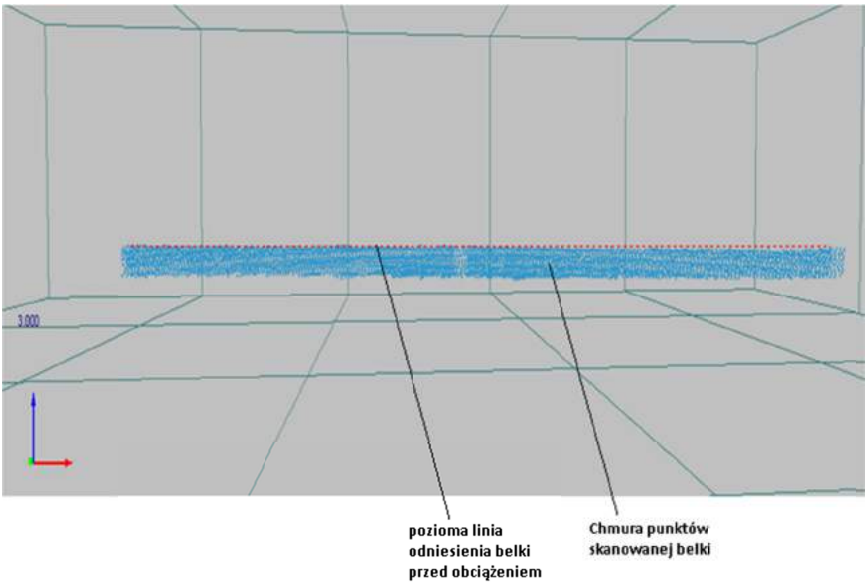
Otrzymane wyniki skanowania wprowadzono do programu ImageMaster za pomocą którego można było odczytać ugięcia belki.

4.3. Opracowanie wyników

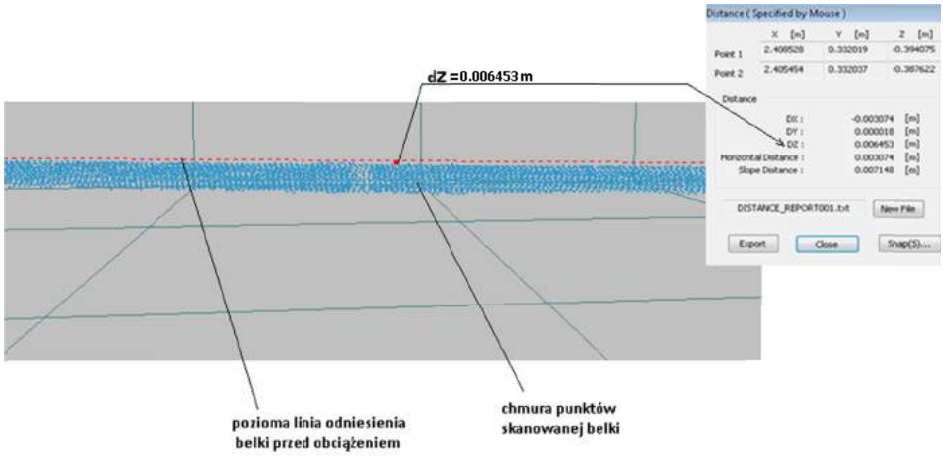
4.3.1. Wykorzystanie programu ImageMaster do wizualizacji przemieszczeń przestrzennych belki w przestrzeni trójwymiarowej

Rezultatem skanowania obiektu przez fototeodolit było zapisanie do pliku „chmury punktów", której wizualizację w płaszczyźnie pionowej w postaci obrazu umożliwiał program ImageMaster. Niestety nie ma on funkcji bezpośredniego odczytania strzałki ugięcia

czy też przemieszczenia belki, dlatego dla wyznaczenia ugięć belki narysowano na obrazie pomocniczą poziomą linię odniesienia łączącą punkty skrajne belki przed i po obciążeniu (linia czerwona na rys. 10 i 11). Następnie na obrazie belki zaznaczono punkt środkowy i zmierzono jego odległość pionową od tej linii prostej. Dzięki temu można było odczytać w programie wartość ugięcia dZ.



Rys. 10. Belka przed obciążeniem przedstawiona jako „chmura punktów"



Rys. 11. Przykład wizualizacji ugięcia belki pod obciążeniem 0,36 kN

4.3.2. Porównanie ugięć belki z modelem teoretycznym

Ugięcia belki uzyskane ze skanowania porównano z obliczeniami analitycznymi i odczytami manualnymi. Obliczenia analityczne wykonano według następujących wzorów [15]:

$$f = u_{Mgb} + u_{MGk} \tag{1}$$

$$u_{Mgb} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_b \cdot L}{E_{0,mean} \cdot I_y} \tag{2}$$

$$u_{MGk} = \frac{1}{48} \cdot \frac{P \cdot L}{E_{0,mean} \cdot I_y} \tag{3}$$

gdzie:

f – ugięcie całkowite,
u_{Mgb} – ugięcie spowodowane ciężarem własnym belki,
u_{MGk} – ugięcie spowodowane obciążeniem belki,
L – rozpiętość belki [m],
I_y – moment bezwładności obliczony względem głównych osi przekroju [m^3],
g_b – wartość obciążenia wywołana ciężarem własnym belki $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]$,
P – siła skupiona [kN],
$E_{0,mean}$ – średni moduł sprężystości wzdłuż włókien [Pa].

Porównanie ugięć skanowanej belki z modelem teoretycznym przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Zestawienie wartości ugięć

Obciążenie	Wartości ugięć [m]		
	Pomiar ręczny	Model teoretyczny	Na podstawie skanowania
1 (0,12 kN)	0,0060	0,0066	0,0065
2 (0,24 kN)	0,0120	0,0115	0,0113
3 (0,36 kN)	0,0180	0,0186	0,0183

Dodatkowo pomierzono na obrazie wymiary belki i porównano z pomiarem manualnym. Wyniki zestawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Wymiary belki pomierzone w programie oraz manualnie

	Wymiary belki pomierzone w ImageMaster		Wymiary belki pomierzone manualnie	
	Długość [m]	Wysokość [m]	Długość [m]	Wysokość [m]
Przed obciążeniem	1,982	0,0431	2,000	0,043
Obciążenie 0,12 kN	1,997	0,0428	2,000	0,043
Obciążenie 0,24 kN	1,992	0,0424	2,000	0,043
Obciążenie 0,36 kN	1,995	0,0427	2,000	0,043

5. Podsumowanie i wnioski

Analiza wyników pomiarów ugięć konstrukcji inżynierskiej (drewnianej) mierzonej fototeodolitem porównana z wartościami obliczonymi pokazuje nieznaczne różnice od wartości teoretycznych. Zastosowanie fototeodolitu do pomiaru deformacji niektórych obiektów inżynierskich jest optymalne w przypadku, kiedy dokładność pomiarów w granicach ±1 mm jest wystarczająca. Niemniej jednak inne rodzaje konstrukcji (np. stalowe) wymagają zastosowania bardziej precyzyjnych laserowych instrumentów geodezyjnych, takich jak na przykład Leica Absolute Tracker AT402, która zapewnia precyzję 0,015 mm nawet na bardzo dużych odległościach.

Literatura

1. Bujakiewicz A., Preuss R., 2009. Ocena możliwości automatycznej rekonstrukcji 3D modeli budynków z danych fotogrametrycznych. Archiwum Fotogrametrii, Kartografii i Teledetekcji, Politechnika Warszawska, Vol. 19, 23-33.
2. Bujakiewicz A., Zawieska D., Kowalczyk M., 2003. Trójwymiarowe modelowanie obiektu architektonicznego. Materiały Ogólnopolskiego Sympozjum Geoinformacji, Wrocław – Polanica Zdrój, Vol. 13 B, 325-337.
3. Bryś H., Przewłocki S., 1998. Geodezyjne metody pomiarów przemieszczeń budowli. Wydawnictwo Naukowe PWN.
4. Kamiński W., Bojarowski K., Dumalski A., Mroczkowski K., Trystuła J., 2008. Ocena możliwości wykorzystania skanera laserowego firmy Leica w badaniu deformacji obiektów budowlanych. Czasopismo techniczne Wydawnictwa Politechniki Śląskiej 2-Ś/2008, 139-147.
5. Lazzarini T., i inni 1977. Geodezyjne pomiary przemieszczeń budowli i ich otoczenie. Państwowe Przedsiębiorstwo Wydawnictw Kartograficznych Warszawa.
6. Maras J., 2013. Praca dyplomowa nr 11549/B/SP, WBAiIŚ, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy.
7. Osada E., 2002. Geodezja. Oficyna wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław.
8. Pawłowski W., Damięcka M., Jagoda M., Suchocki G., 2007. Wyznaczanie odchyleń ściany budynków od płaszczyzny pionowej na potrzeby diagnostyczne. Zeszyty Naukowe Politechniki Łódzkiej, Budownictwo 56, 168-177.
9. Przewłocki S., 2008. Geomatyka. Wydawnictwo Naukowe PWN Warszawa.
10. Przewłocki S., Czochański M., Kowalski G., 1994. Geodezja i kartografia dla Inżynierii Środowiska i Architektury. Politechnika Łódzka Łódź.
11. Uchański J., Falkowski P., 2009. Experiences of WPG S.A In the usage of terrestrial laser scanners for building inventory purposes. Reports on Geodesy 2/87.
12. http://www.leica-geosystems.pl/
13. http://skan3d.pl/pl
14. http://wpg.com.pl/pl/uslugi/fotogrametria/page/pomiary_skanerem_laserowym
15. Norma PN-EN 1995-1-1 2010 Projektowanie konstrukcji drewnianych. Postanowienia ogólne. Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków.

The possibility of using laser scanning to measure the deflection of engineering structures

Janusz Kwiecień

Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture,
UTP University of Science and Technology in Bydgoszcz,
e-mail: jkw@utp.edu.pl

Abstract: This paper describes the contactless method of measuring the deflection of engineering structures at a given load with laser scanning. The example of automatic measuring deflection using the phototheodolite has been presented. The range of research involves the collection of scan data, and then processing them using ImageMaster software. This allows to visualize scanned images in three-dimensional mode and then it enables the ability to measure the deflection directly on the image. The obtained deflections slightly differ from theoretical values. This instrument is quite sufficient to measure the displacements of engineering structures, for which the accuracy is $^{+}/_{-}$ 1 mm.

Keywords: surveying displacement, laser scanning

Nakładka kompozytowo-pianowa na prowadnicę bariery na łuku drogi: projektowanie, modelowanie, badania numeryczne

Daniel Nycz[1], Marian Klasztorny[2]

[1] *DES ART Sp. z o.o. Oddział w Sanoku, e-mail: daniel.nycz@interia.pl*

[2] *Wydział Mechaniczny, Wojskowa Akademia Techniczna w Warszawie, e-mail: m.klasztorny@gmail.com*

Streszczenie: W pracy rozpatruje się barierę skrajną SP-05/2 klasy N2-W4-A z prowadnicą typu B, na łuku poziomym wklęsłym drogi głównej ruchu przyspieszonego (GP), o promieniu dopuszczalnym w osi drogi 140-220 m. W celu zapewnienia przyjęcia testu zderzeniowego TB11 zaprojektowano nakładkę kompozytowo-pianową, którą połączono z prowadnicą B za pomocą złączy śrubowych, z wykorzystaniem tylko wolnych otworów w osi prowadnicy, występujących co 2 metry. Opracowano metodykę modelowania numerycznego i symulacji niezmodyfikowanego (bariera prostoliniowa) i zmodyfikowanego (bariera zakrzywiona) testu zderzeniowego TB11, bez nakładki oraz z nakładką, z uwzględnieniem złączy podatnych o ograniczonej nośności, kontaktu z tarciem, ciśnienia w oponach, zamocowania słupków w odkształcalnym podłożu, obciążenia grawitacyjnego, tłumienia drgań i in. Przeprowadzono wirtualne testy zderzeniowe TB11 w odniesieniu do czterech ww. układów konstrukcyjnych bariery. Model pojazdu Suzuki Swift, odpowiednio poprawiony, zaczerpnięto z biblioteki publicznej National Crash Analysis Center, USA. Do symulacji testów zderzeniowych zastosowano kod LS-DYNA. Wykazano, że bariera SP-05/2 z nakładką na łukach dróg GP zapewnia przyjęcie badania zderzeniowego TB11.

Słowa kluczowe: bariera drogowa w łuku, łuk poziomy wklęsły, nakładka kompozytowo-pianowa, test zderzeniowy TB11, modelowanie

1. Wprowadzenie

Normy [1, 2] definiują testy zderzeniowe i parametry zabezpieczenia drogowych barier ochronnych w odniesieniu do barier prostoliniowych. W przypadku zderzenia pojazdu z barierą zewnętrzną na łuku drogi może wystąpić zarzucenie pojazdu, zwiększenie szerokości pracującej, a nawet zatrzymanie pojazdu przez barierę. Celowe jest zatem przeprowadzenie badań symulacyjnych i eksperymentalnych w kierunku weryfikacji ww. tezy, a także modyfikacji barier w celu przyjęcia badań zderzeniowych. Reprezentatywne prace [3-8] omówiono w pracy doktorskiej [9].

2. Wskaźniki testów zderzeniowych

Norma [1] określa kryteria badań zderzeniowych i metody badań, którym powinny być poddane systemy ograniczające drogę. Norma [2] opisuje klasy działania barier ochronnych przez określenie ich cech funkcjonalnych takich, jak poziom powstrzymywania, szerokość pracująca, poziom intensywności zderzenia. Normy [1, 2] nie obejmują zakrętów dróg. Podstawowe poziomy powstrzymywania są określane na podstawie badań zderzeniowych i dzielą się na [1]: małe T1, T2, T3; normalne N1, N2; podwyższone H1, H2, H3; bardzo wysokie H4a, H4b. W przypadku poziomu powstrzymywania N2 wymagane jest spełnienie kryteriów badań zderzeniowych TB11, TB32.

Poziom intensywności zderzenia jest parametrem odzwierciedlającym oddziaływanie zderzenia na osoby znajdujące się w pojeździe, oceniany na podstawie wartości wskaźnika intensywności przyśpieszenia ASI oraz prędkości teoretycznej głowy w czasie zderzenia THIV [1]. Poziomowi A odpowiadają warunki: ASI ≤ 1, THIV ≤ 33 km/h. Szerokość pracująca W jest odległością między boczną powierzchnią czołową bariery od strony ruchu przed zderzeniem a maksymalnym dynamicznym bocznym położeniem dowolnej większej części bariery. Norma [2] wyróżnia 8 poziomów szerokości pracującej. W przypadku poziomu W4 odległość W ≤ 1,3 m. Bariera i nakładka powinny zachować integralność po kolizji z pojazdem. Parametr VCDI jest wskaźnikiem odkształcenia kabiny pojazdu. Zapis parametru VCDI obejmuje zarówno miejsce, jak i rozległość uszkodzeń kabiny pojazdu, w formie XYabcdefg, gdzie: XY – miejsce odkształcenia, abcdefg – 7 indeksów określających procentowe zmniejszenie charakterystycznych wymiarów kabiny pojazdu [2].

Samochód osobowy, po zderzeniu z barierą i przesuwaniu się w kontakcie z barierą, powinien odbić się od bariery tak, aby ślad koła nie przekroczył linii równoległej do pierwotnej linii czoła bariery od strony ruchu, znajdującej się w odległości A = 2,2 m + + szerokość pojazdu + 16% długości pojazdu. W przypadku pojazdu Suzuki Swift otrzymuje się A = 4,4 m. Nieprzekroczenie linii dotyczy pola odbicia o długości B = 10 m, mierzonego od punktu wyjścia ostatniego koła poza pierwotną linię czoła bariery. Niedopuszczalne jest zablokowanie pojazdu przez barierę, przewrócenie lub zarzucenie pojazdu.

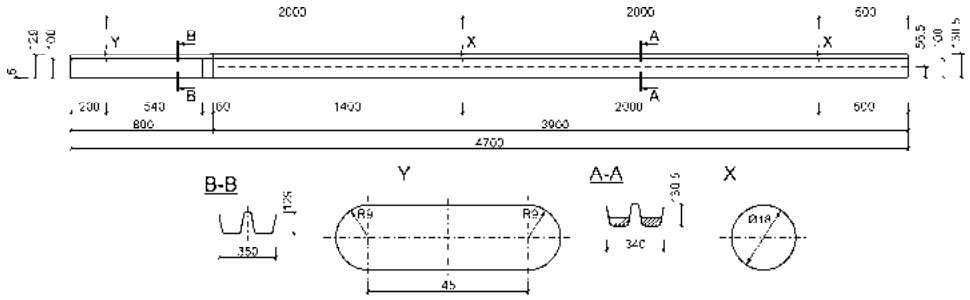
3. Badane systemy oraz testy zderzeniowe objęte symulacjami

Przedmiotem badań jest bariera drogowa SP-05/2, klasy N2-W4-A. Producentem bariery (CE No. 1826-CPD-2.9.07-DR17) jest firma Stalprodukt S.A., Bochnia. Bariera jest wykonana ze stali S235JR ocynkowanej ogniowo. We wszystkich połączeniach zastosowano śruby M16, klasy 4.6. W barierze występują: prowadnica B oraz słupki Sigma-100 o długości 1,90 m, w rozstawie co 2,00 m. Wyniki badania zderzeniowego TB11, podane przez producenta, wynoszą: ASI = 0,8; W = 1,00 m; THIV = 23 km/h, VCDI = RF0001000.

Odcinki testowe bariery o długości 58,00 m odpowiadają barierze prostoliniowej (SB) oraz barierze w łuku o promieniu 150 m (CB). Jest to najmniejszy promień krzywizny bariery zewnętrznej na łukach dróg GP. Rozpatruje się barierę bez nakładki (SB, CB) oraz z nakładką CFR2 (SBC, CBC). Wirtualne testy zderzeniowe objęte pracą mają zatem następujące kody: TB11/SB/20, TB11/SBC/20, TB11/CB/20, TB11/CBC/20. Punkt uderzenia osi podłużnej pojazdu w barierę został ustawiony w odległości 8,00 m przed środkiem 58 m odcinka bariery. Zastosowano model pojazdu Geo Metro (Suzuki Swift) wzięty z biblioteki NCAC [14], który poddano niezbędnym modyfikacjom.

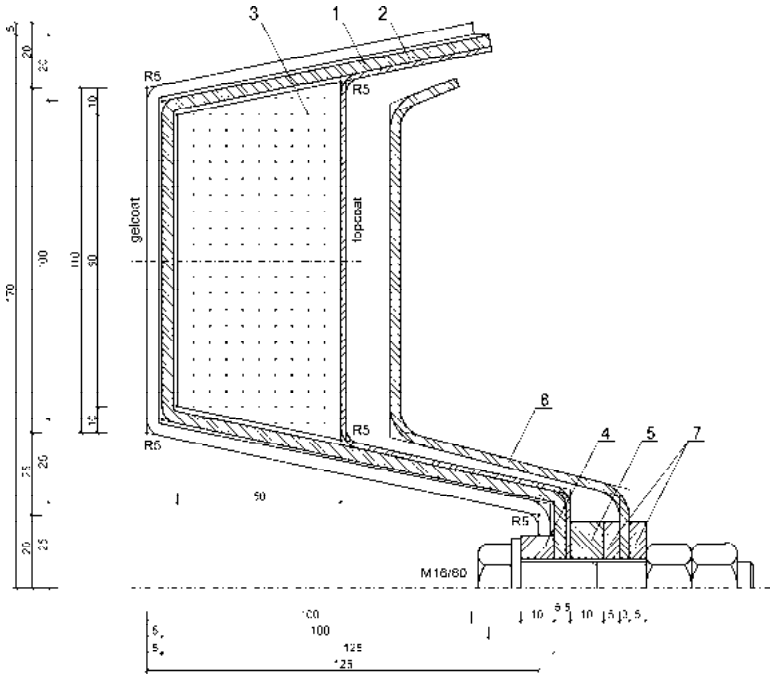
4. Opis nakładki CFR2

Nakładka uniepalniona CFR2 [10] składa się z segmentów kompozytowych poliestrowo-szklanych, częściowo wypełnionych pianką poliuretanową (rys. 1 i 2). Segmenty są połączone z prowadnicą za pomocą śrub M16/80 klasy 8.8, przy zastosowaniu grubych (10 mm) prostokątnych podkładek gumowych wytworzonych z gumy 70°ShA EPDM oraz podkładek stalowych prostokątnych ocynkowanych ogniowo, typu A, zlokalizowanych w pustych otworach w osi podłużnej prowadnicy.



Rys. 1. Segment nakładki CFR2

Ciągły układ nakładkowy CFR2 składa się z segmentów o długości 4,70 m, nakładających się na siebie w taki sposób, że długość wynikowa segmentu wynosi 4,00 m (rys. 1 i 2). Przekrój poprzeczny nakładki jest skorelowany z przekrojem poprzecznym prowadnicy typu B. Nakładka CFR2 jest złożona z powłoki kompozytowej GFRP przedniej, powłoki kompozytowej GFRP tylnej i rdzenia piankowego w dwóch kanałach. Sekwencja warstw powłoki kompozytowej przedniej, o całkowitej grubości 4 mm, jest następująca: żelkot, mata CSM450, dwie warstwy tkaniny zrównoważonej z przeplotem prostym STR600 [0/90], gdzie kierunek 0 pokrywa się z osią bariery. Powłoka kompozytowa tylna, o całkowitej grubości 1,5 mm, zamykająca kanały z pianką, jest wzmocniona jedną warstwą maty CSM450 i zabezpieczona warstwą topkotu. Matrycę kompozytów stanowi żywica poliestrowa uniepalniona Polimal 104S. Zastosowano piankę poliuretanową PUR S-42, o gęstości 42 kg/m^3.



Rys. 2. Przekrój poprzeczny nakładki CFR2 w osi węzła X: 1 – laminat przedni; 2 – laminat tylny; 3 – pianka poliuretanowa; 4 – podkładka gumowa przednia; 5 – podkładka gumowa tylna; 6 – śruba stalowa; 7 – podkładka prostokątna ocynkowana ogniowo typu A (producent: Stalprodukt S.A., Bochnia); 8 – prowadnica B

5. Modele materiałowe części układu

W opisie modeli materiałowych i modelowania numerycznego kolejnych części układu nakładka/bariera/podłoże gruntowe zastosowano oryginalne nazwy i określenia użyte w Keyword User's Manual [12] i Theory Manual [13] kodu LS-DYNA.

Stałe materiałowe stali S235JR, z której wytwarzane są części bariery drogowej, zaczerpnięto z karty danych. Właściwości elastoplastyczne stali ze wzmocnieniem izotropowym odwzorowano za pomocą modelu *MAT_PIECEWISE_LINEAR_ PLASTICITY (*MAT_024). Niszczenie stali jest zdefiniowane przez graniczne efektywne odkształcenie plastyczne.

Laminat GFRP (tworzywo sztuczne wzmocnione włóknem szklanym), wzmocniony wybranymi matami i tkaninami, jest modelowany jako materiał liniowo-sprężysto-kruchy, opisany przez model materiałowy *MAT_ENHANCED_COMPOSITE_DAMAGE (*MAT_054). Model ten jest adresowany głównie do kompozytów wzmocnionych jednokierunkowo, stąd zachowanie kompozytów występujących w nakładce CFR2 jest tylko aproksymowane. Model ten uwzględnia kryterium niszczenia Chang–Chang [13]. Stałe materiałowe kompozytów jednorodnych wzmocnionych tkaniną STR600 lub matą CSM450 zidentyfikowano eksperymentalnie w Laboratorium Badań Materiałów i Konstrukcji Katedry Mechaniki i Informatyki Stosowanej Wojskowej Akademii Technicznej. Badania wykonano zgodnie z odpowiednimi normami w temperaturze pokojowej (20°C).

Pianka poliuretanowa PUR S-42 jest odwzorowana przez model materiałowy *MAT_ HONEYCOMB (*MAT_026). Służy on do modelowania materiałów przekładkowych oraz pian o właściwościach anizotropowych.

Podłoże gruntowe, w którym są zagłębione słupki Sigma-100, jest odwzorowane przez model *MAT_SOIL_AND_FOAM (*MAT_005). Jest to prosty model stosowany do pian i ośrodków gruntowych w przypadkach, w których stałe materiałowe nie są w pełni określone. Nawierzchnia asfaltowa/betonowa i pobocze zostały modelowane jako powierzchnie nieodkształcalne. Współczynniki tarcia wynoszą 0,90 w odniesieniu do pary asfalt/beton – opona oraz 0,68 w odniesieniu do pary utwardzone podłoże – opona.

6. Model numeryczny pojazdu użyty w testach TB11

W wirtualnych testach zderzeniowych zastosowano model numeryczny MES samochodu Geo Metro (Suzuki Swift), opracowany przez NCAC [14]. Model numeryczny pojazdu (33500 elementów skończonych) zawiera ponad 200 modeli materiałowych przyporządkowanych poszczególnym częściom pojazdu. Na podstawie wstępnych testów numerycznych określono niezbędne modyfikacje w modelu pojazdu uderzającego w barierę pod kątem 20°, m.in. zmiana modelu opon z modelu *AIRBAG na model *AIRBAG_SIMPLE_PRESSURE_VOLUME; deklaracja ciśnienia w oponach 2,3 bar; deklaracja prędkości liniowej pojazdu i prędkości kątowej kół w chwili początkowej.

7. Modelowanie numeryczne części układu

Części odcinka bariery SP-05/2 o długości 58 m zdyskretyzowano, używając 4-węzłowych powłokowych elementów skończonych w sformułowaniu Belytshko-Tsay, z jednym punktem całkowania w płaszczyźnie elementu (ELFORM 2) i pięcioma punktami całkowania po grubości. Przyjęto teoretyczną wartość współczynnika korekcyjnego naprężeń stycznych przy ścinaniu (SHRF = 0,8333).

Podłoże odwzorowano przez walce (jeden walec dla każdego słupka oddzielnie) o promieniu 1,00 m i wysokości 1,30 m, używając bryłowych elementów skończonych w sformułowaniu ELFORM 1 (element bryłowy ze stałym naprężeniem). Dodatkowo, części gruntowej

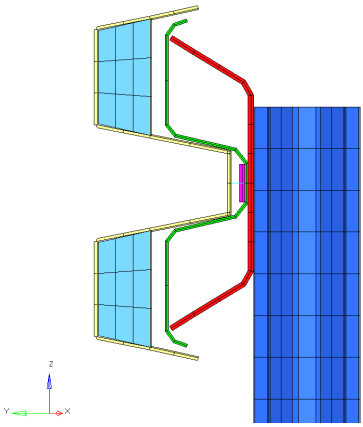
przyporządkowano kontrolę hourglass Flanagan-Belytshko (IHQ = 4; QM = 0,03). Od góry grunt został zamknięty skorupą z elementów powłokowych o grubości 1 mm, którym przypisano właściwości materiału *MAT_NULL (*MAT_009).

Pomiędzy każdym słupkiem a powłoką zamykającą grunt zdefiniowano kontakt typu *CONTACT_AUTOMATIC_SINGLE_SURFACE, uwzględniając tarcie suche ze współczynnikiem tarcia FS = 0,30. Dodatkowo, w strefie uderzenia i kontaktu pojazdu z barierą, o długości 16 m, zdefiniowano kontakt *CONTACT_INTERIOR w odniesieniu do walców gruntowych, w celu poprawienia ich zachowania przy dużych zniekształceniach. Bariera ochronna i podłoże przejawiają właściwości tłumiące wiskotyczne w sformułowaniu sztywnościowym (*DAMPING_PART_STIFFNESS), ze współczynnikami tłumienia stali COEF = 0,03 i podłoża COEF = 0,10.

Połączenia śrubowe podkładka – prowadnica – wspornik – słupek zamodelowano za pomocą *CONSTRAINED_GENERALIZAED_WELD_SPOT. W karcie elementów podano wartości granicznej siły osiowej S_n = 40200 N oraz granicznej siły ścinającej S_s = 23316 N, przy których następuje zerwanie połączenia według wzoru: $(\max F_n)/S_n + |F_s|/S_s \geq 1$, gdzie F_n, F_s – odpowiednio siła osiowa i siła ścinająca w połączeniu.

Modelowanie podatnych złączy śrubowych segmentów prowadnic ze sobą oraz z nakładką CFR2, stosowanych w barierze SP-05/2, zaprezentowano w pracy [11]. Złącza śrubowe segmentów prowadnic z nakładką CFR2 odwzorowano za pomocą elementów *CONSTRAINED_ GENERALIZED_WELD_SPOT, ponieważ zniszczeniu ulega najpierw powłoka kompozytowa. Modelowanie w tej wersji pozwala na symulację potencjalnego zerwania złączy w trakcie zderzenia z pojazdem.

Pomiędzy komponentami stalowymi bariery (prowadnica, słupki SIGMA, wsporniki, podkładki prostokątne) zdefiniowany został model kontaktu *CONTACT_AUTOMATIC_ SINGLE_SURFACE z uwzględnieniem tarcia (współczynnik tarcia FS = 0,25).



Rys. 3. Siatka MES pianki poliuretanowej oraz wizualizacja grubości elementów powłokowych z offsetem

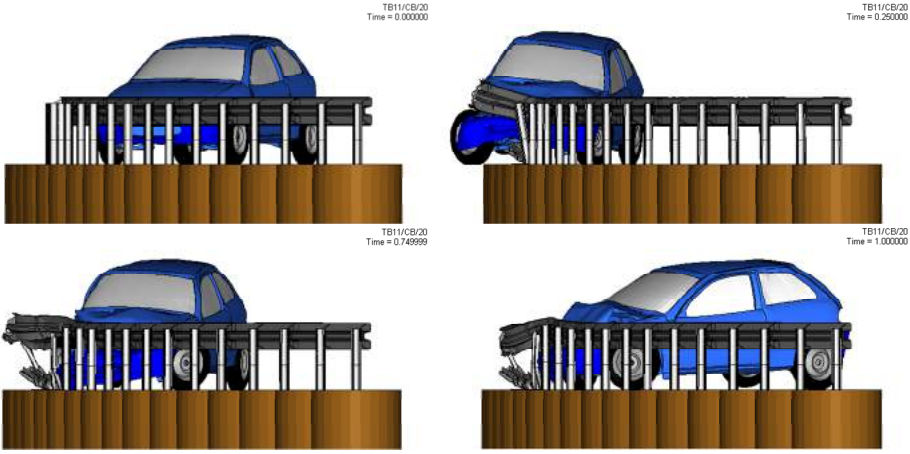
Laminaty zastosowane w nakładce CFR2 modelowano z użyciem 4-węzłowych elementów powłokowych w sformułowaniu Belytshko-Tsay, z jednym punktem całkowania (ELFORM 2) (rys. 3). Piankę poliuretanową modelowano z użyciem elementów bryłowych w sformułowaniu ELFORM 1, z kontrolą hourglass w sformułowaniu sztywnościowym Flanagan-Belytshko (IHQ = 4; QM = 0,05). Nakładka wykazuje właściwości tłumiące lepkie typu sztywnościowego (*DAMPING_PART_STIFFNESS), ze współczynnikami tłumienia laminatów COEF = 0,10 oraz pianki COEF = 0,15 [11, 12].

Kontakt między wszystkimi parami części nakładki i bariery zdefiniowano za pomocą modelu *CONTACT_AUTOMATIC_SINGLE_SURFACE i odpowiednich współczynników tarcia kinetycznego: FS = 0,14 między laminatami a elementami stalowymi, FS = 0,26 między pianką a elementami stalowymi, FS = 0,30 między pianką a laminatami.

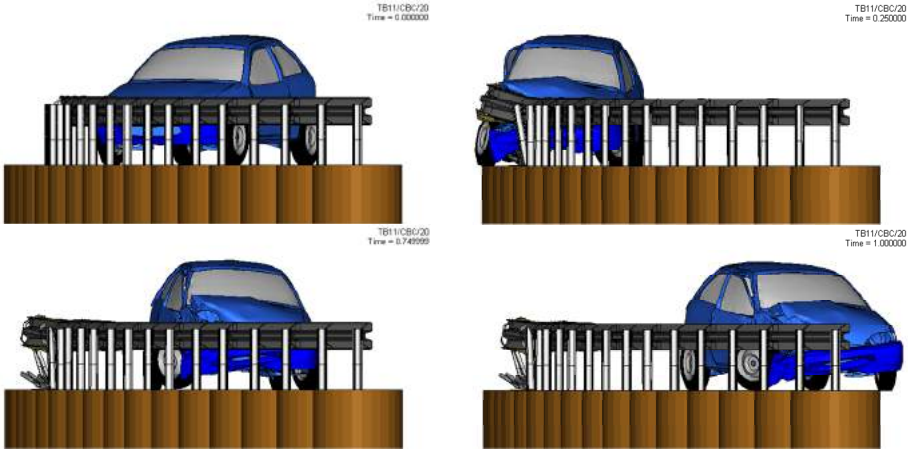
Wartości współczynników tarcia kinetycznego dla poszczególnych par trących zidentyfikowano w Laboratorium Testów Tribologicznych Katedry Zaawansowanych Materiałów i Technologii Wojskowej Akademii Technicznej w Warszawie. Model numeryczny układu bariera/nakładka/podłoże gruntowe zawiera ~158 000 elementów skończonych.

8. Symulacja testów zderzeniowych

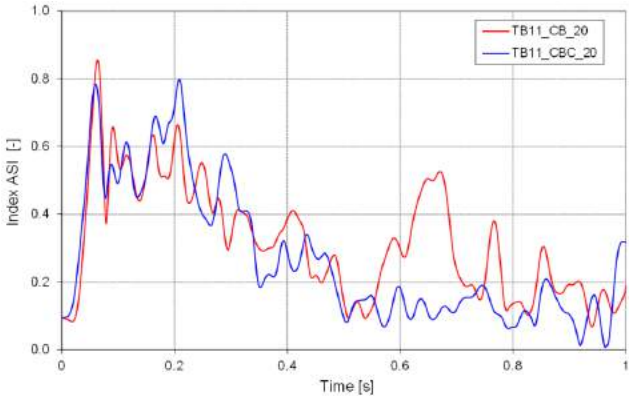
Wyniki symulacji testów zderzeniowych objętych niniejszą pracą zilustrowano na rysunkach 4 i 5, odpowiednio w odniesieniu do testów TB11/CB/20 i TB11/CBC/20. Na rysunku 4 widoczne jest niedopuszczalne zarzucenie pojazdu. Na rysunku 6 porównano przebiegi czasowe indeksu ASI dla powyższych testów. W tabeli 1 zestawiono wyniki wirtualnych testów zderzeniowych, w tym parametry ASI, THIV, W, VCDI.



Rys. 4. Animacja testu zderzenia TB11/CB/20 – widok z przodu



Rys. 5. Animacja testu zderzenia TB11/CBC/20 – widok z przodu



Rys. 6. Porównanie wykresów parametru ASI dla testów TB11/CB/20 i TB11/CBC/20

Tabela 1. Porównanie jakościowe i ilościowe wirtualnych testów zderzeniowych TB11

Test zderzeniowy	ASI [–]	THIV [km/h]	W [m]	VCDI	Zarzucenie pojazdu
TB11/SB/20	0,8 (0.79)	19 (18.90)	0.9 (0.87)	RF0010000	nie
TB11/SBC/20	0,8 (0.82)	21 (20.96)	0,8 (0.77)	RF0010000	nie
TB11/CB/20	0,9 (0.85)	21 (20.91)	0,8 (0.81)	RF0010000	tak
TB11/CBC/20	0,8 (0.80)	19 (19.21)	0,7 (0.72)	RF0010110	nie

9. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonych symulacji, sformułowano następujące główne wnioski:

- Wpływ nakładki CFR2 na przebieg testu zderzeniowego TB11 w odniesieniu do bariery prostoliniowej jest mały. Wartość indeksu ASI jest prawie taka sama w obydwu przypadkach. Odbicie pojazdu od bariery z nakładką jest nieznacznie zwiększone, ale kierowalność pojazdu jest wyższa.
- Wpływ nakładki CFR2 na przebieg testu zderzeniowego TB11 w odniesieniu do bariery w łuku o promieniu 150 m jest znaczny. Dokładna wartość indeksu ASI jest mniejsza o 6,5% w porównaniu z barierą niezmodyfikowaną. Trajektoria ruchu i kierowalność pojazdu są poprawne dla bariery zakrzywionej zmodyfikowanej.
- Krzywizna bariery niezmodyfikowanej SP-05/2 zwiększa znacząco energię absorbowaną, co prowadzi do zarzucenia pojazdu. Nakładka CFR2 połączona z barierą zakrzywioną eliminuje zarzucenie i zatrzymanie pojazdu oraz poprawia kierowalność pojazdu po kolizji.

Praca została wykonana w ramach projektu PBS1/B6/14/2012 (ENERBAR), finansowanego przez NCBiR w latach 2013-2015.

Literatura

1. EN 1317-1:2010. Road restraint systems – Part 1: Terminology and general criteria for test methods.
2. EN 1317-2:2010. Road restraint systems – Part 2: Performance classes, impact tests acceptance criteria and test methods for safety barriers including vehicle parapets.
3. Alvarez M., 2012. Crash barrier protection element and crash barrier incorporating said protection element. Patent application EP2426259A1, 2012-03-7.

4. Borkowski W., Hryciów Z., Rybak P., Wysocki J., 2010. Numerical simulation of the standard TB11 and TB32 tests for a concrete safety barrier. J. Powertrain & Transport 17(4), 63-71.
5. Borovinsek M., Vesenjak M., Ulbin M., Ren Z., 2007. Simulation of crash tests for high containment levels of road safety barriers. Engineering Failure Analysis 14, 1711-1718.
6. Dziewulski P., 2009. Numerical analysis of car – road barrier crash tests. Proc. III Symp. on Advances in Manuf. Technologies and Machinery Structures. Kazimierz Dolny, pp. 43-49 [in Polish].
7. Ren Z., Vesenjak M., 2005. Computational and experimental crash analysis of the road safety barrier. Engineering Failure Analysis 12, 963-973.
8. Kiczko A., Niezgoda T., Nowak J., Dziewulski P., 2010. Numerical implementation of car impact into the modified road barrier, Journal of KONES Powertrain and Transport 17(3), 189-196.
9. Nycz D., 2010. Modelowanie i badania numeryczne testów zderzeniowych bariery klasy N2-W4-A na łukach dróg. Praca doktorska. Wojskowa Akademia Techniczna Warszawa.
10. Klasztorny M., Niezgoda T., Romanowski R., Nycz D., Rudnik D., Zielonka K., 2014. Nakładka na prowadnicę bariery ochronnej na łuku drogi. Zgłoszenie patentowe UP RP, 6.10.2014.
11. Klasztorny M., Kiczko A., Nycz D., 2014. Modelowanie numeryczne i symulacja rozciągania połączenia śrubowego segmentów prowadnicy B bariery drogowej. 13. Konf. Nauk.-Tech. Techniki Komputerowe w Inżynierii, Licheń Stary, 77-78.
12. Hallquist J.O., 2007. LS-DYNA Keyword User's Manual. Livermore Soft. Techn. Corp., USA.
13. Hallquist J.O., 2006. LS-DYNA Theory Manual. Livermore Sofware Technology Corp., USA.
14. http://www.ncac.gwu.edu/vml/models.html, Vehicle Models, NCAC, USA, January 7, 2013.

Composite-foam covering to guiderail of barrier on road bend: design, modeling and numerical testing

Daniel Nycz[1], Marian Klasztorny[2]

[1] *DES ART Co, Ltd. Sanok Branch, e-mail: daniel.nycz@interia.pl*

[2] *Faculty of Mechanical Engineering, Military University of Technology, Warsaw, e-mail: m.klasztorny@gmail.com*

Abstract: The paper examines the SP-05/2 outer barrier, N2-W4-A class with the B-type guide bar, located at the horizontal concave arch to of the fast traffic trunk road (GP) with an allowable radius of road axis belonging to the range of 140–220 m. In order to ensure acceptance of the TB11 crash test, a rubber/foam/composite overlay has been designed and combined with the B guide using screw connectors only in empty holes in the guide axis, at 2.00 m intervals. The study develops a method for numerical modeling and simulation of unmodified (straight barrier) and modified (curved barrier) TB11 crash test, without and with the overlay, including deformable joints with limited load capacity, contact with friction, tire pressure, posts embedded in deformable subsoil, gravity load, damping, etc. TB11 virtual crash tests have been conducted for the four above-mentioned barrier design systems. The Geo Metro (Suzuki Swift) car model, corrected respectively, has been taken from the public library developed by the NCAC, USA. Crash tests were simulated using the FE non-linear explicit code LS-DYNA. It has been proved that the SP-05/2 barrier with the overlay, located on GP road bends, provides acceptance of TB11 crash tests.

Keywords: curved road barrier, horizontal concave arch, foam-composite overlay, TB11 crash test, modeling, simulation

Porównawcza analiza numeryczna dwóch przekryć struktur prętowych kopuł sferycznych

Dominika Pilarska, Marek Jurkiewicz

Wydział Budownictwa, Politechnika Opolska,
e-mail: d.pilarska@po.opole.pl, m.jurkiewicz@po.opole.pl

Streszczenie: Artykuł dotyczy porównania topologii i geometrii, jak również analizy statyczno-wytrzymałościowej dwóch przekryć struktur prętowych w postaci jednowarstwowych kopuł sferycznych. Podstawę topologiczno-geometrycznego kształtu analizowanych struktur stanowił ośmiościan foremny. Poprzez podział jego wyjściowego oczka na mniejsze trójkąty, zagęszczając je dodatkowymi krawędziami, uzyskano kopuły będące dokładniejszym odwzorowaniem sfery. Zaprezentowano dwa sposoby podziału prowadzące do uzyskania struktur prętowych, będących tematem przeprowadzonej analizy porównawczej. Za pomocą programu komputerowego Autodesk Robot Structural Analysis sporządzono analizę statyczno-wytrzymałościową badanych konstrukcji. W obliczeniach uwzględniono obciążenie od ciężaru własnego wygenerowane przez program Robot, obciążenie od ciężaru pokrycia stanowiącego tafle szkła oraz obciążenie śniegiem i wiatrem. Oddziaływanie na konstrukcje wiatru policzono korzystając z programu komputerowego Matlab. Uzyskane wyniki z przeprowadzonych analiz stanowiły podstawę do porównania badanych struktur oraz sporządzenia wniosków końcowych. Konstrukcje będące tematem opracowania mogą mieć zastosowanie jako wytrzymałe, samonośne (tzn. niewymagające wewnętrznych podpór) przekrycia dużych powierzchni, takich jak na przykład hal widowiskowo-sportowych, stadionów, obiektów handlowych itp.

Słowa kluczowe: ośmiościan foremny, kopuła sferyczna, analiza topologiczno-geometryczna, analiza statyczno-wytrzymałościowa

1. Wprowadzenie

Struktury prętowe w postaci kopuł stanowią wyzwanie w analizach topologiczno-geometrycznych pozwalających najbardziej racjonalnie je projektować. Biorąc pod uwagę złożoność i wielkość projektowanych konstrukcji, komputeryzacja projektowania stanowi podstawę racjonalnego ich kształtowania. Daje ona ponadto możliwość bardziej precyzyjnego modelowania różnorodnych systemów konstrukcji, a także sterowania skomplikowanymi procesami decyzyjnymi [1]. Komputerowe wspomaganie projektowania, będące systemem wzmacniającym umiejętności twórcze konstruktora czy projektanta, w sposób najefektywniejszy wykorzystuje możliwości systemu: człowiek – komputer [2].

Konstrukcję kopuł stalowych zapoczątkował niemiecki inżynier Walther Bauersfeld swoim projektem przekrycia planetarium w Jenie, który został zrealizowany w 1923 roku. Pomysł tego rodzaju przekryć został rozpowszechniony przez wybitnego amerykańskiego konstruktora, architekta, kartografa i filozofa, Richarda Buckminstera „Bucky'ego" Fullera (1895-1983) [3], który po raz pierwszy użył pojęcia „kopuła geodezyjna". Jego konstrukcje charakteryzowała wytrzymałość, łatwość produkcji oraz stosunkowo niski koszt wytworzenia. Wytrzymałość i sztywność uzyskanych konstrukcji były rezultatem podziału pięciokątów i sześciokątów na trójkąty, uważane za najsztywniejsze wielokąty. Metody opracowane przez R.B. Fullera polegały na rzutowaniu środkowym powierzchni ściany wielościanów foremnych, tj. 20-stościanu lub 12-stościanu foremnego na powierzchnię

sfery. Dzięki nim Fuller uzyskał konstrukcje lekkie, wytrzymałe i samonośne, tzn. bez słupów, poprzecznych ścian i podpór wewnętrznych. Kontynuatorem podejścia R.B. Fullera był Z. Makowski [4]. Kopułami pochodzącymi od 20- i 12-ścianu zajmowali się też m.in. T. Tarnai [5], J. Fuliński [6], J. Rębielak [7], J.D. Clinton [8].

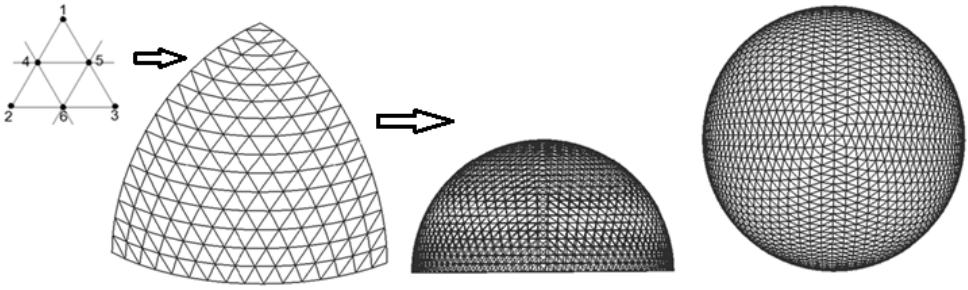
We współczesnej architekturze światowej kopuły prętowe znalazły szerokie zastosowanie, głównie ze względu na wysokie walory konstrukcyjne i ekonomiczne. Popularność struktur prętowych ciągle wzrasta, głównie ze względu na postęp w obliczeniowych metodach przy użyciu komputerów. Pojawienie się nowoczesnych programów komputerowych spowodowało, że problem konstrukcji sferycznych stał się tematem wielu prac i rozważań. Tendencje współczesnego zapotrzebowania na przekrycia dużych powierzchni oraz ekonomia zmuszają do poszukiwania konstrukcji materiałooszczędnych, wytrzymałych, bezpiecznych, lekkich i estetycznych [9].

Wśród konstrukcji prętowych w kształcie kopuł na szczególną uwagę zasługują układy, których podstawą kształtowania są dwunastościan, dwudziestościan i ośmiościan, przy czym struktury wygenerowane z ośmiościanu zostały jak dotąd słabo rozwinięte. Dlatego też celem pracy jest topologiczno-geometryczne ukształtowanie konstrukcji przestrzennych kopuł sferycznych pochodzących z ośmiościanu foremnego, jak również przeprowadzenie analizy statyczno-wytrzymałościowej, przy wykorzystaniu programu komputerowego Autodesk Robot Structural Analysis. Podstawą opracowania topologii badanych modeli był zaproponowany przez J. Fulińskiego I i II sposób podziału trójkąta sferycznego będącego wyjściowym oczkiem ośmiościanu foremnego. Dzięki tym podziałom uzyskano dwie geometrycznie różne konstrukcje, których pręty tworzą ruszt trójkierunkowy dzielący powierzchnię sferyczną na trójkąty równoboczne.

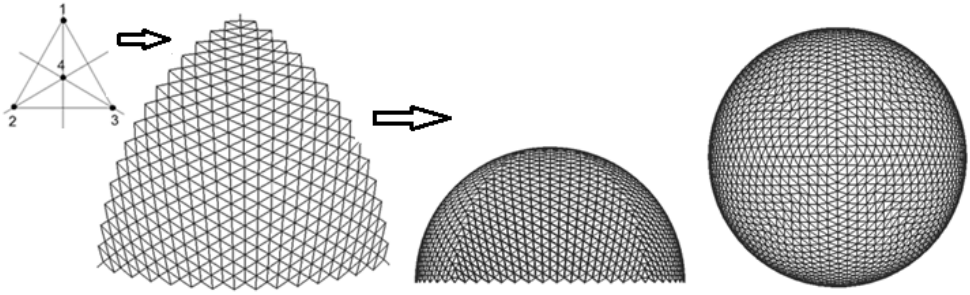
2. Topologiczno-geometryczne kształtowanie dwóch jednowarstwowych kopuł prętowych na podstawie ośmiościanu foremnego

Bryły platońskie stanowią podstawę tworzenia kopuł geodezyjnych, a więc struktur wygenerowanych z czworościanu, sześciościanu, ośmiościanu, dwunastościanu i dwudziestościanu. Modele utworzone z dwunastościanu bądź dwudziestościanu zostały szczegółowo przebadane, podczas gdy opracowania dotyczące pozostałych brył są tematem niewielu rozważań naukowych.

Podstawą opracowania i analizy są dwie jednowarstwowe kopuły prętowe ukształtowane na podstawie ośmiościanu foremnego. W celu uzyskania wielościanów pochodnych z ośmiościanu, jego wyjściowe trójkątne oczka można podzielić na mniejsze części stosując, zaproponowane przez J. Fulińskiego [10] metody podziału. Pierwszy sposób polega na podzieleniu każdej krawędzi na *n* części i poprowadzeniu trzech rodzin linii równoległych do każdej krawędzi wyjściowego trójkąta. W drugim sposobie, po podzieleniu krawędzi na *n* części, trzy rodziny linii równoległych prowadzi się do linii wysokości. Korzystając z I sposobu podziału uzyskano 5760-ścian, czyli wielościan pochodny od ośmiościanu foremnego, na podstawie którego ukształtowano pierwszą analizowaną jednowarstwową strukturę prętową. Podział wyjściowego oczka ośmiościanu według II sposobu podziału pozwolił na uzyskanie wielościanu pochodnego będącego 5400-ścianem i wygenerowanie z niego drugiej analizowanej kopuły prętowej. Na rysunkach 1 i 2 przedstawiono omawiane dwa sposoby podziału wyjściowego trójkątnego oczka ośmiościanu, będące podstawą kształtowania dwóch jednowarstwowych kopuł.



Rys. 1. Pierwszy sposób podziału trójkątnych ścian ośmiościanu foremnego, siatka 1/8 części wielościanu pochodnego (5760-ścian) oraz jednowarstwowa kopuła prętowa ukształtowana na jej podstawie

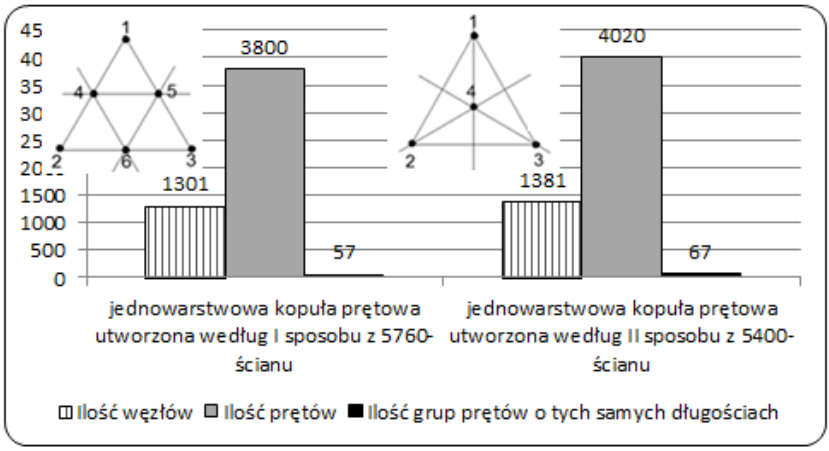


Rys. 2. Drugi sposób podziału trójkątnych ścian ośmiościanu foremnego, siatka 1/8 części wielościanu pochodnego (5400-ścian) oraz jednowarstwowa kopuła prętowa ukształtowana na jej podstawie

Zamodelowano dwie jednowarstwowe struktury o średnicy 50,0 m, różniące się kształtem topologiczno-geometrycznym. Policzono podstawowe parametry geometryczne, a uzyskane wyniki zestawiono w tabeli 1 oraz graficznie zaprezentowano na rysunku 3. Przyjęto lokalizację obiektów odpowiadającą 2. strefie obciążenia śniegiem oraz 1. strefie obciążenia wiatrem. Analizowane przekrycia w formie kopuł prętowych mogą stanowić zadaszenia dużych obiektów, takich jak np. hale widowiskowo-sportowe, obiekty handlowe itp.

Tabela 1. Parametry geometryczne analizowanych dwóch jednowarstwowych kopuł prętowych

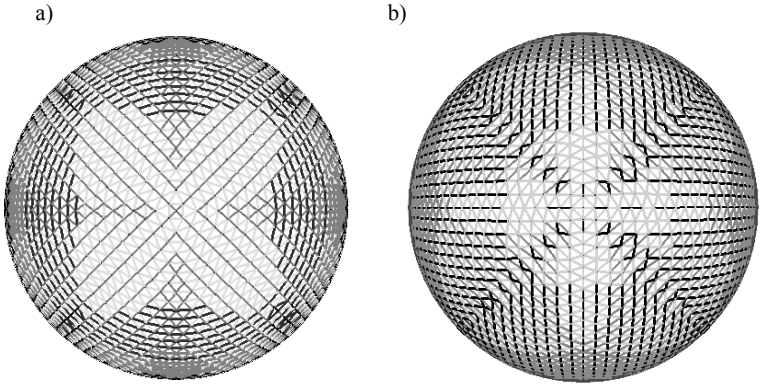
Lp.	Porównywane Parametry geometryczne	Kopuła prętowa utworzona według I sposobu z 5760-ścianu	Kopuła prętowa utworzona według II sposobu z 5400-ścianu
1	Średnica kopuły [m]	50,0	50,0
	Wysokość kopuły [m]	25,0	25,0
1	Ilość węzłów	1301	1381
2	Ilość prętów	3800	4020
3	Ilość grup prętów o tych samych długościach	57	67
4	Minimalna długość pręta [m]	1,56	1,24
5	Maksymalna długość pręta [m]	2,72	2,68



Rys. 3. Porównanie parametrów geometrycznych analizowanych dwóch jednowarstwowych kopuł prętowych

3. Statyczno-wytrzymałościowa analiza numeryczna dwóch jednowarstwowych kopuł prętowych

Numeryczne analizy statyczno-wytrzymałościowe dwóch jednowarstwowych struktur prętowych zostały przeprowadzone w programie komputerowym Autodesk Robot Structural Analysis. Wstępnie przyjęto identyczny przekrój rurowy dla wszystkich prętów i biorąc pod uwagę rozkład naprężeń przy obciążeniu ciężarem własnym, dokonano podziału na 5 grup prętów w każdej badanej kopule prętowej. Graficzną prezentację podziału na grupy prętów przedstawia rysunek 4.



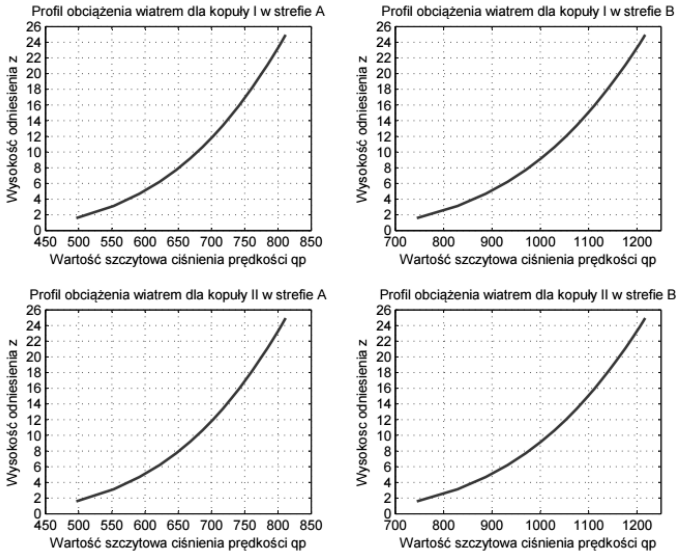
Rys. 4. Podział na grupy prętów: a) kopuła utworzona z 5760-ścianu według I sposobu podziału, b) kopuła utworzona z 5400-ścianu według II sposobu podziału

Każdą grupę prętów badanych dwóch struktur poddano weryfikacji. Ostatecznie, uwzględniając długości wyboczeniowe oraz współczynnik wytężenia, zwymiarowano je dobierając odpowiedni przekrój elementów w każdej grupie prętów. Tabela 2 zawiera podział na 5 grup prętów z uwzględnieniem dobranego przekroju elementów oraz liczby prętów wchodzących w skład danej grupy.

Tabela 2. Zestawienie przekrojów oraz liczby prętów w poszczególnych grupach analizowanych konstrukcji

Lp.	Grupa prętów	Kopuła prętowa utworzona według I sposobu z 5760-ścianu		Kopuła prętowa utworzona według II sposobu z 5400-ścianu	
		Przekrój pręta	Ilość prętów w grupie	Przekrój pręta	Ilość prętów w grupie
1	Grupa prętów 1	RO 57,0x5,0	1040	RO 54,0x6,3	41
2	Grupa prętów 2	RO 70,0x3,6	1814	RO 60.3x4	775
3	Grupa prętów 3	RO 44,5x3,6	515	RO 57,0x5,0	1530
4	Grupa prętów 4	RO 48,3x5,6	389	RO 51,0x5,6	1560
5	Grupa prętów 5	RO 44,5x6,3	42	RO 60,3x4	114
		suma	**3800**		**4020**

Analizowane kopuły prętowe poddano oddziaływaniu od ciężaru własnego konstrukcji, od ciężaru pokrycia stanowiącego tafle szkła o ciężarze 0,6 kN/m^2, od obciążenia śniegiem dla 2 strefy obciążenia, dla której wartość charakterystycznego obciążenie śniegiem gruntu wynosi 0,9 kN/m^2 oraz od obciążenia wiatrem dla 1 strefy obciążenia, dla której wartość charakterystycznego ciśnienia prędkości wiatru wynosi 0,3 kN/m^2. Oddziaływania od obciążenia śniegiem przyjęto na szerokości połaci l_s = ok. 42 m, na której kąt nachylenia stycznej spełnia warunek $\phi < 60°$ (zgodnie z PN-EN 1991-1-3). Obciążenia wiatrem przyjęto dla czterech stron kierunków świata (W, E, S, N) [11]. Na rysunku 5 przedstawiono wartości szczytowe ciśnienia prędkości wiatru q_p dla obu analizowanych konstrukcji w strefie A oraz w strefie B (wg p. 7.2.8. PN-EN 1991-1-4), obliczone w programie komputerowym Matlab.



Rys. 5. Wartości szczytowego ciśnienia prędkości q_p w strefie A oraz w strefie B dla analizowanych kopuł prętowych obliczone w programie komputerowym Matlab

Przyjęto stal S235 o granicy plastyczności f_y = 235 MPa oraz przekrój rurowy okrągły dla wszystkich prętów analizowanych kopuł. Jako podparcie nadano podpory będące utwierdzeniem, węzły przyjęto jako przegubowe.

Analizę statyczno-wytrzymałościową przeprowadzono łącznie dla 7 przypadków obciążeń, na podstawie których zdefiniowano 13 przypadków kombinacji. Wyniki dla naj-

bardziej wytężonych prętów w danej grupie dla kopuły utworzonej według I i II sposobu podziału zamieszczono w tabelach 3 i 4.

Tabela 3. Wyniki analizy statyczno-wytrzymałościowej dla najbardziej wytężonych prętów w danej grupie kopuły utworzonej według I sposobu z 5760-ścianu

	Grupa prętów 1	Grupa prętów 2	Grupa prętów 3	Grupa prętów 4	Grupa prętów 5
Przekrój pręta	RO 57,0x5,0	RO 70,0x3,6	RO 44,5x3,6	RO 48,3x5,6	RO 44,5x6,3
Klasa przekroju	1	1	1	1	1
Materiał	S235	S235	S235	S235	S235
Analiza statyczno-wytrzymałościowa uwzględniająca ściskanie					
Numer pręta	3754	2963	632	1622	-
Numer kombinacji	komb 9	komb 9	komb 17	komb 16	-
Maksymalna siła ściskająca [kN]	150,10	130,37	34,25	9,26	-
Długość wyboczeniowa pręta [m]	0,78	1,26	1,19	0,82	-
Smukłość pręta λ	42,43	53,78	82,21	53,63	-
Wsp. wyboczeniowy	0,94	0,90	0,75	0,90	-
Wsp. wytężenia	**0,83**	**0,82**	0,42	0,06	-
Analiza statyczno-wytrzymałościowa uwzględniająca rozciąganie					
Numer pręta	2501	2950	1529	877	879
Numer kombinacji	komb 10	komb 11	komb 3	komb 10	komb 10
Maksymalna siła rozciągająca [kN]	30,16	121,05	89,05	156,80	150,93
Wsp. wytężenia	0,16	0,69	**0,82**	**0,89**	**0,85**

Tabela 4. Wyniki analizy statyczno-wytrzymałościowej dla najbardziej wytężonych prętów w danej grupie kopuły utworzonej według II sposobu z 5400-ścianu

	Grupa prętów 1	Grupa prętów 2	Grupa prętów 3	Grupa prętów 4	Grupa prętów 5
Przekrój pręta	RO 54,0x6,3	RO 60,3x4	RO 57,0x5,0	RO 51,0x5,6	RO 60,3x4
Klasa przekroju	1	1	1	1	1
Materiał	S235	S235	S235	S235	S235
Analiza statyczno-wytrzymałościowa uwzględniająca ściskanie					
Numer pręta	2527	2526	3143	1924	949
Numer kombinacji	komb 11	komb 11	komb 9	komb 11	komb 9
Maksymalna siła ściskająca [kN]	168,16	128,89	154,27	127,10	30,24
Długość wyboczeniowa pręta [m]	0,87	0,87	0,87	0,64	0,71
Smukłość pręta λ	51,34	43,74	47,21	39,48	35,50
Wsp. wyboczeniowy	0,91	0,93	0,92	0,95	0,96
Wsp. wytężenia	**0,83**	**0,83**	**0,87**	0,71	0,19
Analiza statyczno-wytrzymałościowa uwzględniająca rozciąganie					
Numer pręta	-	3956	1799	1924	1933
Numer kombinacji	-	komb 9	komb 1	komb 1	komb 7
Maksymalna siła rozciągająca [kN]	-	15,91	99,44	164,50	143,00
Wsp. wytężenia	-	0,1	0,52	**0,88**	**0,86**

4. Podsumowanie

W pracy analizowano dwa przekrycia zadaszenia w postaci jednowarstwowych kopuł prętowych o średnicy 50,0 m. Topologia i geometria struktur została opracowana na podstawie ośmiościanu foremnego, czyli wielościanu, który jak dotąd był tematem niewielu rozważań naukowych. Opracowane dotychczas struktury wywodzące się z dwunastościanu bądź dwudziestościanu stały się inspiracją dla autorów do opracowania topologii konstrukcji przestrzennych ukształtowanych na podstawie ośmiościanu, który jak dotąd został słabo rozpoznany jako podstawa generowania kopuł prętowych. Topologia badanych modeli została opracowana na podstawie zaproponowanych przez J. Fulińskiego podziałów trójkąta sferycznego, będącego wyjściowym oczkiem analizowanego ośmiościanu foremnego. Przedstawiona topologia i geometria struktur prętowych generowanych z przekształceń 8-ścianu foremnego, których wierzchołki z założenia leżą na sferach, ułatwia projektowanie. Zarówno pręty tych kratownic, jak i węzły leżące na sferach, odzwierciedlające elementy wielościanów powstałych z kolejnych przekształceń, zapewniają pewną regularność. Ta regularność jest przydatna do obliczeń geometrycznych i statyczno-wytrzymałościowych.

Celem pracy było utworzenie struktur zbliżonych do siebie pod względem takich parametrów geometrycznych, jak liczba węzłów i liczba prętów. Dodatkowym kryterium wyboru struktur o odpowiednim zagęszczeniu prętami (z 5760-ścianu dla kopuły utworzonej według I sposobu oraz 5400-ścianu dla kopuły utworzonej według II sposobu) była maksymalna długość pręta przy zastosowanej średnicy 50,0 m, która wynosi 2,72 m dla pierwszej kopuły oraz 2,68 m dla kopuły drugiej. Liczba prętów oraz liczba węzłów są mniejsze o ok. 6% w przypadku kopuły wygenerowanej według I sposobu podziału. Liczba grup elementów o tych samych długościach jest również mniejsza dla pierwszej struktury.

Konstrukcje zostały zamodelowane oraz poddane numerycznej analizie statyczno-wytrzymałościowej przy zastosowaniu programu komputerowego Autodesk Robot Structural Analysis. Przeprowadzona analiza obejmowała zwymiarowanie przekrojów prętów w poszczególnych grupach, ocenę wytężenia kopuł przy uwzględnieniu współczynnika wyboczeniowego $\mu = 1$, określenie zredukowanych długości obliczeniowych prętów oraz ich smukłości, jak również wyznaczenie maksymalnych sił ściskających i rozciągających w danej grupie. Przy przyjętych układach obciążeń wiodącymi siłami w grupach 1 i 2 kopuły utworzonej według I sposobu oraz w grupach 1, 2 i 3 kopuły utworzonej według II sposobu są siły ściskające; z kolei w grupach 3, 4 i 5 kopuły pierwszej oraz w grupach 4 i 5 kopuły drugiej siły rozciągające. Przy rozważanych kombinacjach, ustrój wygenerowany z I sposobu nie wykazuje zjawiska ściskania w prętach należących do grupy 5, natomiast ustrój ukształtowany według II sposobu nie wykazuje zjawiska rozciągania w prętach wchodzących w skład grupy 1.

Zamodelowane jednowarstwowe struktury prętowe spełniają warunki nośności. Wytężenie dla poszczególnych grup prętów wynosi 82-89%.

W wyniku znacznego postępu technologicznego zastosowanie lekkich układów prętowych stało się powszechne. Przestrzenne konstrukcje kratownicowe pokryć dachowych stanowią różnorodną grupę konstrukcji, o dowolnej strukturze, które mogą spełniać duże wymagania architektów i konstruktorów. Ponadto swą oryginalnością wywołują duże wrażenie estetyczne. Zaprezentowana w pracy topologia i geometria, jak również analiza statyczno-wytrzymałościowa dwóch jednowarstwowych kopuł prętowych może stanowić przedmiot wyboru odpowiedniej struktury dla architekta i konstruktora.

Literatura

1. Szymczak Cz., 1998. Elementy teorii projektowania. Wydawnictwo Naukowe PWN Warszawa.
2. Tarnowski W., Kiczkowiak T., 1994. Komputerowe wspomaganie projektowania. Wyższa Szkoła Inżynierska, Koszalin.
3. http://pl.wikipedia.org/wiki/Kopuła_geodezyjna.
4. Makowski Z.S., 1963. Raümliche Tragwerke aus Stahl. Verlag Stahleisen m.b.H. Düsseldorf.
5. Tarnai T., 1974. Spherical Grids of Triangular Network. Acta Technica Academiae Hungaricae. 76(3-4).
6. Fuliński J., 1973. Geometria kratownic powierzchniowych. Prace Wrocławskiego Towarzystwa Naukowego, Seria B 178.
7. Rębielak J., 1992. Struktury przestrzenne o dużych rozpiętościach. PNIAiU.PWr. 27, Seria: Monografie 15, Wyd. P.Wr.
8. Clinton J.D., 1971. Advanced structural geometry studies. Part 1, Polyhedral subdivision concepts for structural applications. NASA Contractor Report, NASA CR-1734, Washington D.C.
9. Mirski J.Z., 2002. Geneza i morfologia kopuł pełnościennych, Kwartalnik Architektury i Urbanisyki 2, 129.
10. Fuliński J., 1983. Geometryczne elementy projektowania konstrukcji przestrzennych. Wydawnictwo Akademii Rolniczej Wrocław.
11. Baran W., Żmuda J., Habant W., 2010. Analiza numeryczna przekrycia prętowego o konstrukcji stalowej. Górnictwo Odkrywkowe 51(3), 82-87.
12. PN-EN 1991-1-3 Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne - Obciążenie śniegiem.
13. PN-EN 1991-1-4 Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru.

Comparative numerical analysis of two one-layered bar structures of spherical domes

Dominika Pilarska, Marek Jurkiewicz

Faculty of Civil Engineering, Opole University of Technology,
e-mail: d.pilarska@po.opole.pl, m.jurkiewicz@po.opole.pl

Abstract: The article relates to the comparison of topology and geometry, as well as static-strength analysis of two bar structure covers in the form of one-layered spherical domes. The basis of topological-geometric shape of structures has been the regular octahedron. By the division of its initial faces into smaller triangles, thickening with additional edges, the domes representing more exact sphere mapping have been obtained. Two methods of the division, leading to bar structures which are the subject of the carried analysis, have been presented. Using the Autodesk Robot Structural Analysis software, the static-strength analysis of considered constructions has been prepared. The calculation included own weight load generated by Robot software, cover load, as well as snow load and wind load. The wind impact has been calculated using Matlab software. Taking into account the carried out analysis, the obtained results have been the basis of the researched structures comparison as well as the final conclusion preparation. The constructions that are the subject of the study may be applied as strength, self-supporting (that is not requiring internal supports) covers of large areas, for example sports and entertainment halls, stadiums, trading buildings, etc.

Keywords: regular octahedron, spherical dome, topological-geometric analysis, static-strength analysis

Propozycja nowej metody identyfikacji parametrów lepkosprężystego modelu MMA na podstawie składu mieszanki

Artur Zbiciak, Karol Brzeziński, Rafał Michalczyk

Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska,
e-mail: a.zbiciak@il.pw.edu.pl, k.brzezinski@il.pw.edu.pl, r.michalczyk@il.pw.edu.pl

Streszczenie: Projektowanie konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych, z wykorzystaniem metod mechanistyczno-empirycznych, wiąże się z koniecznością wyznaczania stanu naprężenia i odkształcenia zgodnie z założeniami mechaniki ośrodków ciągłych. Zaawansowane modele obliczeniowe powinny uwzględniać reologiczne właściwości warstw asfaltowych. Dokładna identyfikacja parametrów lepkosprężystego modelu mieszanki mineralno-asfaltowej (MMA) wymaga przeprowadzenia wielu kosztownych badań. Przedmiotem niniejszego opracowania jest propozycja nowej metody, której zastosowanie umożliwia identyfikację modelu MMA jedynie na podstawie składu mieszanki. Efektywność zaproponowanego podejścia zilustrowano przykładami obliczeniowymi, w których dobierano parametry struktur reologicznych Burgersa i Hueta-Sayegha, wykorzystując odpowiednie algorytmy optymalizacyjne i techniki numerycznego wyznaczania odwrotnych transformat Laplace'a.

Słowa kluczowe: mieszanki mineralno-asfaltowe, nawierzchnie asfaltowe, lepkosprężystość, reologia, pełzanie, identyfikacja modelu, transformaty Laplace'a

1. Wprowadzenie

Zjawisko degradacji konstrukcji nawierzchni asfaltowej jest bardzo złożone. Ze względu na trudności, jakie napotyka się przy próbie modelowania procesów degradacyjnych, początkowo do projektowania konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych stosowano metody empiryczne. Metody te wymagają wieloletnich obserwacji dróg wybudowanych i użytkowanych w określonych warunkach (zastosowane materiały, podłoże gruntowe, obciążenie ruchem, warunki atmosferyczne itd.). W metodach empirycznych trudno uwzględnić jakiekolwiek odstępstwa od warunków, w których zostały opracowane.

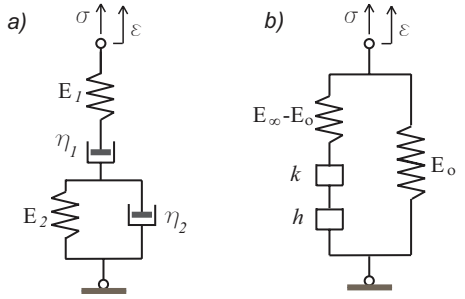
W związku z tym od wielu lat stosuje się metody z bardziej uniwersalnej grupy tzw. metod mechanistyczno-empirycznych [1]. Korzystanie z metod mechanistyczno-empirycznych wymaga rozwiązania zadania mechaniki ciała stałego, w celu wyznaczania stanu naprężenia, odkształcenia i przemieszczenia konstrukcji, w zależności od obciążeń i własności materiałów, z jakich zbudowana jest droga. Najczęściej stosowany jest model wielowarstwowej, obrotowo-symetrycznej półprzestrzeni sprężystej. Przyjmuje się, że każda warstwa ma określoną grubość, jest jednorodna i izotropowa oraz – w przypadku najprostszego, sprężystego modelu – charakteryzowana przez moduł Younga i współczynnik Poissona. Dodatkowo, zakłada się model obciążenia w postaci ciśnienia rozłożonego równomiernie na kołowej powierzchni, co w przybliżeniu odpowiada naciskowi od koła samochodu.

Należy podkreślić, że założenie o sprężystych własnościach warstw nawierzchni jest znacznym uproszczeniem, gdyż mieszanki mineralno-asfaltowe (MMA) wykazują silne

właściwości reologiczne, stąd bardziej adekwatny jest model materiału lepkosprężystego. Istnieje wiele modeli reologicznych opisujących dokładnie lepkosprężyste zachowanie się MMA. Są one jednak rzadko stosowane w praktycznym projektowaniu nawierzchni ze względu na większą złożoność obliczeń oraz trudności związane z przyjęciem właściwych parametrów modeli reologicznych.

Identyfikacja modelu reologicznego wymaga wykonania kosztownych badań laboratoryjnych mieszanki. Dlatego najczęściej wpływ efektów reologicznych jest uwzględniany przez zastąpienie w obliczeniach modułu sprężystości – modułem sztywności, który uwzględnia czas obciążenia i temperaturę materiału. Zastosowanie w obliczeniach modułu sztywności pozwala zrezygnować z badań laboratoryjnych na wczesnych etapach projektowania. Znając skład mieszanki i podstawowe właściwości lepiszcza można oszacować sztywność MMA, stosując formuły empiryczne lub nomogramy. Podejście to w efekcie pozwala na wyznaczenie tylko „zastępczego" modułu sprężystości określonego w danej temperaturze i czasie obciążenia.

W pracy przedstawiono rozszerzenie powyższej metody, dzięki któremu możliwa jest identyfikacja parametrów dowolnego, lepkosprężystego modelu reologicznego MMA na podstawie jej składu. Stosując proponowane rozwiązanie, można w sposób przybliżony uzyskać pełną charakterystykę projektowanej mieszanki. Jest to narzędzie znacznie poszerzające możliwości analizy konstrukcji nawierzchni na wczesnym etapie projektowania, bez ponoszenia kosztów związanych z laboratoryjnymi badaniami modułów sztywności mieszanki. W celu weryfikacji metody przeprowadzono przykładowe obliczenia. Na postawie znanego składu mieszanki zidentyfikowano parametry dwóch modeli reologicznych – Burgersa i Hueta-Sayegha (patrz rys. 1). Następnie porównano otrzymane rezultaty z wynikami uzyskanymi na podstawie badań doświadczalnych w próbie 4-punktowego zginania.



Rys. 1. Lepkosprężyste struktury reologiczne Burgersa (a) i Hueta-Sayegha (b)

2. Metoda szacowania sztywności MMA

Dotychczas stosowanym sposobem uwzględnienia właściwości reologicznych MMA w procesie projektowania konstrukcji nawierzchni jest zastosowanie formuł empirycznych. W większości przypadków wykorzystanie formuł empirycznych sprowadza się do dwóch kroków. W pierwszym kroku określana jest sztywność samego lepiszcza w danej temperaturze i czasie obciążenia. Sztywność lepiszcza można wyznaczyć znając jedynie wyniki podstawowych badań oznaczenia temperatury mięknienia oraz oznaczenia penetracji (np. w temperaturze 25°C) [2]. Znając wyniki powyższych badań, można wyznaczyć sztywność lepiszcza posługując się nomogramem Van Der Poela (wykorzystanym również w programie BANDS).

Drugim krokiem jest określenie sztywności mieszanki. Mieszanka mineralno-asfaltowa jest materiałem kompozytowym, dlatego zarówno cechy poszczególnych składników, jak i proporcje między nimi mają wpływ na jej właściwości. Zależność ta jest zastosowana w najpopularniejszych formułach empirycznych, w których na podstawie sztywności lepiszcza oraz proporcji pomiędzy składnikami mieszanki określa się moduł sztywności. W niniejszej pracy posłużono się formułą Bonnaure'a, która najprawdopodobniej jest stosowana w programie BANDS firmy Shell (patrz Brzeziński i Zbiciak [3]).

Moduł sztywności MMA, według powyższej metody, określa się w dwóch zakresach modułu sztywności lepiszcza. Na potrzeby pracy zastosowano wzór w zakresie modułu od 5 MPa do 1 GPa:

$$\log\left|E^*\right| = \frac{M+N}{2}\left(\log S_b - 8\right) + \frac{M-N}{2}\left|\log S_b - 8\right| + B \tag{1}$$

gdzie:

$$A = 10{,}82 - 1{,}342\frac{100 - V_g}{V_g + V_b} \tag{2}$$

$$B = 8{,}0 + 5{,}68\cdot 10^{-3}V_g + 2{,}135\cdot 10^{-4}V_g^2 \tag{3}$$

$$M = \frac{1{,}12\left(A - B\right)}{\log 30} \tag{4}$$

$$N = 0{,}6\log\left(\frac{1{,}37V_b^2 - 1}{1{,}33V_b - 1}\right) \tag{5}$$

gdzie $\left|E^*\right|$ oznacza moduł sztywności MMA (wartość bezwzględna modułu zespolonego E^*), a S_b moduł sztywności asfaltu, natomiast V_g, V_b i V_a oznaczają odpowiednio objętościową zawartość kruszywa, asfaltu i wolnych przestrzeni w mieszance, wyrażone w procentach.

Analizując powyższe relacje (1-5) zauważamy, że do oszacowania modułu sztywności wystarczy znajomość podstawowych parametrów lepiszcza i MMA, których wartości można w prosty sposób zbadać lub przyjąć na podstawie wymagań technologicznych wobec mieszanki. Uzyskane w ten sposób wyniki odpowiadają wartościom modułu siecznego wyznaczonego w próbie pełzania.

Autorzy pracy zauważają, że wartości modułu sztywności określone dla jednej mieszanki, w danej temperaturze i różnych czasach obciążenia można potraktować jak wyniki próby pełzania. Na ich podstawie w prosty sposób powstaje „teoretyczna" krzywa pełzania, którą można wykorzystać do identyfikacji parametrów dowolnego modelu reologicznego. Ponieważ występuje dobra zgodność pomiędzy wartościami modułu siecznego i wartości bezwzględnej modułu zespolonego, można uznać, że wyniki badania modułu sztywności w próbie cyklicznej i próbie pełzania są odpowiadające przy określonej zależności pomiędzy częstotliwością a czasem obciążenia. Na tej podstawie można rozszerzyć zakres stosowalności metody na badania cykliczne. Pozwoliło to na skonfrontowanie wyników otrzymanych metodami empirycznymi z wynikami badań cyklicznie zginanej czteropunktowo belki, co zostało przedstawione w dalszej części opracowania.

3. Identyfikacja parametrów modeli reologicznych

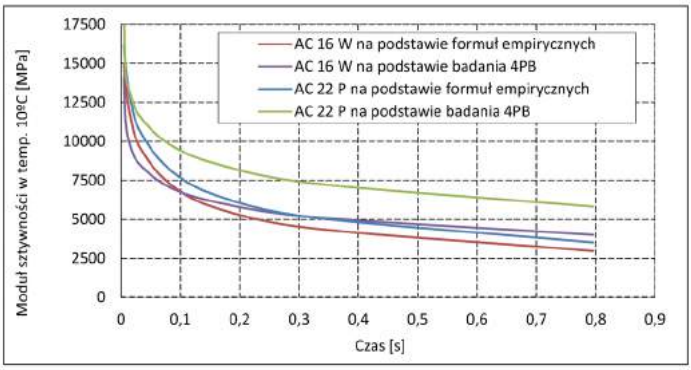
3.1. Wyniki badań

Przykład obliczeniowy identyfikacji parametrów modeli reologicznych, na podstawie składu mieszanki, wykonano w odniesieniu do dwóch typowych mieszanek: betonu asfaltowego do warstwy podbudowy (AC 22 P) oraz betonu asfaltowego do warstwy wiążącej (AC 16 W). Obie mieszanki zostały wykonane z tym samym asfaltem zwykłym 50/70 (penetracja w 25°C – 67 [0,1 mm], temperatura mięknienia – 48°C) [4]. Parametry składu mieszanek istotne w oszacowaniu modułu sztywności zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Objętościowe proporcje składu MMA

Rodzaj MMA	V_b, [v/v]	V_g, [v/v]	V_v, [v/v]
AC 22 P	8,8%	86,1%	5,1%
AC 16 W	10,2%	85,1%	4,7%

Wykorzystując nomogram Van der Poela oszacowano moduły sztywności lepiszcza asfaltowego. Następnie, stosując formułę (1), wyznaczono wartości modułów sztywności MMA. Otrzymane wyniki porównano z uzyskanymi na podstawie badań 4-punktowego zginania w temperaturze 10°C [4] (patrz rys. 2).



Rys. 2. Porównanie uzyskanych różnymi metodami wyników modułu sztywności MMA

Średni względny błąd oszacowania wyniósł ok. 17% w przypadku mieszanki AC 22 P oraz ok. 14% w przypadku mieszanki AC 16 W. Uzyskane wyniki uznano za zadowalające i wykorzystano w zasadniczej części obliczeń.

Kolejnym krokiem, nie stosowanym dotychczas, jest wykorzystanie wyników oszacowania modułu sztywności otrzymanych na podstawie składu mieszanki do identyfikacji parametrów modeli reologicznych MMA.

3.2. Model Burgersa

Moduł Van der Poela $E_p(\Delta t)$ można zinterpretować jako moduł sieczny wyznaczony w próbie pełzania przy stałym naprężeniu σ_0, gdzie $\varepsilon(\Delta t)$ jest odkształceniem powstałym w czasie Δt:

$$E_p(\Delta t) = \frac{\sigma_0}{\varepsilon(\Delta t)} \tag{6}$$

Wiadomo ponadto, że występuje dobra zgodność między wartościami modułu siecznego i modułu sztywności wyznaczonego w próbie cyklicznej, gdy zachowana jest odpowiednia zależność pomiędzy czasem a częstotliwością obciążenia [5]. Dlatego zasadne jest porównanie wyników badań cyklicznych i wyników otrzymanych metodami empirycznymi (rys. 2). Co więcej, możliwe jest wykorzystanie ścisłego analitycznego rozwiązania próby pełzania dla modelu materiału Burgersa (patrz rys. 1a) do wyznaczenia modułu Van der Poela [6]:

$$\frac{1}{E_p(\Delta t)} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{\eta_1}\Delta t + \frac{1}{E_2}\left[1 - \exp\left(-\frac{E_2}{\eta_2}\Delta t\right)\right] \tag{7}$$

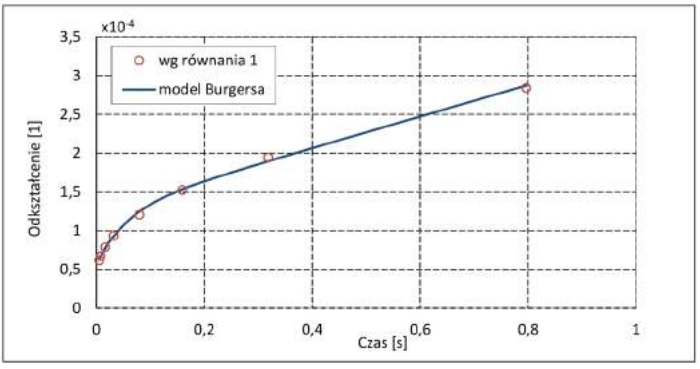
gdzie E_1, E_2, η_1, η_2 są parametrami struktury reologicznej Burgersa (patrz rys. 1).

Wykorzystując równanie (7) oraz wyniki oszacowania modułu sztywności metodą empiryczną z zastosowaniem równania (1), wyznaczono parametry modelu reologicznego (model Burgersa) mieszanek mineralno-asfaltowych wyłącznie na podstawie ich składu (tabela 2). Wyniki uzyskano z zastosowaniem algorytmów optymalizacyjnych zaimplementowanych w programie Excel.

Tabela 2. Wyznaczone parametry modelu Burgersa

Rodzaj MMA	E_1, [MPa]	E_2, [MPa]	η_1, [MPa·s]	η_2, [MPa·s]
AC 22 P	17783	14668	4888	803
AC 16 W	16623	12804	3928	690

Dane wyjściowe do stosowanej procedury pochodzą z oszacowania na podstawie wzoru empirycznego (1), jednak wyniki przedstawiono z dużą dokładnością. W zależności od czasu obciążenia wrażliwość odpowiedzi modelu na poszczególne parametry jest zmienna. Duża dokładność podanych parametrów pozwala na lepsze dopasowanie modelu w szerokim zakresie częstotliwości. Przyjęty model materiałowy dość dobrze reprezentuje właściwości mieszanek oszacowane za pomocą równania (1). Przedstawiono to na rysunku 3, reprezentującym teoretyczne wyniki próby pełzania.



Rys. 3. Porównanie wyników teoretycznego testu pełzania dla mieszanki AC 22 P, oszacowanych na podstawie równania (1) oraz modelu Burgersa

3.3. Model Hueta-Sayegha

Struktura reologiczna Burgersa, rozpatrywana w poprzednim punkcie, jest złożona z klasycznych elementów sprężystych i lepkich. Jak wykazano w wielu pracach, możliwości odwzorowania zachowania się MMA za pomocą modelu Burgersa, w szerokim zakresie temperaturowo-częstotliwościowym, są ograniczone [7-9]. Bardziej adekwatnym modelem lepkosprężystym jest struktura Hueta-Sayegha (HS) (patrz rys. 1b), w której znajdują się nieklasyczne, liniowe elementy lepkosprężyste, których właściwości konstytutywne opisuje się za pomocą pochodnej ułamkowego rzędu [10-12]. Teoria układów ułamkowego rzędu znalazła zastosowanie w wielu gałęziach inżynierii, m.in. w elektrotechnice, budowie maszyn i w budownictwie.

Identyfikacja modelu MMA na podstawie składu mieszanki z wykorzystaniem struktury HS jest utrudniona. Zauważmy, że w przypadku modelu Burgersa możliwe było zastosowanie ścisłego wzoru (7), opisującego funkcję pełzania. W przypadku modelu HS, uzyskanie takiej formuły jest trudne ze względu na konieczność rozwiązania równania różniczkowego ułamkowego rzędu. Istnieje możliwość całkowania tego typu równań przy zastosowaniu algorytmu zaproponowanego w pracy Grzesikiewicza i in. [13], gdzie dodatkowo uwzględnia się zjawiska nieliniowe (nieliniowa lepkość lub plastyczność). W przypadku identyfikacji parametrów struktury reologicznej Hueta-Sayegha, algorytm optymalizacyjny wymagałby wielokrotnego rozwiązywania równań różniczkowych ułamkowego rzędu, co byłoby bardzo czasochłonne.

W niniejszej pracy zagadnienie identyfikacji parametrów struktury HS zostało rozwiązane przy wykorzystaniu koncepcji opisanej w pracy Zbiciaka i Grzesikiewicza [14], w której charakterystyki modeli fraktalnych (w tym funkcję pełzania) uzyskano przy zastosowaniu algorytmów numerycznego wyznaczania odwrotnych transformat Laplace'a. Wykorzystanie tych algorytmów, w połączeniu z odpowiednimi procedurami optymalizacyjnymi zaimplementowanymi w programie Matlab, pozwoliło na efektywne rozwiązanie zadania identyfikacji.

Numeryczne wyznaczenie charakterystyki pełzania modelu HS wymaga znajomości jego funkcji przejścia (transmitancji operatorowej) $E^*(s)$, która wynika wprost ze wzoru na moduł zespolony $E^*(i\omega)$, jeśli zastosujemy podstawienie $i\omega = s$. Moduł zespolony struktury HS ma postać:

$$E^*(i\omega) = E_{\mathrm{o}} + \frac{E_{\infty} - E_{\mathrm{o}}}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h}} \tag{8}$$

gdzie: E_{o} – moduł statyczny (dla $\omega \to 0$); E_{∞} – tzw. moduł zeszklenia (dla $\omega \to \infty$); h, k – wykładniki spełniające relację $0 < k < h < 1$; δ – stała bezwymiarowa; τ – czas charakterystyczny.

W przypadku liniowych układów analizowanych w niniejszej pracy obowiązuje następująca relacja wiążąca naprężenia i odkształcenia:

$$\sigma^*(s) = E^*(s)\,\varepsilon^*(s) \tag{9}$$

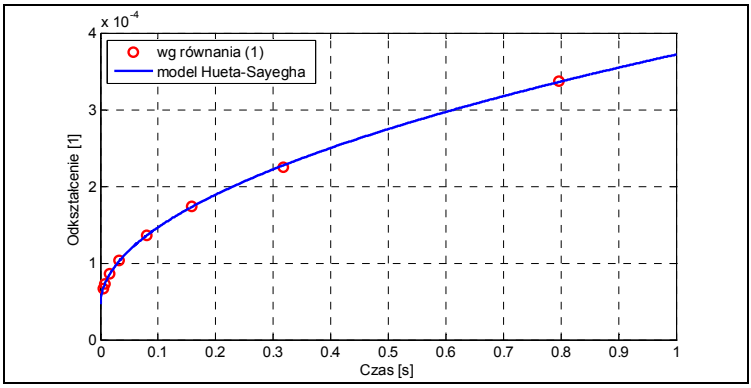
gdzie $\sigma^*(s)$ i $\varepsilon^*(s)$ oznaczają transformaty Laplace'a stanu naprężenia $\sigma(t)$ i odkształcenia $\varepsilon(t)$. Znając analityczną postać transformaty Laplace'a sygnału wymuszenia w teście pełzania (jednostkowy skok naprężenia), można uzyskać odpowiedź modelu Hueta-Sayegha w postaci funkcji pełzania. Jak zaznaczono wcześniej, ta operacja musi być przeprowadzona numerycznie, przy użyciu algorytmów opisanych w pracy [15].

Wyniki identyfikacji modelu reologicznego HS, w odniesieniu do dwóch mieszanek MMA, zestawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Wyznaczone parametry modelu Hueta-Sayegha

Rodzaj MMA	E_o , [MPa]	E_∞ , [MPa]	k	h	τ	δ
AC 22 P	12	23393	0,484	0,499	0,128	1,033
AC 16 W	10	21505	0,511	0,514	0,108	0,993

Wykres na rysunku 4 przedstawia wynik testu pełzania przeprowadzonego na modelu reologicznym HS, odwzorowującym mieszankę AC 16 W, na tle wyników uzyskanych wg modelu analitycznego, opisanego równaniem (1). Łatwo zauważyć, iż zaproponowana metoda pozwoliła na otrzymanie dobrej zgodności wyników w teoretycznym teście pełzania.



Rys. 4. Porównanie wyników teoretycznego te stu pełzania dla mieszanki AC 16 W, oszacowanych na podstawie równania (1) oraz modelu Hueta-Sayegha

4. Podsumowanie

Wyniki obliczeń komputerowych przedstawione w pracy wskazują na poprawne działanie zaproponowanego algorytmu identyfikacji lepkosprężystego modelu MMA na podstawie składu mieszanki. Szczególnie istotne jest to, że proponowana metoda znajduje zastosowanie również w przypadku nieklasycznych modeli ułamkowego rzędu, w których sformułowanie analitycznych wzorów na funkcję pełzania jest problematyczne. Modele reologiczne, których parametry są zidentyfikowane wg zaproponowanej metody, mogą znaleźć zastosowanie na etapie projektowania konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych, gdzie należy wyznaczyć stan odkształcenia i naprężenia w krytycznych punktach nawierzchni, wykorzystując lepkosprężyste modele warstw asfaltowych. Należy jednak pamiętać, że przedstawiona metoda bazuje na charakterystyce pełzania w określonej temperaturze, dlatego nie może poprawnie odzwierciedlać zachowania się MMA w szerokim zakresie temperaturowo-częstotliwościowym. Pełna identyfikacja modelu reologicznego MMA wymaga przeprowadzenia szeregu badań cyklicznego zginania przy różnych częstotliwościach i temperaturach [16]. Podobny efekt można osiągnąć w sposób przybliżony zastępując badania cyklicznego zginania procedurą zaprezentowaną w niniejszej pracy.

Literatura

1. Judycki J. (red.), 2014. Analizy i projektowanie konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych. WKŁ Warszawa.
2. Gaweł I., Kalabińska M., Piłat J., 2014. Asfalty drogowe. Wyd. 2 zmienione. WKŁ Warszawa.

3. Brzeziński K., Zbiciak A., 2014. Analityczne metody szacowania modułów sztywności mieszanek mineralno-asfaltowych. Inżynieria i Budownictwo 12, 692-695.
4. Sybilski D. (red.), 2010. Weryfikacja zależności pomiędzy właściwościami modułu sztywności uzyskanego różnymi metodami laboratoryjnymi według PN-EN 12697-26. Instytut Badawczy Dróg i Mostów Warszawa.
5. Piłat J., Radziszewski P., 2010. Nawierzchnie asfaltowe. Wyd. 3 rozsz. i uakt., Warszawa.
6. Nowacki W., 1963. Teoria pełzania. Arkady Warszawa.
7. Kim Y.R., 2009. Modeling of Asphalt Concrete. ASCE Press, McGraw-Hill New York.
8. Zbiciak A., 2013. Mathematical description of rheological properties of asphalt-aggregate mixes. Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences 61, 65-72.
9. Zbiciak A., 2012. Identification of viscoelastic properties of asphalt-aggregate mixes using classical and fractional rheological models, [w:] Teoretyczne podstawy budownictwa, Tom 1: Mechanika materiałów i konstrukcji. OWPW, Warszawa, s. 63-72.
10. Podlubny I., 1999. Fractional Differential Equations. Mathematics in Science and Engineering 198, Academic Press.
11. Grzesikiewicz W., Zbiciak A., 2011. Zastosowanie pochodnej ułamkowego rzędu do modelowania mieszanek mineralno-asfaltowych. Pomiary Automatyka Kontrola 9, 1048-1051.
12. Kalabińska M., Piłat J., 1982. Reologia asfaltów i mas mineralno-asfaltowych. WKŁ Warszawa.
13. Grzesikiewicz W., Wakulicz A., Zbiciak A., 2013. Non-linear problems of fractional calculus in modeling of mechanical systems. International Journal of Mechanical Sciences 70, 90-98.
14. Zbiciak A., Grzesikiewicz W., 2011. Characteristics of fractional rheological models of asphalt-aggregate mixtures. Logistyka 6, 4119-4124.
15. Valsa J., Brancik L., 1998. Approximate formulae for numerical inversion of Laplace transforms. Int. J. Numer. Model. 11, 153-166.
16. Zbiciak A., Michalczyk R., 2014. Characterization of the complex moduli for asphalt-aggregate mixtures at various temperatures. Procedia Engineering 91, 118-123.

Proposal of a new identification method for viscoelastic model parameters of asphalt-aggregate mixes based on mixture composition

Artur Zbiciak, Karol Brzeziński, Rafał Michalczyk

Faculty of Civil Engineering, Warsaw University of Technology,
e-mail: a.zbiciak@il.pw.edu.pl, k.brzezinski@il.pw.edu.pl, r.michalczyk@il.pw.edu.pl

Abstract: The design of flexible and semi-rigid pavements, using mechanistic-empirical methods, requires the determination of the state of stress and strain in accordance with the assumptions of continuum mechanics. Advanced computational models should take into account the rheological properties of asphalt layers. Precise identification of viscoelastic parameters of the asphalt-aggregate mixture model requires a lot of expensive laboratory tests. The objective of this paper is to propose a new method that allows the identification of model parameters on the basis of mixture composition. The effectiveness of the proposed approach has been exemplified by computing examples. The parameters of two viscoelastic models have been identified (Burgers and Huet-Sayegh) using appropriate optimization algorithms and numerical techniques for determining the inverse Laplace transforms.

Keywords: asphalt aggregate-mixes, asphalt pavements, viscoelasticity, rheology, creep, model identification, Laplace transform

INŻYNIERIA MATERIAŁÓW BUDOWLANYCH

Badanie procesów destrukcyjnych w betonie nieobciążonym dojrzewającym w zróżnicowanych warunkach z zastosowaniem metody emisji akustycznej

Magdalena Bacharz, Wiesław Trąmpczyński

Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska w Kielcach,
e-mail: mbacharz@tu.kielce.pl, wtramp@tu.kielce.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki badań procesów destrukcyjnych powstających w betonie nieobciążonym we wczesnej fazie dojrzewania, z wykorzystaniem metody emisji akustycznej IADP. Ich celem była weryfikacja metody i sprawdzenie, czy pozwala ona na identyfikację procesów destrukcyjnych w betonie nieobciążonym. Badania wykonano na 21 próbkach betonowych wykonanych z kruszywa wapiennego, różniących się okresem pielęgnacji i dojrzewających w różnych warunkach temperaturowych (temperatura stała i zmienna).

Wyniki badań oraz ich analiza potwierdziły, iż metoda emisji akustycznej IADP umożliwia identyfikację i śledzenie procesów destrukcyjnych, takich jak: mikropękanie zaczynu cementowego, mikropękanie w strefie kontaktowej zaczynu z kruszywem, powstawanie mikrorys na powierzchni betonu oraz rozwój rys, zachodzących w betonie nieobciążonym. Stwierdzono, iż metoda IADP może być użytecznym narzędziem do oceny jakości wykonanego betonu.

Słowa kluczowe: beton nieobciążony, dojrzewanie betonu, procesy destrukcyjne, emisja akustyczna, metoda IADP

1. Wstęp

Problem skurczu betonu podczas jego dojrzewania [1] i towarzyszących mu procesów destrukcyjnych traktowany jest często marginalnie przy projektowaniu konstrukcji betonowych. Powoduje to, że wiele elementów czy konstrukcji ulega nieprzewidzianemu zarysowaniu. Prowadzenie późniejszych napraw takich obiektów stanowi złożone i trudne zagadnienie [2]. Zgodnie z EC2 oraz PN-EN 206 [3] trwałość konstrukcji żelbetowych powinien zapewniać beton odporny na wpływy środowiska, w którym konstrukcja będzie użytkowana. Defekty wewnętrzne, a zwłaszcza powstające zarysowanie, mogą prowadzić do obniżenia funkcji ochronnej betonu [4, 5], gdyż pod wpływem czynników oddziałujących na beton zniszczenie rozpoczyna się poprzez propagację rys istniejących.

Podczas dojrzewania betonu, na skutek jego twardnienia i wysychania, powstają naprężenia wewnętrzne powodujące mikrozarysowania w strefie kontaktowej kruszywa z zaczynem oraz w samym zaczynie cementowym, a także powstawanie mikrorys na powierzchni betonu [6, 7, 8, 9].

Stąd też, ze względu na trwałość konstrukcji, istotnym jest nie tylko badanie tworzenia się i rozwoju rys podczas jej eksploatacji (pod obciążeniem), ale także badanie procesów destrukcyjnych podczas dojrzewania betonu jeszcze nieobciążonego, co umożliwia jednocześnie ocenę jakości jego wykonania.

Dotychczas stosowane metody pomiarowe, oparte głównie na obserwacji mikroskopowej [10], pozwalają wprawdzie na obserwację procesów destrukcyjnych (mikrozarysowanie), jednakże ze względów technicznych nie umożliwiają ich śledzenia czy analizy obejmującej całą objętość badanego elementu.

Wad tych nie ma metoda emisji akustycznej (AE) [11, 12]. W pracach [13, 14, 15, 16] zastosowano ją do betonu obciążonego (elementy z betonu sprężonego i żelbetowe), dla którego rejestrowane i analizowane były głównie sygnały emisji akustycznej towarzyszące tworzeniu się i rozwojowi rys obserwowanych na powierzchni badanego elementu.

Wstępne wyniki analizy procesów destrukcyjnych: mikropękania w zaczynie cementowym i na granicy ziaren, w początkowej fazie procesu dojrzewania betonu nieobciążonego, z wykorzystaniem metody emisji akustycznej (IADP – Identyfikacja Aktywnych Procesów Destrukcyjnych), przedstawiono w pracach [17, 18].

Wykorzystanie w praktyce metody emisji akustycznej IADP jako metody do diagnozowania konstrukcji betonowych wymaga wykonania analiz związanych z weryfikacją identyfikacji procesów destrukcyjnych powstających w betonach.

W niniejszej pracy przedstawiono badania, z wykorzystaniem metody emisji akustycznej, przeprowadzone na 21 próbkach betonowych wykonanych na bazie kruszywa wapiennego (przy użyciu jednego rodzaju cementu), różniących się okresem pielęgnacji i poddanych różnym warunkom temperaturowym (temperatura stała i zmienna).

Celem pracy jest weryfikacja możliwości zastosowania metody IADP do analizy procesów destrukcyjnych we wczesnej fazie dojrzewania betonu nieobciążonego.

2. Podstawy metody IADP

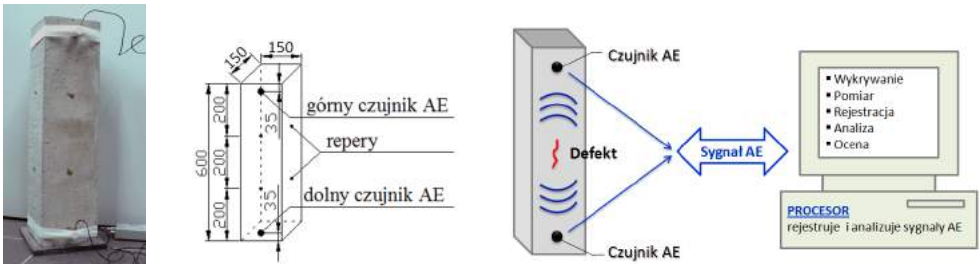
Metoda Identyfikacji Aktywnych Procesów Destrukcyjnych (IADP) [18] jest modyfikacją metody RPD (Rozpoznawania Procesów Destrukcyjnych), która została opracowana jako metoda diagnostyczna dla elementów sprężonych, ze szczególnym uwzględnieniem obiektów mostowych poddanych działaniu obciążenia eksploatacyjnego [13, 14]. Szczegóły metody i jej zastosowanie przedstawiono w [15, 19], a w pracach [17, 18] pokazano jej zastosowanie do analizy procesów destrukcyjnych występujących w „młodym", nieobciążonym, betonie.

Defekt powstający w betonie (rys. 1) emituje fale sprężyste, które są odbierane przez czujniki akustyczne, a następnie wzmacniane i rejestrowane przez procesor. Sygnały te, na bazie 12 parametrów sygnału AE, porównywane są następnie z bazą sygnałów wzorcowych procesów destrukcyjnych (Klasy sygnałów), utworzoną wcześniej w warunkach laboratoryjnych [19] i przyporządkowywane odpowiednim klasom.

Utworzona baza sygnałów wzorcowych (utworzona na podstawie 12 parametrów sygnału AE – liczba zliczeń, liczba zliczeń do wartości maksymalnej amplitudy, czas trwania sygnału, czas narastania sygnału, amplituda sygnału, energia sygnału, moc sygnału, średnie napięcie skuteczne, energia absolutna, średnia częstotliwość sygnału, częstotliwość pogłosu i częstotliwość początkowa) dla młodego betonu – zawiera cztery klasy sygnałów [18], którym przypisano procesy destrukcyjne mogące być źródłami fali akustycznej:

Klasa 1 – Mikropęknięcia zaczynu cementowego,
Klasa 2 – Mikropęknięcia na styku zaczynu i kruszywa,
Klasa 3 – Powstanie mikrorys na powierzchni betonu,
Klasa 4 – Rozwój rys.

Porównanie zarejestrowanego sygnału AE z bazą sygnałów wzorcowych (Klas towarzyszących procesom destrukcyjnym) pozwala na identyfikację i lokalizację procesów destrukcyjnych.



Rys. 1. Badana próbka oraz schemat metody IADP dla betonu nieobciążonego

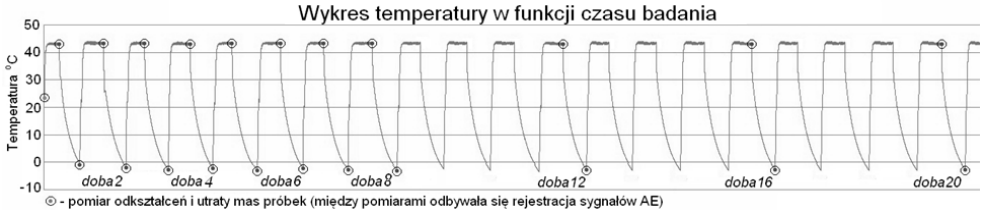
3. Badania doświadczalne

Celem prowadzonych badań było stwierdzenie, czy metoda IADP pozwala na identyfikację procesów destrukcyjnych w nieobciążonym betonie w fazie dojrzewania, tzn. czy rejestrowane są sygnały Klas 1÷4 i czy rzeczywiście odpowiadają one przypisanym procesom destrukcyjnym, niezależnie od warunków pielęgnacji i dojrzewania.

Badania przeprowadzono na 21 próbkach o wymiarach 150 x 150 x 600 mm, dla 7 serii (oznaczonych W1, W3, W4, W5, W6, W7, W8) po 3 jednakowe próbki, wykonane z kruszywa wapiennego i cementu CEM I 42,5N MSR/NA (uzyskana klasa betonu – C30/37).

Próbki serii W1, W3, W4, W5 i W6, po rozformowaniu poddawano pielęgnacji przez okres 10 dni w wodzie tak, aby wyeliminować skurcz autogeniczny. Pozostałe próbki poddawano badaniu zaraz po rozformowaniu. W celu prowadzenia pomiarów na czterech ściankach każdej próbki umieszczano repery metalowe do pomiaru odkształceń, a na jednej ze ścianek umieszczano 2 czujniki AE w odległości po 35 mm od górnej i dolnej krawędzi próbki, jak na rysunku 1.

Tak przygotowane próbki umieszczano w specjalnie wykonanej na potrzeby badań komorze termicznej [19], w której utrzymywano dla próbek serii W1 i W5÷7 temperaturę stałą (22°C ±2°C), a dla serii W3, W4 i W8 zmienną w granicach od -5°C do +42°C w cyklu dobowym (jak na rys. 2), bez możliwości kontroli wilgotności.

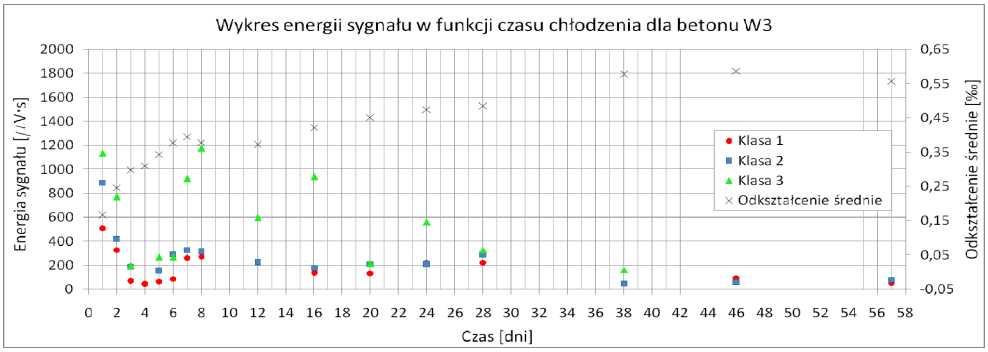


Rys. 2. Wykres temperatury panującej w komorze termicznej w funkcji czasu badania dla pierwszych 20 dni pomiaru dla próbek serii W3, W4 i W8

Badania prowadzono przez 57 dób, podczas których w 12-godzinnych cyklach mierzono sygnały AE i rejestrowano uzyskane na podstawie analizy porównawczej występujące Klasy sygnałów odpowiadające procesom destrukcyjnym. Dane opisujące warunki prowadzonych badań dla poszczególnych serii próbek przedstawiono w tabeli 1.

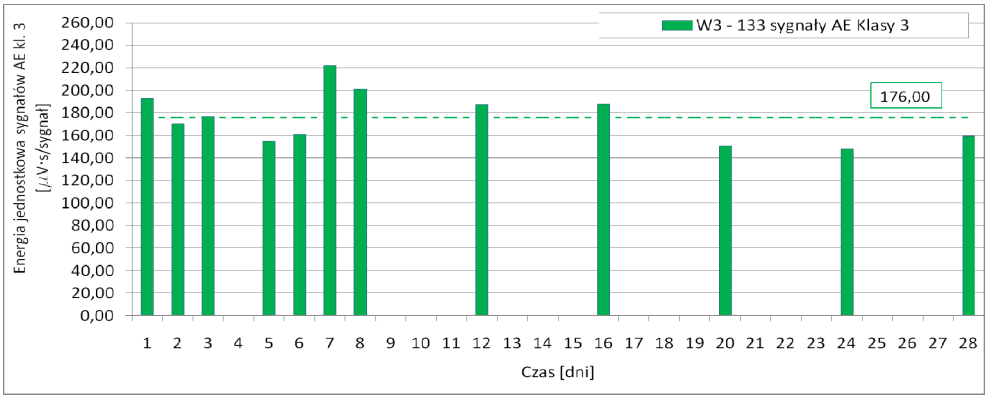
W trakcie badań, w celu weryfikacji procesu dojrzewania betonu, mierzono odkształcenia ekstensometrem nasadowym o bazie 8 cali (przykładowe wyniki pomiaru odkształceń dla próbek serii W3 przedstawiono na rysunku 3), a także próbki ważono w celu określenia ubytku masy wody. Pomiary prowadzano początkowo codziennie, a następnie co czwarty i co dziesiąty dzień.

Na rysunku 3 przedstawiono przykładowe wyniki badań, z wykorzystaniem metody IADP, dla jednej próbki, poddanej cyklicznemu (dobowemu) grzaniu i chłodzeniu w zakresie temperatur od -5 °C do +42°C. Na rysunku pokazano zidentyfikowane Klasy sygnałów w funkcji czasu oraz sumaryczną (w ciągu 12 godzin) wartość jednego z parametrów sygnału AE – energii (klasyfikacja sygnałów odbywa się na podstawie 12 ww. parametrów), rejestrowane przez jeden czujnik AE (górny) podczas kolejnych cykli chłodzenia.



Rys. 3. Wykres energii sygnałów i odkształceń w czasie próbki betonu W3 rejestrowanych przez jeden czujnik AE

Na rysunku 4, dla betonu W3, przedstawiono przykładowo średnią energię jednostkową sygnałów AE Klasy 3 (energia/ilość sygnałów) w kolejnych okresach pomiarowych oraz średnią energię zarejestrowaną w okresie 28 dób prowadzenia badania (linia przerywana). Wartości te obliczono ze wszystkich czujników umieszczonych na próbkach danej serii.



Rys. 4. Średnia energia sygnałów AE Klasy 3 dla betonu W3

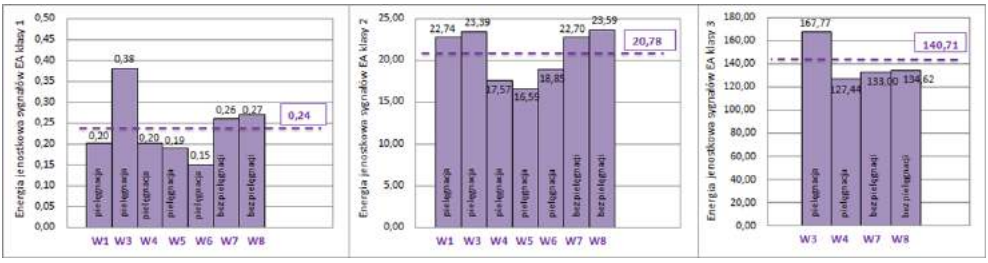
Zmienność wyników można określić jako niewielką (współczynnik zmienności V = 13,03<20) co pozwala przyjąć, iż średnia energia sygnałów AE Klasy 3 jest wielkością stałą w całym badanym okresie. Podobne wyniki uzyskiwane są dla Klasy 1 i 2.

W tabeli 1 oraz na rysunku 5 przedstawiono wyniki analizy emisji akustycznej AE (obserwowanych Klas sygnałów) dla wszystkich próbek. Przedstawione wartości energii pojedynczego sygnału w danej Klasie oraz ilości sygnałów są wartościami średnimi dla

danej serii próbek i zostały określone jako średnia energia sygnału ze wszystkich sygnałów danej Klasy rejestrowanych przez oba czujniki.

Tabela 1. Warunki badania oraz wyniki analizy AE

symbol próbki	warunki pielęgnacji	temp. dojrzewania	Klasa 1		Klasa 2		Klasa 3	
			liczba sygn. AE rejestrow. przez wszystkie czujniki	energia jednost. sygnałów AE [μV·s/ sygnał]	liczba sygn. AE	energia jednost. sygn. AE [μV·s / sygnał]	liczba sygn. AE	energia jedn. sygn. AE [μV·s / sygnał]
W1	pielęgnacja	stała 22^{0}C	19632	0,20	74	22,74		
W3	pielęgnacja	zmienna -5 - +42^{0}C	27745	0,38	505	23,39	133	167,77
W4	pielęgnacja	zmienna -5 - +42^{0}C	32190	0,20	239	17,57	17	127,44
W5	pielęgnacja	stała 22^{0}C	9324	0,19	22	16,59		
W6	pielęgnacja	stała 22^{0}C	11004	0,15	27	18,85		
W7	brak	stała 22^{0}C	12506	0,26	30	22,70	4	133,00
W8	brak	zmienna -5 - +42^{0}C	22409	0,27	169	23,59	20	134,62
		średnia		0,24		20,78		140,71
		odchylenie standardowe		0,08		3,00		18,30
		współczynnik zmienności		32,20		14,42		13,01



Rys. 5. Energia jednostkowa sygnałów Klasy 1, 2, 3 [μV·s/sygnał]

Wartość energii jednostkowej sygnałów Klasy 2 (mikropęknięcia na styku zaczynu i kruszywa) jest o rząd wielkości większa aniżeli Klasy 1 (mikropęknięcia zaczynu cementowego), co pozwala na ich jednoznaczną identyfikację. W próbkach, gdzie występowały jedynie sygnały Klas 1 i 2, nie obserwowano pęknięć na ich powierzchniach zewnętrznych. Zmienność sygnałów Klasy 1 jest V = 32,20, dla Klasy 2 V = 14,42, natomiast dla Klasy 3 V = 13,01. Biorąc pod uwagę fakt, iż sygnałów Klasy 1 jest bez porównania (kilkaset razy) więcej aniżeli Klasy 2, można przyjąć, iż Klasy sygnałów odpowiadają:

Klasa 1 – Mikropęknięcia zaczynu cementowego,

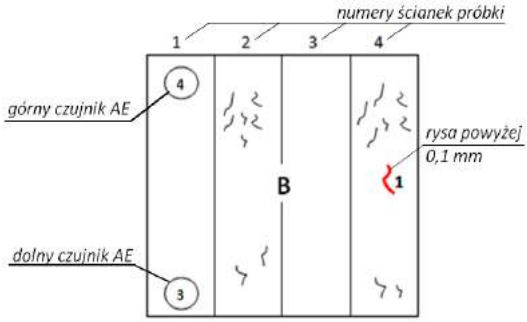
Klasa 2 – Mikropęknięcia na styku zaczynu i kruszywa.

Energia sygnałów Klasy 3 jest ok. 8 krotnie większa aniżeli Klasy 2. Sygnały Klasy 3 były rejestrowane dla próbek poddanych cyklicznym zmianom temperatury, a na ich powierzchniach bocznych obserwowano mikropęknięcia (powstające głównie w czasie chłodzenia), które przykładowo pokazano na rysunku 6 dla próbki W3.

Powstałe mikropęknięcia nie ulegały powiększeniu i sygnałów Klasy 4 nie zaobserwowano. Można więc przyjąć, iż Klasy sygnałów odpowiadają:

Klasa 3 – Powstanie mikrorys na powierzchni betonu

Klasa 4 – Rozwój rys.



Rys. 6. Ilustracja zarysowania na rozwiniętej powierzchni bocznej próbki betonu W3

4. Wnioski

W próbkach, dla których zarejestrowano sygnały Klas 1 i 2, przypisane mikropęknięciom wewnętrznym, nie zaobserwowano mikropęknięć na powierzchni elementu. Sygnałom AE Klasy 1 przypisanym mikropęknięciom w zaczynie cementowym towarzyszył najniższy poziom średniej energii jednostkowej sygnału (0,24 μV·s/sygnał). Sygnałom AE Klasy 2 przypisanym mikropęknięciom na granicy zaczynu i kruszywa towarzyszył wyższy poziom średniej energii jednostkowej (20,78 μV·s/sygnał).

Najwyższy poziom średniej energii jednostkowej (140,71 μV·s/sygnał) towarzyszył sygnałom AE Klasy 3 przypisanym powstaniu mikropęknięć na powierzchni betonu. W próbkach, dla których zarejestrowano oprócz sygnałów Klas 1 i 2 sygnały AE Klasy 3, zaobserwowano mikropęknięcia na powierzchniach bocznych tych próbek.

Zaobserwowane mikropęknięcia powstałe na powierzchni betonu nie ulegały powiększeniu podczas prowadzonych badań i nie zarejestrowano sygnałów Klasy 4.

Badania umożliwiły identyfikację sygnałów akustycznych i przypisanie ich odpowiednim procesom destrukcyjnym:

Klasa 1 – Mikropęknięcia zaczynu cementowego,

Klasa 2 – Mikropęknięcia na styku zaczynu i kruszywa,

Klasa 3 – Powstanie mikrorys na powierzchni betonu,

Klasa 4 – Rozwój rys.

Dla wszystkich próbek poddanych analizie poziom energii jednostkowej sygnału AE odpowiedniej Klasy utrzymywał się na poziomie: dla Klasy 1 – 0,24 μV·s/sygnał ; dla Klasy 2 – 22,78 μV·s/sygnał oraz dla Klasy 3 – 140,71 μV·s/sygnał, niezależnie od warunków pielęgnacji próbek i dojrzewania. Może to świadczyć o tym, iż energia jednostkowa sygnałów poszczególnych Klas nie zależy od tych czynników, tzn.: temperatura stała czy zmienna i okresu pielęgnacji betonu.

Wyniki badań potwierdziły, iż metoda emisji akustycznej IADP umożliwia identyfikację i śledzenie procesów destrukcyjnych zachodzących w betonie nieobciążonym, takich jak: mikropękanie zaczynu cementowego, mikropękanie w strefie kontaktowej zaczynu z kruszywem oraz powstawanie mikrorys na powierzchni betonu. Tym samym może być ona użytecznym narzędziem do oceny jakości wykonanego betonu konstrukcji betonowych we wczesnej fazie dojrzewania.

Wstępna analiza wyników badań pokazuje, iż w próbkach poddanych pielęgnacji i badanych w stałej temperaturze energia sygnałów akustycznych Klasy 1 (mikropęknięcia zaczynu cementowego) oraz Klasy 2 (mikropęknięcia na styku zaczynu i kruszywa) jest niższa aniżeli próbek bez pielęgnacji. W próbkach tych nie obserwowano także sygnałów Klasy 3 (powstanie mikrorys na powierzchni betonu). Sygnały Klasy 3 rejestrowano dla temperatury cyklicznie zmiennej, zarówno dla próbek poddanych pielęgnacji, jak i nie poddanych, czy okresu pielęgnacji betonu. Można przyjąć, iż energia jednostkowa sygnałów jest niezależna od warunków temperaturowych dojrzewania (temperatura stała, zmienna).

Pracę wykonano w ramach Projektu POIG Nr 01.01.02-10-106/09-01.

Literatura

1. Flaga K., 2011. Naprężenia skurczowe i zbrojenie przypowierzchniowe w konstrukcjach betonowych. Politechnika Krakowska, Kraków, Monografia 391.
2. Czarnecki L., Łukowski P., 2014. Ochrona i naprawa jako element strategii zarządzania konstrukcją – Normy Europejskie z serii PN-EN 1504. Konferencja Dni Betonu, 13-15 października, Wisła.
3. Bobrowicz J., Czarnecki L., Giergiczny Z., 2014. PN-EN 206 – Rok 2014. Konferencja Dni Betonu, 13-15 października, Wisła, 321-335.
4. Czarnecki L., Deja J., Jasiczak J., Flaga K., Kurdowski W., Małolepszy J., Radomski W., Śliwiński J., 2014. Mrozoodporność betonu w konstrukcjach mostowych. Konferencja Dni Betonu, 13-15 października, Wisła.
5. Bajorek G., 2014. Cele i rola pielęgnacji i ochrony młodego betonu. Cele i rola pielęgnacji i ochrony młodego betonu. Mrozoodporność betonu w konstrukcjach mostowych. Konferencja Dni Betonu, 13-15 października, Wisła, 263-276.
6. Godycki-Ćwirko T., 1992. Morfologia rys w konstrukcjach z betonu. Politechnika Białostocka Białystok, Rozprawa Naukowa 13.
7. Golewski L., 2008. Analiza uszkodzeń w warstwie stykowej kruszywo-zaczyn kompozytów betonowych. Przegląd Budowlany 3, 35-41.
8. Kurdowski W., 2010. Chemia cementu i betonu. Polski Cement, Kraków.
9. Flaga K., 1995. Wpływ naprężeń własnych na destrukcję naprężeniową i parametry wytrzymałościowe betonu. Inżynieria i Budownictwo 6, 315-322.
10. Brandt A.M., 2011. Diagnostyka betonu na podstawie badania struktury. Przegląd Budowlany 10, 53-61.
11. Dieterichs U., Schneider U, Terrien M., 1983. Development in Civil Engineering 7: Fracture Mechanics of Concrete.
12. Ranachowski J., Malecki I., 1994. Emisja akustyczna. Źródła, metody, zastosowania. Wydawnictwo Biuro Pascal, 55-107.
13. Rucka M., Wilde K., 2015. Ultrasound monitoring for evaluation of damage evolution in reinforced concrete. Bulletin of the Polish Academy of Sciences, Technical Sciences, 1.
14. Hoła J., 1999. Acoustic-emission investigation of failure of high-strength concrete. Archives of Acoustics 24(2), 233-244.
15. Świt G., 2011. Analiza procesów destrukcyjnych w obiektach mostowych z belek strunobetonowych z wykorzystaniem zjawiska emisji akustycznej. Politechnika Świętokrzyska, Kielce, Monografia.

16. Gołaski L, Goszczyńska B., Świt G., Trąmpczyński W., 2012. System for the global monitoring and evaluation of damage processes developing within concrete structures under service loads. The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering 7(4), 237-245.
17. Goszczyńska B., Świt G., Trąmpczyński W., Bacharz K., Godowska M., Krampikowska A., 2012. Identyfikacja sygnałów emisji akustycznej w betonie nieobciążonym – skurcz. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów, 59(3),189-196.
18. Goszczyńska B., 2014. Analysis of the process of crack initiation and evolution in concrete with acoustic emission testing. Archives of Civil and Mechanical Engineering, 14 (2), 134-143.
19. Bacharz M., 2014. Acoustic emission for monitoring internal defects in unloaded concrete, w: Wiedza i Eksperymenty w Budownictwie. [w:] Bzówka J., Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice, 421-428.

The study of destructive processes in unloaded concrete curing in different conditions using acoustic emission method

Magdalena Bacharz, Wiesław Trąmpczyński

Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology,
e-mail: mbacharz@tu.kielce.pl, wtramp@tu.kielce.pl

Abstract: The paper presents the results of destructive process identification occurring in unloaded concrete at an early stage of curing, using the acoustic emission method IADP. The study has been performed on 21 samples of concrete on the basis of limestone aggregate that differ in the period of care and subject to different temperature conditions (constant and variable temperature). The aim of the study is to verify the method and check if it allows the identification of destructive processes.

Research results and their analysis have confirmed that the IADP acoustic emission method allows to identify and monitor the destructive processes (such as micro-cracks in the cement paste, micro-cracks at the concrete-aggregate interface and the formation of micro-cracks on the surface) occurring in unloaded concrete.

Keywords: unloaded concrete, curing of concrete, destructive processes, acoustic emission

Wpływ rodzaju cementu na kształtowanie się temperatury betonu

Maciej Batog, Zbigniew Giergiczny, Katarzyna Synowiec

Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska,
Górażdże Cement S.A,
e-mail: maciej.batog@gorazdze.pl, zbigniew.giergiczny@gorazdze.pl,
katarzyna.synowiec@gorazdze.pl

Streszczenie: W pracy zaprezentowano wyniki badań nad określeniem wpływu rodzaju cementu na kształtowanie się temperatur twardnienia i właściwości mechanicznych betonu. Zakres badań obejmował ocenę typowych właściwości betonu, takich jak: wytrzymałość na ściskanie i zginanie oraz modułu sprężystości, a także temperatury twardnienia batonu. W badaniach wykorzystano pięć rodzajów cementu, które zwierały w składzie do 67,7% nieklinkierowych składników głównych. Uzyskane wyniki badań pokazały, że cementy z małą zawartością klinkieru, tj. cementy hutnicze CEM III oraz cementy wieloskładnikowe CEM V i VLH V pozwalają znacznie obniżyć temperaturę twardnienia betonu, a przez to minimalizują ryzyko powstania rys i spękań betonu.

Słowa kluczowe: cementy wieloskładnikowe, ciepło hydratacji, popiół lotny krzemionkowy, granulowany żużel wielkopiecowy

1. Wprowadzenie

Efekty termiczne związane z hydratacją cementu nabierają szczególnego znaczenia w betonowych konstrukcjach masywnych. Powstająca w wyniku wydzielanego ciepła w procesie hydratacji cementu, różnica temperatur pomiędzy wnętrzem a stosunkowo szybko chłodzoną powierzchnią zewnętrzną elementu betonowego, prowadzi do powstania naprężeń termicznych. Może to w ekstremalnych warunkach skutkować powstawaniem rys w całej objętości elementu betonowego, prowadząc do obniżenia jego trwałości i skrócenia okresu użytkowania [1÷3]. W celu minimalizacji wpływu naprężeń termicznych na trwałość konstrukcji betonowej stosuje się szereg zabiegów technologicznych, takich jak chłodzenie mieszanki betonowej, betonowanie etapami, odpowiedni dobór składników betonu itp. Jedną z najefektywniejszych metod jest „wprowadzenie" z zastosowanym cementem jak najmniejszej ilości ciepła hydratacji [4]. Można to osiągnąć poprzez zastosowanie w składzie betonu cementów z nieklinkierowymi składnikami głównymi – CEM II÷CEM V i VLH III÷VLH V, mając jednocześnie na uwadze, że rozwój właściwości mechanicznych tych cementów jest wolniejszy niż cementu portlandzkiego CEM I [5÷8]. W przypadku konstrukcji masywnych szybkość przyrostu wytrzymałości jest jednak sprawą drugorzędną, celem nadrzędnym staje się zapewnienie trwałości takiej konstrukcji. Wytrzymałość wczesna powinna przewyższać wartość naprężeń termicznych i być na tyle wysoka, aby umożliwić dalszy postęp zaplanowanych prac budowalnych. Prawidłowo zabudowany i pielęgnowany beton z cementami CEM II÷CEM V i VLH III÷VLH V będzie charakteryzował się również wysoką trwałością w projektowanym czasie użytkowania [7-8]. Nie bez znaczenia jest także efekt ekologiczny stosowania cementów z dodatkami mineralnymi, co wiąże się z niższą emisja CO_2 spowodowaną zastąpieniem części klinkieru portlandzkiego innymi nieklinkierowymi składnikami głównymi cementu.

Celem badań zaprezentowanych było pokazanie, że stosowanie cementów z dużą ilością popiołu lotnego krzemionkowego i/lub mielonego granulowanego żużla wielkopiecowego produkowanych w skali przemysłowej w składzie betonu jest technicznie uzasadnione ze względu na rozwój temperatury twardnienia betonu, jak i właściwości mechanicznych.

2. Plan i zakres badań

2.1. Materiały

W badaniach zastosowano pięć rodzajów cementów z różną zawartością popiołu lotnego i/lub granulowanego żużla wielkopiecowego w składzie: cement portlandzki CEM I 42,5R (jako cement odniesienia), cement portlandzki żużlowy CEM II/B-S 32,5R, cement hutniczy CEM III/A 32,5N-LH/HSR/NA, cement wieloskładnikowy CEM V/A (S-V) 32,5R-LH/HSR/NA, które spełniały wymagania norm PN-EN 197-1:2012 [9] i PN-B-19707:2013 [10] oraz cement specjalny wieloskładnikowy o bardzo niskim cieple hydratacji VLH V/B (S-V) 22,5 spełniający wymagania normy PN-EN 14216:2005 [11].

Zawartość w składzie cementu popiołu lotnego krzemionkowego i/lub granulowanego żużla wielkopiecowego wynosiła od 27% do 67% (tab. 1). Skład fazowy składników głównych cementu przedstawiono w tabeli 2. Natomiast w tabeli 3 przedstawiono właściwości fizyczne i mechaniczne cementów.

Tabela 1. Skład cementu

Rodzaj cementu	Zawartość, % wag.			
	Klinkier portlandzki	Mielony granulowany żużel wielkopiecowy	Popiół lotny krzemionkowy	Kamień wapienny
CEM I 42,5R	95,7	-	-	4,3
CEM II/B-S 32,5R	68,3	27,1	-	4,6
CEM III/A 32,5N-LH/HSR/NA	41,1	58,9	-	-
CEM V/A (S-V) 32,5R-LH/HSR/NA	62,2	18,2	19,6	-
VLH V/B (S-V) 22,5	32,3	34,4	33,3	-

Tabela 2. Skład fazowy składników cementu

Składnik	Zawartość, % wag.		
	Klinkier portlandzki	Popiół lotny krzemionkowy	Mielony granulowany żużel wielkopiecowy
C_3S	68,5	-	-
C_2S	11,3	-	-
C_3A	10,5	-	-
C_4AF	7,9	-	-
CaO_{free}	0,95	-	-
Faza szklista	-	77,1	97,3
Mulit	-	13,0	-
Kwarc	-	7,6	-

Tabela 3. Właściwości fizyczne i mechaniczne cementu

Właściwość	CEM I 42,5R	CEM II/B-S 32,5R	CEM III/A 32,5N-LH/HSR/NA	CEM V/A (S-V) 32,5R-LH/HSR/NA	VLH V/B (S-V) 22,5
Wytrzymałość na ściskanie, MPa					
– po 2 dniach	28,9	18,0	9,5	15,3	6,4
– po 28 dniach	57,8	48,7	50,5	43,0	31,0
– po 90 dniach	61,3	53,8	57,3	54,9	45,4
Wodożądność, %	27,6	27,4	31,4	28,2	29,4
Powierzchnia właściwa, cm^2/g	3500	3500	4000	3350	3200
Początek czasu wiązania, min	175	215	275	235	480
Stałość objętości, mm	0,4	0,1	0,5	0,1	0,0

Badania przeprowadzono na betonie o składzie pokazanym w tabeli 4, różnicując jedynie rodzaj zastosowanego cementu. Konsystencja mieszanki betonowej badana metodą opadu stożka wynosiła 100-150 mm (klasa S3 wg PN-EN 206 [12]).

Tabela 4. Skład betonu

Składnik	Zawartość, kg/m^3
Cement	300
Piasek 0/2 mm	583
Żwir 2/8 mm	427
Żwir 8/16 mm	389
Żwir 16/31,5 mm	544
Woda	150

2.2. Metody badań

Program badań swoim zakresem obejmował badania: ciepła hydratacji cementu, wytrzymałości na ściskanie i zginanie betonu, modułu sprężystości betonu oraz rozwoju temperatury masywnej kostki betonowej.

Wytrzymałość na ściskanie betonu określano na próbkach sześciennych o boku 150 mm zgodnie z procedurą zawartą w normie PN-EN 12390-3 [13], po 1, 2, 7, 14, 28, 56, 90 i 360 dniach twardnienia. Próbki po zaformowaniu przechowywano przez 1 dzień w formach w warunkach laboratoryjnych (20^oC), a następnie do czasu badania w wodzie w temp. 20^oC.

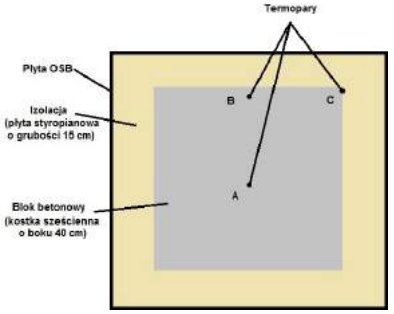
Wytrzymałość na zginanie określano po 2 i 28 dniach na próbkach prostopadłościennych o wymiarach 150 mm x 150 mm x 700 mm zgodnie z metodyką normy PN-EN 12390-5 [14].

Moduł sprężystości określano po 2 i 28 dniach na próbkach walcowych o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm według normy ISO 1920-10:2010 [15].

Ciepło hydratacji cementu i przebieg jego wydzielania w czasie oznaczono za pomocą kalorymetru izotermicznego TamAir firmy TA Instruments. Badania prowadzono na zaczynach cementowych o współczynniku wodno-cementowym w/c = 0,5 w temperaturze 20^oC przez okres 72 godzin.

Rozwój temperatury twardnienia betonu badano na próbce sześciennej o boku 400 mm zaizolowanej 150 mm warstwą styropianu o współczynniku przewodzenia ciepła 0,044 W/mK. Schemat układu pomiarowego przedstawiono na rysunku 1. Do pomiaru

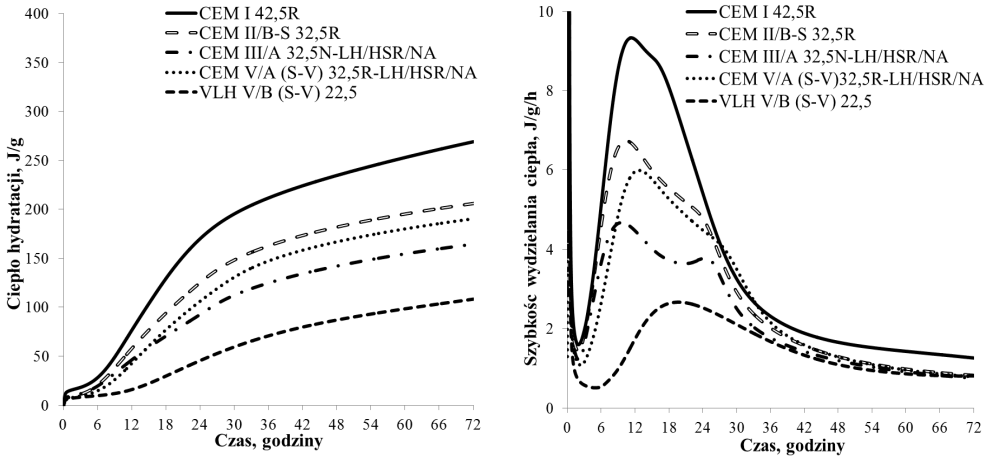
temperatury wykorzystano elektroniczny termometr wielokanałowy TES 1383 z termoparami typu K. Pomiaru temperatury dokonywano w trzech punkach pomiarowych: A – środek sześcianu, B – środek powierzchni bocznej i C – krawędź na wysokości 20 cm od podstawy (rys. 1). Do dalszej analizy przyjęto średnią ze wszystkich trzech punktów pomiarowych. Temperatura zewnętrzna w trakcie pomiaru wynosiła 20^{o}C±2^{o}C.



Rys. 1. Schemat układu pomiarowego do badania temperatury twardnienia betonu

3. Omówienie wyników badań

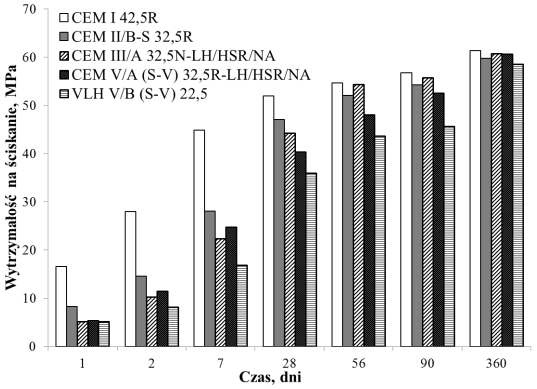
Wyniki badań ciepła hydratacji cementu przedstawiono na rysunku 2. Największą ilością wydzielanego ciepła w procesie hydratacji charakteryzował się cement portlandzki CEM I 42,5R (próbka referencyjna). Pozostałe cementy charakteryzowały się niższym ciepłem hydratacji i spowolnioną kinetyką jego wydzielania w czasie. Najmniej ciepła wydzieliło się przy hydratacji cementu hutniczego CEM III/32,5N-LH/HSR/NA i cementu specjalnego wieloskładnikowego o bardzo niskim cieple hydratacji VLH V/B (S-V) 22,5, zawierających odpowiednio 58,9% i 67,7% innych niż klinkier składników głównych cementu.



Rys. 2. Ciepło hydratacji cementu i szybkość jego wydzielania

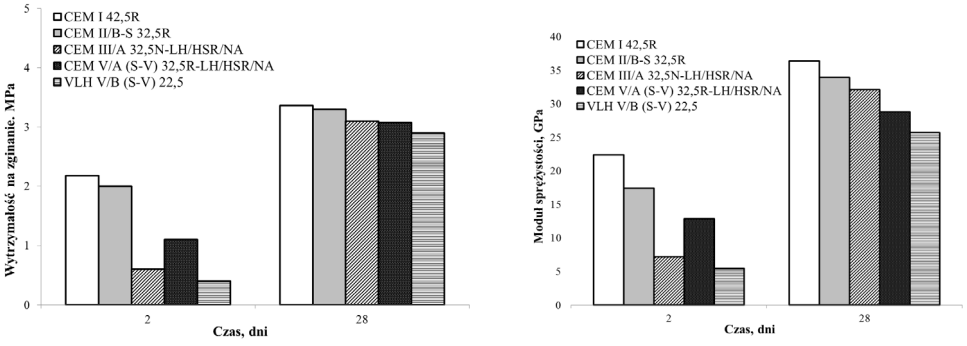
Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie betonu przedstawiono na rysunku 3. Wytrzymałość wczesna betonu po 2 i 7 dniach z cementami CEM II÷CEM V i VLH V była niższa od 30 do 50% od wytrzymałości na ściskanie betonu z cementu portlandzkiego CEM I 42,5R. Jednak w dłuższych okresach dojrzewania (28÷360 dni), zaobserwowano

znaczne przyrosty wytrzymałości na ściskanie betonu. Po 360 dniach, osiągając wartości porównywalne z betonem na cemencie portlandzkim CEM I 42,5R.



Rys. 3. Wytrzymałość na ściskanie betonu

Wyniki badań wytrzymałości na zginanie i modułu sprężystości zaprezentowano na rysunku 4. Wytrzymałość na zginanie i moduł sprężystości betonów po 2 dniach twardnienia z cementu hutniczego CEM III/A 32,5N-LH/HSR/NA, wieloskładnikowego CEM V/A (S-V) 32,5R-LH/HSR/NA i cementu specjalnego wieloskładnikowego o bardzo niskim cieple hydratacji VLH V/B (S-V) 22,5 była od trzech do czterech razy niższa niż betonu z cementu portlandzkiego CEM I 42,5R i cementu portlandzkiego żużlowego CEM II/B-S 32,5R. Jednak po 28 dniach dojrzewania, wytrzymałość na zginanie betonu z wszystkimi zastosowanymi cementami była na porównywalnym poziomie w stosunku do betonu referencyjnego z cementu portlandzkiego CEM I 42,5R (rys. 4). Wartość modułu sprężystości zwiększyła się znacząco po 28 dniach twardnienia, jednak osiągając wartości niższe niż beton referencyjny, odpowiednio od 7 do 12% w przypadku betonu z cementu portlandzkiego żużlowego CEM II/B-S 32,5R i cementu hutniczego CEM III/A 32,5N-LH/HSR/NA oraz o 19 do 29% w przypadku betonu z cementu wieloskładnikowego CEM V/A (S-V) 32,5R-LH/HSR/NA i cementu specjalnego wieloskładnikowego o bardzo niskim cieple hydratacji VLH V/B (S-V) 22,5 (rys. 4).



Rys. 4. Wytrzymałość na zginanie i moduł sprężystości betonu

Rozwój temperatur twardnienia betonu pokazano na rysunku 5. Wartości charakterystyczne, takie jak: temperatura początkowa, temperatura maksymalna i jej czas wystąpienia

oraz maksymalny wzrost temperatury zestawiono w tabeli 5. Efekt obniżenia temperatury maksymalnej betonu poprzez zastosowanie cementów CEM II÷CEM V i VLH V jest wyraźnie widoczny. Najwyższą temperaturą twardnienia 55^{o}C charakteryzował się beton z cementu portlandzkiego CEM I 42,5R, natomiast najniższą temperaturą twardnienia 35^{o}C beton z cementu specjalnego wieloskładnikowego o bardzo niskim cieple hydratacji VLH V/B (S-V) 22,5. Wyróżnić można w tym przypadku następującą zależność: im wyższa zawartość nieklinkierowego składnika głównego w składzie cementu tym niższe temperatury maksymalne w badanym elemencie betonowym.

Stosowanie dodatków mineralnych w składzie cementu prowadzi również do opóźnienia czasu wystąpienia temperatury maksymalnej w badanym betonie. Dla betonów zawierających cement hutniczy CEM III/A 32,5N-LH/HSR/NA i cement wieloskładnikowy CEM V/A (S-V) 32,5R- LH/HSR/NA temperatura maksymalna została zaobserwowana 20 godzin później niż dla betonu z cementem portlandzkim CEM I 42,5R. W przypadku betonu na cemencie VLH V/B (S-V) 22,5, który zawierał w swym składzie najwięcej dodatków mineralnych maksymalna temperatura została zarejestrowana 21 godzin później niż dla betonu z cementem portlandzkim CEM I 42,5R.

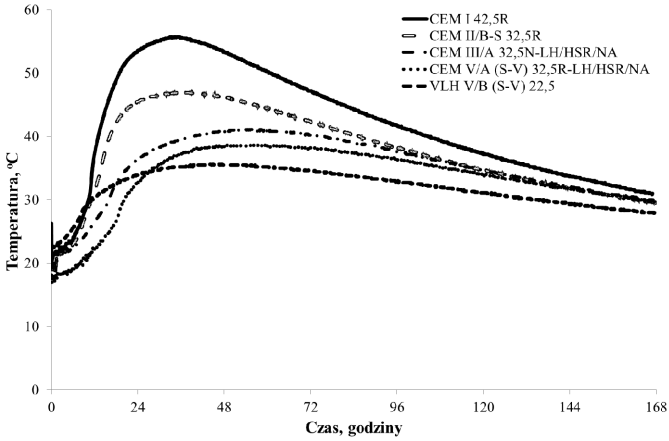
Wzrost temperatury betonu ΔT w badanym elemencie przedstawiono w tabeli 5. Zastosowanie w cemencie granulowanego żużla wielkopiecowego w ilości 27,1% (cement portlandzki żużlowy CEM II/B-S 32,5R) spowodowało zmniejszenie przyrostu temperatury ΔT o 7^{o}C w stosunku do cementu portlandzkiego CEM I 42,5R. Dla zawartości granulowanego żużla wielkopiecowego w cemencie wynoszącej 58,9% (cement hutniczy CEM III/A 32,5N-LH/HSR/NA) ΔT jest niższa o 13,1^{o}C. Przy zastosowaniu w cemencie, zarówno granulowanego żużla wielkopiecowego, jak i popiołu lotnego krzemionkowego otrzymano jeszcze większe obniżenie maksymalnego wzrostu temperatury: dla betonu z cementem wieloskładnikowym CEM V/A (S-V) 32,5R-LH/HSR/NA (18,2% żużla i 19,6% popiołu) było to 12,8^{o}C, a więc porównywalnie z cementem hutniczym CEM III/A 32,5N-LH/HSR/NA, gdzie ilość dodatku mineralnego w postaci granulowanego żużla wielkopiecowego jest znacznie większa (58,9%). Największą redukcję wartości ΔT, aż o 21,5^{o}C uzyskano dla betonu z cementem specjalnym wieloskładnikowym o bardzo niskim cieple hydratacji VLH V/B (S-V) 22,5, który zawierał 34,4% granulowanego żużla wielkopiecowego i 33,3% popiołu lotnego krzemionkowego.

Tabela 5. Charakterystyczne temperatury twardnienia betonu (kostka betonowa 40 x40 x 40 cm)

Właściwość	**CEM I 42,5 R**	**CEM II/B-S 32,5R**	**CEM III/A 32,5N-LH/HSR/NA**	**CEM V/A (S-V) 32,5R-LH/HSR/NA**	**VLH V/B (S-V) 22,5**
Temperatura początkowa, T_p, ^{o}C	21,2	19,6	19,7	17,0	22,6
Temperatura maksymalna, T_{max}, ^{o}C	55,7	47,0	41,1	38,7	35,6
Wzrost temperatury, $\Delta T = T_{max}-T_p$, ^{o}C	34,5	27,4	21,4	21,7	13,0
Czas wystąpienia maksymalnej temperatury, hh:mm	32:51	37:00	51:18	51:51	53:36

Warto zwrócić uwagę, że betony z cementami zawierającymi dużą ilość nieklinkierowych składników głównych (CEM III/A 32,5N-LH/HSR/NA, CEM V/A (S-V) 32,5R-LH/HSR/NA i VLH V/B (S-V) 22,5) charakteryzowały się niską wczesną wytrzymałością

na zginanie, przy jednoczesnej niskiej temperaturze maksymalnej i opóźnionym czasie jej wystąpienia. Zatem spodziewać się można, że wartości naprężeń termicznych wywołane wzrostem temperatury w betonach z nich wykonanych nie przekroczą wartości krytycznych powodujących zarysowanie i spękanie betonu, co jest istotne ze względu na trwałości betonu.



Rys. 5. Przebieg temperatury twardnienia betonu w czasie

4. Wnioski

Wyniki przeprowadzonych badań pokazały, że beton zawierający w swoim składzie cementy z granulowanym żużlem wielkopiecowym i/lub popiołem lotnym może osiągać bardzo dobre właściwości mechaniczne, osiągając jednocześnie niskie temperatury twardnienia, co jest szczególnie istotne w przypadku betonu masywnego. Na szczególną uwagę zasługują w tym kontekście cementy z dużą ilością dodatków mineralnych: cement hutniczy CEM III/A 32,5N-LH/HSR/NA, cement wieloskładnikowy CEM V/A (S-V) 32,5R-LH/HSR/NA oraz cement specjalny wieloskładnikowy o bardzo niskim cieple hydratacji VLH V/B (S-V) 22,5. Stosowanie tych cementów w składzie betonu pozwala zminimalizować ryzyko powstania wczesnych rys skurczowych spowodowanych przez naprężenia termiczne wywołane wydzielającym się ciepłem z procesu hydratacji cementu.

Stosowanie w betonie cementów z dużą ilością granulowanego żużla wielkopiecowego i popiołu lotnego ma pozytywny wpływ na środowisko poprzez zmniejszenie śladu węglowego oraz zwiększenie wykorzystania produktów ubocznych z innych procesów przemysłowych – brak konieczności ich składowania.

Literatura

1. ACI Committee 207, 2006. Guide to mass concrete. Farmington Hills, American Concrete Institute.
2. ACI Committee 207, 2007. Report on thermal and volume change effects on cracking of mass concrete. Farmington Hills, American Concrete Institute.
3. Bofang Z., 2014. Thermal stresses and temperature control of mass concrete. Butterworth-Heinemann, Kidlington, Oxford.
4. Kiernożycki W., 2003. Betonowe konstrukcje masywne. Teoria, wymiarowanie, realizacja, Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków.

5. Li G., Zhao X., 2003. Properties of concrete incorporating fly ash and ground granulated blast-furnace slag. Cement and Concrete Composites, 25(3), pp. 293-299.
6. Maia L., Azenha M., Faria R., Figueiras J., 2011. Influence of the cementitious paste composition on the E-modulus and heat of hydration evolutions. Cement and Concrete Research, 41(8), pp. 799-807.
7. Giergiczny Z., 2006. Rola popiołów wapniowych i krzemionkowych w kształtowaniu właściwości współczesnych spoiw budowlanych i tworzyw cementowych, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków.
8. Chłądzyński S., Garbacik A., 2008. Cementy wieloskładnikowe w budownictwie. Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków.
9. PN-EN 197-1:2012 „Cement – Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku".
10. PN-B-19707:2013 „Cement – Cement specjalny – Skład, wymagania i kryteria zgodności".
11. PN-EN 14216:2005 „Cement – Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów specjalnych o bardzo niskim cieple hydratacji".
12. PN-EN 206:2014 „Beton – Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność".
13. PN-EN 12390-3:2011 „Badania betonu – Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań".
14. PN-EN 12390-5:2011 „Badania betonu – Część 5: Wytrzymałość na zginanie próbek do badań".
15. ISO 1920-10:2010 „Badania betonu – Część 10: Wyznaczanie statycznego modułu sprężystości przy ściskaniu".

The influence of cement type on concrete temperature

Maciej Batog, Zbigniew Giergiczny, Katarzyna Synowiec

Faculty of Civil Engineering, Silesian University of Technology,
Górażdże Cement S.A,
e-mail: maciej.batog@gorazdze.pl, zbigniew.giergiczny@gorazdze.pl,
katarzyna.synowiec@gorazdze.pl

Abstract: The paper presents results of research concerning the determination of cement type impact on the formation of hydration temperature and the mechanical properties of concrete. The scope of research includes the evaluation of typical properties of concrete, such as compressive strength, bending strength, elasticity module as well as concrete hydration temperature. Five cement types have been used in the study. They contain up to 67.7% of main non-clinker constituents. The test results show that cements with low clinker content e.g. CEM III blast-furnace cements as well as CEM V and VLH V blended cements allow to significantly reduce hardening temperature of concrete, and thus minimize the risk of crack formation in concrete.

Keywords: composite cements, heat of hydration, siliceous fly ash, granulated blast furnace slag

Badania właściwości betonu w ścianach szczelinowych

Magdalena Czopowska-Lewandowicz

Wydział Budownictwa, Politechnika Opolska,
e-mail: m.czopowska-lewandowicz@po.opole.pl

Streszczenie: Znaczna część obiektów budowlanych związanych bezpośrednio z budownictwem drogowo-mostowym, przemysłowym i hydrotechnicznym wymaga posadowienia na fundamentach głębokich. Podobnie jest w przypadku budynków mieszkalnych lub handlowych wyposażonych w parkingi podziemne. Zazwyczaj rolę tych fundamentów pełnią obecnie monolityczne ściany szczelinowe, które często stanowią też ściany podziemne budynków. Technologia ich wykonania polega na podawaniu rurami mieszanki betonowej do wąskoprzestrzennego wykopu wypełnionego zawiesiną bentonitową. Proces betonowania rozpoczyna się od dna wykopu i przesuwa się ku górze, wypierając zawiesinę ze szczeliny. W trakcie wykonywania ściany szczelinowej na mieszankę betonową działa wiele czynników, które mogą negatywnie wpłynąć na jakość betonu zrealizowanej ściany, co obniży też jej trwałość.

W pracy przedstawiono analizę czynników powodujących zmiany właściwości fizycznych i mechanicznych betonu zabudowanego w konstrukcjach szczelinowych. Przedstawiono również wyniki badań wykonanych na próbkach pobranych ze zrealizowanej ściany. Pozwalają one na analizę zmian jakości betonu zarówno po wysokości, jak i grubości konstrukcji. Uzyskany rozkład wyników daje możliwość szacowania wielkości miejscowych spadków parametrów technicznych betonu oraz pozwala na przybliżone określenie rzeczywistej nośności badanej ściany szczelinowej.

Słowa kluczowe: ściana szczelinowa, zawiesina bentonitowa, beton, mieszanka betonowa

1. Wprowadzenie

Powstające obecnie obiekty są często realizowane jako monolityczne konstrukcje betonowe. Tyczy się to zarówno obiektów inżynierskich, jak również komunikacyjnych oraz budownictwa mieszkaniowego. Tak szerokie zastosowanie monolitycznego betonu spowodowane jest możliwością stosowania różnych dodatków i domieszek chemicznych, które umożliwiają kształtowanie jego właściwości. Wymagania, jakie mu się obecnie stawia są coraz wyższe. Tyczy się to nie tylko jego wytrzymałości, ale przede wszystkim oczekuje się jego odpowiedniej trwałości. Jest to właściwe podejście, zwłaszcza w przypadku konstrukcji, których naprawa jest trudna i kosztowna. Do takich elementów należą podziemne części budowli, gdzie dostęp jest bardzo ograniczony albo nawet niemożliwy. Tak jest w przypadku ścian szczelinowych, które mogą pełnić rolę fundamentów głębokich, ścian podziemnych budynku lub murów oporowych. Ze względu na technologię wykonania tych ścian, największą ich wadą jest ograniczona kontrola jakości prowadzonych robót oraz brak gwarancji uzyskania "jednorodnego" betonowego monolitu pozbawionego wad [1]. Jest to bardzo istotny problem, gdyż ściany szczelinowe są masywnymi elementami konstrukcyjnymi, na których posadowione są niejednokrotnie odpowiedzialne obiekty, a technologia ta jest coraz częściej stosowana.

2. Problem i jego aspekty

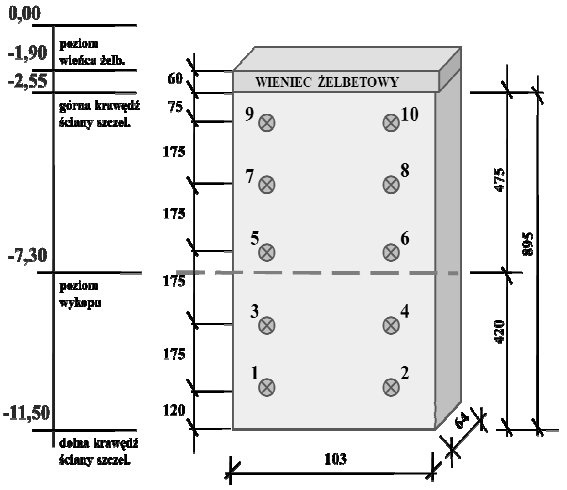
Monolityczne ściany szczelinowe betonowane są pod osłoną zawiesiny bentonitowej metodą Contractor. Mieszanka betonowa podawana jest rurami i układana od najniższych partii ściany. Jej skład i konsystencja muszą zapewniać łatwy przepływ pomiędzy prętami zbrojenia wykonywanej konstrukcji oraz rozprzestrzenianie się w szczelinie [2, 3, 4, 5]. Ze względu na środowisko pracy ścian szczelinowych i technologię ich wykonania, beton w nich zabudowany powinien spełniać wymagania normy PN-EN 206-1 [8] oraz te podane w normach i instrukcjach odnoszących się do wykonywania ścian szczelinowych. Aby jednak analizować właściwości betonu w konstrukcjach szczelinowych, należy najpierw rozpatrzyć czynniki, które mogą negatywnie wpłynąć na jego cechy. Czynniki te można podzielić na dwie grupy: na czynniki doraźne – działające podczas wykonywania ściany oraz długotrwałe – działające na nią podczas jej eksploatacji. W zależności od środowiska pracy danej ściany może być ona narażona na oddziaływanie wód agresywnych, na działanie chlorków z soli odladzających, wody morskiej i innych różnych związków chemicznych. Dodatkowo, beton w ścianie częściowo odsłoniętej narażony może być na działanie mrozu oraz dużych gradientów temperatur, powodujących powstawanie wewnątrz konstrukcji znacznych naprężeń [6]. Powyższe czynniki mogą występować pojedynczo lub w różnych konfiguracjach. Jednak to odpowiednia jakość wbudowanego betonu decydować będzie o jego późniejszych właściwościach oraz o jego odporności na działanie przedstawionych czynników długotrwałych. Istotne jest zatem przeanalizowanie wpływów działających na mieszankę betonową podczas wykonywania konstrukcji szczelinowej. Jest to przede wszystkim strefowe wymieszanie zawiesiny bentonitowej z mieszanką betonową i migracja wody gruntowej w strukturę mieszanki oraz brak jej zagęszczania podczas procesu betonowania. Dwa pierwsze czynniki mogą powodować wzrost stosunku w/c, natomiast trzeci czynnik może skutkować zwiększoną porowatością betonu. Podczas betonowania ściany zawiesina jest wypierana przez mieszankę ku górze, czego konsekwencją będzie ich wzajemne wymieszanie w strefie stykowej oraz w miejscach zaburzonego ruchu mieszanki i zawiesiny (dolna i górna część ściany oraz styk jej powierzchni ze ścianą wykopu). Dodatkowo obniżenie jakości betonu w miejscu otulenia zbrojenia może prowadzić także do korozji stali zbrojeniowej [7]. Jednak zjawisko najintensywniejszego wymieszania występuje w najniższym paśmie ściany i jest efektem zawirowań wokół rury wlewowej [4]. Osłabienie betonu w tym miejscu może wpływać na stateczność konstrukcji, ponieważ zamknięcie zawiesiny bentonitowej w mieszance betonowej powoduje strefowe obniżenie wytrzymałości betonu, a także powstanie licznych zarysowań i spękań. Ze względu na dużą głębokość posadowienia ścian szczelinowych zawsze należy się też liczyć z wpływem wody gruntowej, która przynajmniej w dolnej części szczeliny migrować będzie w strukturę mieszanki betonowej, co również znacznie obniży jakość betonu w tej części ściany. Dodatkowo, brak procesu zagęszczania mieszanki betonowej w trakcie wykonywania konstrukcji spowoduje zwiększenie liczby porów w betonie – zwłaszcza w górnej części ściany. Sytuacja taka ułatwi znacznie migrację wody gruntowej do wnętrza monolitu i przyspieszy proces niszczenia obiektu podczas jego eksploatacji. W zależności od środowiska, w jakim dana konstrukcja będzie wykonywana, mogą działać na nią też inne czynniki. Będą to przede wszystkim wody agresywne, które mogą występować w gruncie i migrować do wnętrza mieszanki betonowej, a później betonu. Obniżenie jakości betonu mogą spowodować również cząstki gruntu, które odspoją się od ścian wykopu i zostaną zamknięte w strukturze monolitu.

Analizując wszystkie wymienione czynniki można stwierdzić, że największy wpływ na jakość betonu w ścianach szczelinowych mają czynniki doraźne występujące podczas realizacji każdej takiej konstrukcji, czyli: strefowe wymieszanie zawiesiny bentonitowej z mieszanką betonową, napływ wody gruntowej do mieszanki oraz brak procesu zagęszczania. W związku z tym wymienione wyżej czynniki zostały dokładnie rozpatrzone w opisanych w dalszej części badaniach własnych.

3. Badania własne

3.1. Charakterystyka obiektu badawczego

Badania przeprowadzono na rzeczywistym obiekcie, który był fragmentem ściany szczelinowej stanowiącej fundament pod budynek mieszkalno-biurowy zlokalizowany w Poznaniu. Konstrukcja szczelinowa, poza rolą fundamentów, pełniła również funkcję obudowy głębokiego wykopu oraz ścian podziemnych obiektu, pod którym zlokalizowany był garaż. Częściowo odsłonięte ściany, na czas budowy, zostały wzmocnione w narożach stalowymi rurowymi rozporami, a wszystkie wykonane sekcje połączono żelbetowym oczepem o wysokości 60 cm. Odcinek ściany, z której pobrano odwierty, umiejscowiony był w północno-wschodniej części obiektu. Element ten był niezbrojony i przeznaczony do częściowego wyburzenia. Dolna strefa tego odcinka ściany stanowić miała baretę pośrednio podpierającą płytę fundamentową. Bareta posadowiona została na głębokości – 11,50 m p.p.t.. Wysokość całej ściany – jeszcze przed częściowym wyburzeniem – wynosiła 895 cm (bez wieńca żelbetowego), jej szerokość była równa 103 cm, a grubość – 64 cm. Poziom wód gruntowych, w rejonie rozpatrywanej części konstrukcji szczelinowej, zidentyfikowany został na głębokości 8,00÷8,40 m p.p.t.. Po odsłonięciu badanej sekcji ściany, pobrano z niej próbki, które po opisaniu i odpowiednim zabezpieczeniu, przetransportowano do laboratorium. W celu uzyskania powyższych próbek, wykonano w ścianie 10 odwiertów rdzeniowych o średnicy $\Phi = 100$ mm i długości równej grubości ściany. Schemat rozmieszczenia wykonanych odwiertów przedstawiono na rysunku 1. Umieszczone one były w pięciu różnych pasach ściany, gdyż betonowanie prowadzone było kolejno z pięciu betonowozów. W celu porównania mieszanek dostarczonych w pięciu różnych dostawach, z każdej z nich pobrano po 3 próbki sześcienne o krawędzi 15cm, które zostały zaformowane na placu budowy. Pozostały one w formach przez 24 godziny w temperaturze otoczenia 20±5ºC, zabezpieczone przed wstrząsami, wibracjami i utratą wody. Po tym czasie nastąpiło ich rozformowanie i aż do chwili transportu do laboratorium (27 dni) przechowywane były w wodzie o temperaturze 20±2ºC. Próbki te w dalszych badaniach stanowiły punkt odniesienia. Wszystkie próbki – zarówno te z odwiertów wykonanych w ścianie szczelinowej, jak i porównawcze – poddane zostały takim samym badaniom. Przeprowadzono na nich następujące oznaczenia: badanie gęstości objętościowej betonu w stanie powietrzno-suchym; badanie nasiąkliwości; badanie penetracji wody pod ciśnieniem; badanie wytrzymałości betonu na ściskanie. Oznaczenia powyższych właściwości fizycznych i mechanicznych betonu pozyskanego ze ściany przeprowadzono na próbkach zewnętrznych (pochodzących z części odwiertu przy powierzchni monolitu) oraz na wewnętrznych (pochodzących ze środka odwiertu).



Rys. 1. Schemat badanej ściany szczelinowej z rozmieszczeniem odwiertów

Mieszanka betonowa – zabudowana w realizowanym fragmencie ściany – wykonana została zgodnie z obowiązującą normą betonową PN-EN 206-1:2003 [8] w wytwórni betonu i dostarczona na plac budowy. Stosunek w/c zaprojektowanej mieszanki wynosił 0,53 – co jest zgodne z zaleceniami dotyczącymi wykonywania ścian szczelinowych [3, 9] ($w/c \leq 0{,}55$), a zawartość powietrza w mieszance była równa 2%. Sumaryczna ilość cementu oraz popiołu lotnego mieściła się w przedziale podanym przez instrukcję IBDiM [3]. Zaleca ona, aby zawartość cementu oraz ewentualnych dodatków mineralnych mieściła się w granicach 400÷550 kg/m^3. Konsystencja mieszanki betonowej – określona metodą stożka opadu – spełniała zalecaną klasę S4 (opad stożka 20 cm). Aby uzyskać wskazaną konsystencję, zastosowano plastyfikator w ilości 0,50% w odniesieniu do masy cementu oraz superplastyfikator w ilości 0,55% w odniesieniu do masy cementu. Klasa zaprojektowanego betonu określona została na poziomie C25/30, a założony stopień wodoszczelności – W8. Skład mieszanki betonowej, zastosowanej do wykonania badanego odcinka ściany szczelinowej, przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Skład mieszanki betonowej

Składnik		Skład mieszanki betonowej na 1 m^3 betonu [kg]
Kruszywo	Piasek 0÷2 mm	635,0
	Żwir fr. 2÷8 mm	549,0
	Żwir fr. 8÷16 mm	532,0
Cement CEM III/A 32,5 L-LH		350,0
Popiół lotny		65,0
Woda		185,0
Plastyfikator BV 18 SC		1,75
Superplastyfikator Glenium Sky 519		1,93

Oprócz cech zastosowanej mieszanki, istotne w badaniach były również parametry zastosowanej zawiesiny bentonitowej. Przygotowywana była ona na placu budowy zawsze na 24 godziny przed umieszczeniem jej w wykopie na bazie bentonitu Bentonil C2. Proszek bentonitowy mieszany był z wodą w takich proporcjach, aby utrzymać stałą gęstość

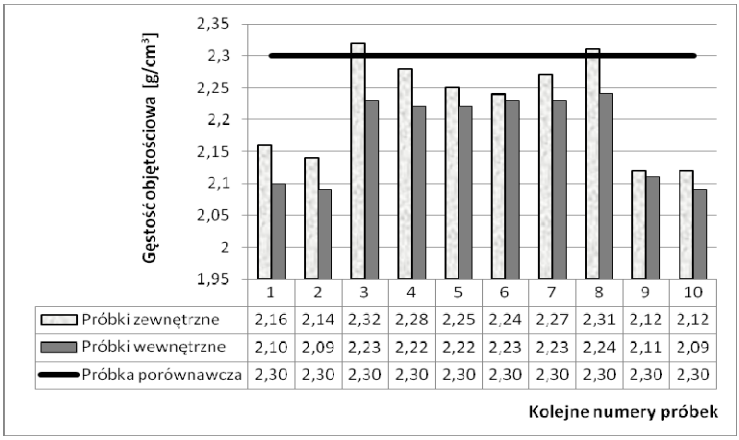
zawiesiny równą 1,035 g/cm^3. Wartość ta mieści się w zalecanym dla ścian szczelinowych przedziale ρ_o = 1,03÷1,04 g/cm^3 [3]. Zawartość suchego bentonitu w zawiesinie, przy takim poziomie gęstości, wynosi około 4%.

Tabela 2. Parametry zawiesiny bentonitowej wykonanej na bazie bentonitu Bentonil C2

Lp.	Parametr	Jednostka	Wartość
1.	Gęstość	[g/cm^3]	1,023
2.	Wartość pH	---	9÷10
3.	Odstój po 24h	[ml]	0,0
4.	Lepkość wg Marsha	[s]	42
5.	Objętość filtratu	[cm^3]	20
6.	Osad filtracyjny	[mm]	1,5
7.	Lepkość plastyczna	---	5÷10
8.	Granica płynięcia	---	10÷15

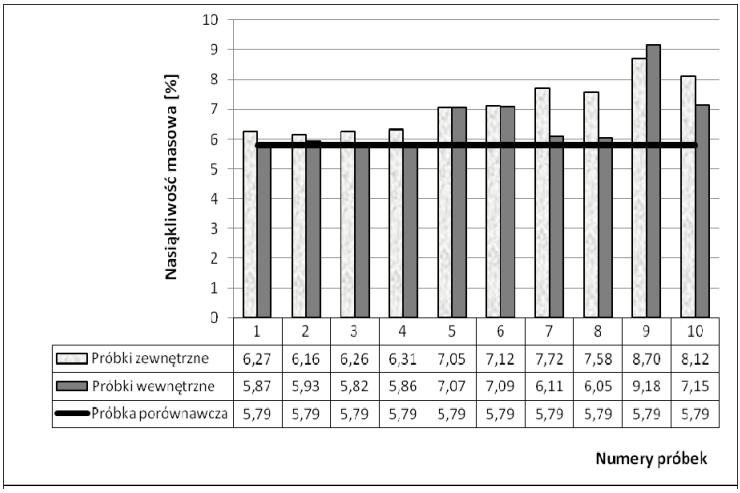
3.2. Analiza uzyskanych wyników badań

Analizując uzyskane wyniki zaobserwowano, że parametry techniczne betonu pobranego ze ściany szczelinowej są znacznie niższe względem tego, który był dostarczony na plac budowy. Na wykresie (rys. 2) widoczny jest spadek gęstości objętościowej w prawie wszystkich pobranych próbkach. Najniższe wartości stwierdzono w przypadku betonu pochodzącego z najniższej i z najwyższej strefy ściany. Gęstość objętościowa betonu w całym pasie środkowym jest wyrównana, ale niższa niż próbek porównawczych. Jeżeli chodzi o nasiąkliwość (rys. 3), to w dolnej części ściany jest ona zbliżona do nasiąkliwości betonu porównawczego. Natomiast w górnym paśmie, jej wartość jest znacznie wyższa (przekracza 8%). Wynik taki świadczy o złym stanie technicznym betonu [10]. Może być to związane z podwyższoną porowatością, a co za tym idzie – obniżoną gęstością objętościową, wynikającą z niedostatecznego zagęszczenia mieszanki betonowej w tej części konstrukcji. Analogicznie do nasiąkliwości kształtuje się obraz penetracji wody pod ciśnieniem. Tutaj również niższe wartości zaobserwować można w przypadku próbek pochodzących z dolnej części ściany, a wyższe dla tych z górnej jej strefy. Należy jednak zaznaczyć, że zalecany dla ścian szczelinowych stopień wodoszczelności W8 [2, 3] został osiągnięty, a nawet przekroczony gdyż wszystkie próbki osiągnęły wartość W10. Próbki nie wykazały oznak przesiąkania przy ciśnieniu 10 MPa. Dalsze zwiększenie ciśnienia było niemożliwe ze względów technicznych. Powodem zróżnicowanych wartości penetracji wody pod ciśnieniem na różnych poziomach ściany może być lepsze zagęszczenie mieszanki w dolnym paśmie, co wynika z obciążenia grawitacyjnego, wywołanego ciężarem wyższych warstw betonu. Tłumaczyłoby to też zróżnicowanie wcześniej omówionych cech (gęstość objętościowa i nasiąkliwość). Obecność cząstek bentonitu w betonie mogła mieć również wpływ na bardzo wydłużony proces suszenia próbek po badaniu nasiąkliwości. Czas ten wynosił ponad 30 dni. Woda zaabsorbowana przez ziarna bentonitu znajdujące się w strukturze betonu znacznie wolniej uwalniana jest w procesie suszenia niż woda w próbkach bez bentonitu.



	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Próbki zewnętrzne	2,16	2,14	2,32	2,28	2,25	2,24	2,27	2,31	2,12	2,12
Próbki wewnętrzne	2,10	2,09	2,23	2,22	2,22	2,23	2,23	2,24	2,11	2,09
Próbka porównawcza	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30

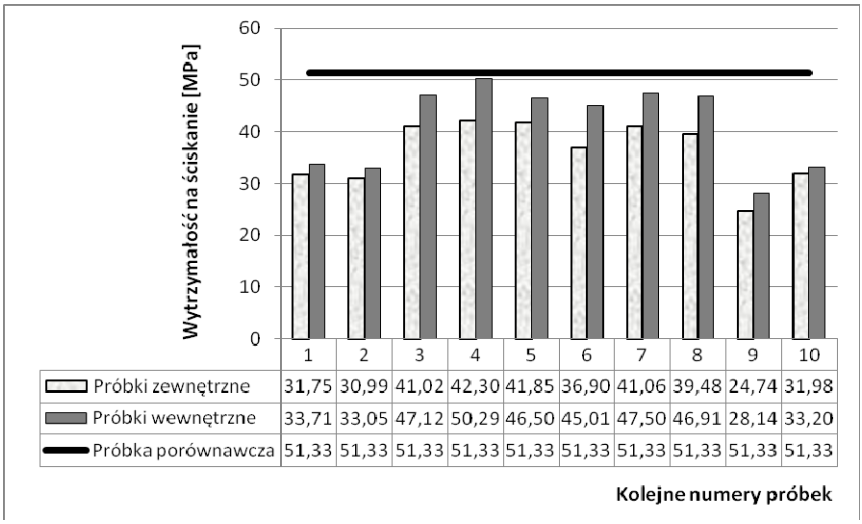
Rys. 2. Wyniki badania gęstości objętościowej próbek betonu ze ściany szczelinowej oraz próbek porównawczych



	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Próbki zewnętrzne	6,27	6,16	6,26	6,31	7,05	7,12	7,72	7,58	8,70	8,12
Próbki wewnętrzne	5,87	5,93	5,82	5,86	7,07	7,09	6,11	6,05	9,18	7,15
Próbka porównawcza	5,79	5,79	5,79	5,79	5,79	5,79	5,79	5,79	5,79	5,79

Rys. 3. Wyniki badania nasiąkliwości masowej próbek betonu ze ściany szczelinowej oraz próbek porównawczych

Bardzo ważną cechą betonu jest jego wytrzymałość na ściskanie. Wartości uzyskane na próbkach pochodzących z odwiertów ze ściany szczelinowej, są niższe niż betonu porównawczego. Jak widać na wykresie (rys. 4), wyniki wytrzymałości na ściskanie są zróżnicowane nie tylko na wysokości ściany, ale również w jej grubości. Większą wytrzymałość uzyskały próbki pobrane ze środkowej części odwiertów, natomiast mniejszą uzyskano na próbkach z zewnętrznych części ściany. Może to wskazywać na zanieczyszczenie betonu zawiesiną w przypowierzchniowej strefie ściany. Bardzo duży spadek parametrów wytrzymałościowych betonu (około 40%) występuje w najniższym i w najwyższym paśmie konstrukcji szczelinowej. W najsłabszych strefach nie osiąga on minimalnej – wymaganej dla ścian szczelinowych – wytrzymałości 32 MPa [5]. Przyczyną może być strefowe wymieszanie zawiesiny bentonitowej z mieszanką betonową: wokół rury wlewowej – w dolnej części ściany oraz w jej górnej części, a także napływ wody gruntowej do mieszanki podczas procesu betonowania.



Rys. 4. Wyniki badania wytrzymałości na ściskanie próbek betonu ze ściany szczelinowej oraz próbek porównawczych

Zaobserwowane duże zróżnicowanie klas betonu w różnych częściach ściany w znaczący sposób wpływa na jakość i trwałość całej ściany. Różnice te w odniesieniu do projektowanego betonu wynoszą dwie klasy, a względem betonu dostarczonego na plac budowy, aż cztery klasy.

4. Podsumowanie

Po wykonaniu analizy wyników uzyskanych na próbkach z odwiertów pochodzących z istniejącej ściany szczelinowej i porównaniu ich z własnościami betonu dostarczonego na plac budowy można jednoznacznie stwierdzić, że beton w omawianych konstrukcjach nie jest pozbawiony wad. Sytuacja taka jest spowodowana oddziaływaniem czynników doraźnych na mieszankę betonową podczas realizacji ściany. Dodatkowo zauważono zróżnicowanie cech betonu po wysokości oraz grubości ściany, co również ujemnie wpływa na pracę tej konstrukcji. Najgorszymi parametrami charakteryzuje się dolny i górny pas ściany. Znaczny spadek wytrzymałości betonu spowodowany jest dużym wzrostem jego porowatości. Jest to konsekwencją podwyższonego stosunku w/c na skutek migracji w mieszankę betonową wody z zawiesiny bentonitowej oraz wody gruntowej, a także braku zagęszczenia mieszanki w trakcie wykonywania sekcji ściany. Ze względu na technologię wykonywania ścian szczelinowych nie ma możliwości wyeliminowania wyżej wymienionych czynników. Można jedynie ograniczać ich negatywne skutki poprzez uszczelnienie struktury betonu, stosując odpowiednie dodatki i domieszki. Wymaga to jednak wielu badań laboratoryjnych oraz sprawdzenia zastosowania skorygowanych receptur mieszanek betonowych na rzeczywistych obiektach.

Literatura

1. Grzegorzewicz K., 2005. Projektowanie i wykonywanie ścian szczelinowych. Geoinżynieria drogi, mosty, tunele 03.
2. Norma PN-EN 1538:2002. Wykonawstwo specjalistycznych robót geotechnicznych. Ściany szczelinowe.

3. Instrukcja IBDiM. Warunki techniczne wykonania ścian szczelinowych. Warszawa 1990.
4. Jarominiak A., 1993. Betonowanie w wodzie i zawiesinie iłowej. Warszawa.
5. Borchert K.M., Linder W.R., 2007. Erfahrungen mit Leckagen an Schlitzwänden und Unterwasserbetonsohlen bei Trogbaugruben. Kollquium – Massnahmen zur Beherrschung des Wassers in der Geotechnik. Graz.
6. Kiernożycki W., 2003. Betonowe konstrukcje masywne. Teoria. Wymiarowanie. Realizacja. Polski Cement Sp. z o.o. Kraków.
7. Grzegorzewicz K., 2001. Naprawa i wzmacnianie ścian szczelinowych. Materiały Budowlane 8.
8. Norma PN-EN 206-1:2003 Beton-część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
9. Instrukcja ITB (Nr 230), 1980. Wytyczne projektowania i wykonywania fundamentów szczelinowych. Warszawa.
10. Neville A.M., 2012. Właściwości betonu. Polski Cement Sp. z o.o. Kraków.

The study of concrete properties in the diaphragm walls

Magdalena Czopowska-Lewandowicz

Faculty of Civil Engineering, Opole University of Technology,
e-mail: m.czopowska-lewandowicz@po.opole.pl

Abstract: Substantial part of building objects directly related to road and bridge, as well as industrial and hydraulic constructions require positioning on deep foundations. The same applies to residential or commercial buildings with underground parking. Usually, the role of these foundations is currently played by monolithic diaphragm walls that are often the underground walls of buildings as well. The performance technology consists of the concrete mix administration with pipes to narrow-spatial excavation fulfilled with the bentonite suspension. The concreting process starts from the bottom of the excavation and moves upwards, displacing the suspension from the gap. During the implementation of diaphragm walls there are a lot of factors influencing on the concrete mix that may adversely affect the quality of the concrete of the realized wall – which also reduces its durability.

The article presents the analysis of the factors affecting the changes of physical and mechanical properties of the concrete built in diaphragm constructions. Furthermore, the results of research carried out on samples taken from realized walls have been introduced. They allow for the analysis of the concrete quality changes both on the height and the thickness of the construction. The obtained results distribution give the possibility of the estimation of the size of local decrease in concrete technical parameters, as well as allows to determine the real capacity of the research diaphragm walls.

Keywords: diaphragm wall, bentonite suspension, concrete, concrete mix

Wpływ dodatku mączki bazaltowej na niektóre właściwości betonu zwykłego

Magdalena Dobiszewska[1], Wojciech Franus[2]

[1] *Wydział Budownictwa, Architektury Inżynierii Środowiska, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy, e-mail: magdalena.dobiszewska@utp.edu.pl*

[2] *Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: w.franus@pollub.pl*

Streszczenie: W procesie produkcji mieszanki z kruszywa twardego (mieszanka ta stosowana jest do produkcji mas mineralno-asfaltowych, tzw. asfaltu drogowego) powstają znaczne ilości bazaltowego pyłu mineralnego o uziarnieniu poniżej 0,05 mm. Pył ten gromadzony jest w specjalnych silosach w postaci odpadów i stosowany głównie jako warstwa sanitarna na wysypiskach odpadów komunalnych. Podjęto próbę wykorzystania tego odpadu jako dodatku do produkcji betonów konstrukcyjnych. Zbadano jego skład mineralny i uziarnienie oraz wykonano badania wstępne betonu z różnym ilościowo dodatkiem mączki bazaltowej. Uzyskane rezultaty tych prac, będą podstawą do dalszych badań wpływu tego dodatku na właściwości użytkowe betonu. Dzięki zastosowaniu tego typu odpadu, możliwe jest zmniejszenie zużycia cementu i ograniczenie kosztów produkcji betonu.

Słowa kluczowe: mączka bazaltowa, dodatki mineralne, zagospodarowanie odpadów, beton konstrukcyjny

1. Wprowadzenie

Produkcja materiałów budowlanych wykorzystuje znaczne ilości surowców naturalnych i jest bardzo energochłonna. W świetle wymagań zrównoważonego rozwoju, koniecznością staje się racjonalne gospodarowanie tymi zasobami naturalnymi oraz możliwie szerokie wykorzystywanie w produkcji materiałów budowlanych produktów pochodzących z recyklingu bądź stanowiących odpady przemysłowe. W przypadku przemysłu cementowego, w różnym stopniu przetworzone odpady, stanowią obecnie około 30% masy wytwarzanych cementów [1]. Są one wykorzystywane do produkcji klinkieru (popioły lotne, odpady żelazonośne i wapienne) lub jako dodatki w produkcji cementu (żużle hutnicze, popioły lotne, gips energetyczny i odpadowy) [1]. Możliwość zastosowania surowców odpadowych w produkcji betonu, daje korzyści zarówno ekologiczne, jak i ekonomiczne. Pozwala bowiem na zagospodarowanie znacznych ilości odpadów oraz zmniejszenie zużycia klinkieru i energii potrzebnej do jego wytwarzania, a tym samym obniżenie emisji CO_2.

Jako dodatek do cementu i betonu, najczęściej stosowane są popioły lotne, żużle wielkopiecowe [2] oraz pyły krzemionkowe [3]. Do produkcji betonu konstrukcyjnego można również stosować m.in. popioły fluidalne stanowiące uboczny produkt spalania węgla w kotłach fluidalnych [4], popioły pochodzące ze spalania innych paliw niż węgiel, np. popioły pochodzące ze spalania osadów ściekowych [5] czy też mieloną stłuczkę szklaną [6].

W pracy zbadano możliwość wykorzystania w produkcji betonu pyłu bazaltowego, stanowiącego odpad przy produkcji mieszanki mineralno-asfaltowej. Dodatek odpadowego pyłu do betonu, korzystnie wpływa na wytrzymałość na ściskanie oraz odporność betonu na działanie mrozu i nie zmienia praktycznie jego nasiąkliwości.

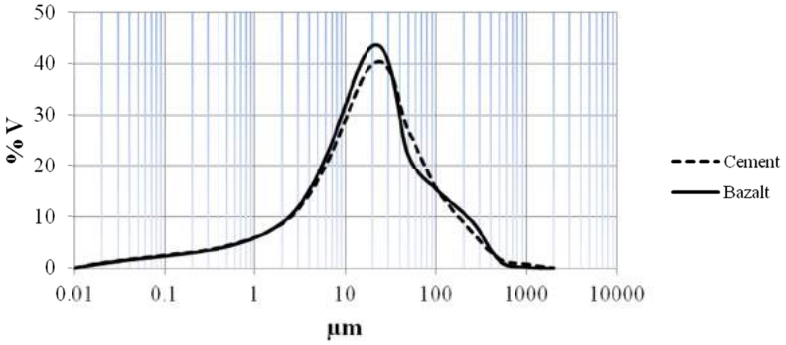
Problem stosowania w betonie odpadowego materiału pylastego, rozważany był również w pracach [7, 8]. Pył odpadowy dodawany był wówczas do betonu jako zamiennik mieszanki kruszywa drobnego i grubego. Uzyskane wówczas wyniki badań, również potwierdzają zasadność stosowania odpadowego pyłu do produkcji betonu konstrukcyjnego. Zwrócić należy uwagę również na fakt ekologicznego zagospodarowania odpadów, jaki stanowi przedmiotowa mączka bazaltowa. Utylizacja pyłów i ich zagospodarowanie jest problemem, z którym borykają się producenci mas mineralno-asfaltowych.

2. Właściwości pyłu odpadowego i cementu

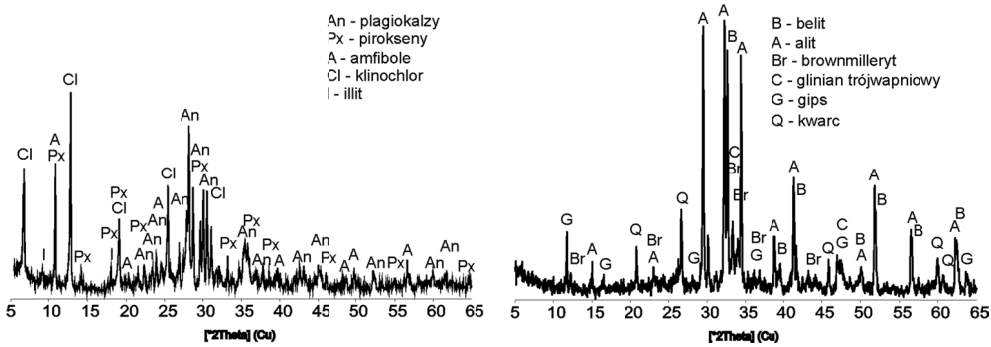
Zastosowane w badaniach pyły stanowią odpad z produkcji mas mineralno-asfaltowych. Powstają one z zapylenia kruszyw mineralnych twardych, stąd mają właściwości zbliżone do kruszywa mineralnego. Pyły nie należą do odpadów niebezpiecznych są jednak bardzo uciążliwe dla środowiska, głównie z uwagi na nadmierne wywiewanie ich drobnych cząstek do atmosfery. Na podstawie przeprowadzonych badań ustalono, że pyły nie ulegają przemianom fizycznym i chemicznym oraz są w niewielkim stopniu rozpuszczalne w wodzie. Badane pyły nie zawierały również wtrąceń ilastych ani zanieczyszczeń organicznych. Wszystkie wymienione wyżej właściwości pyłów sprawiają, że mogą być one stosowane jako dodatek do betonu. Kruszywa, z których pozyskano pył będący przedmiotem badań, to kruszywa bazaltowe pochodzące z kopalni „BAZALT" w Wilkowie. Dlatego pył ten w dalszej części pracy określany jest jako mączka bazaltowa. Do badań zastosowano cement CEM II/B-V 32,5 R.

Pomiar uziarnienia cementu i mączki bazaltowej przeprowadzono metodą dyfrakcji laserowej na aparacie Malvern Mastersizer 2000, mierzącego cząstki w zakresie 0,02-2000 μm. Pomiary przeprowadzono w dyspersji cieczowej, a do pomiarów użyto wody destylowanej o współczynniku załamania światła 1,33. Przed pomiarem próbki dwukrotnie poddawano działaniu ultradźwięków o maksymalnej mocy (łącznie 4 minuty). Ultradźwięki pochodziły z sondy ultradźwiękowej o maksymalnej mocy 300W. Do obliczeń wielkości cząstek przyjęto teorię Mie. Otrzymane krzywe uziarnienia cementu i mączki bazaltowej przedstawiono na rys. 2.1. Oba materiały reprezentują bardzo zbliżony rozkład wielkości cząstek. Dominują w nich cząstki o wielkości od 2 do 250 μm. Największą objętość, tj. 43,5% i 39,9% odpowiednio dla mączki bazaltowej i cementu reprezentują cząstki o wielkości około 20 μm.

Skład mineralny mączki bazaltowej i cementu oznaczono metodą dyfraktometrii proszkowej XRD, wykorzystując dyfraktometr rentgenowski Panalytical X'pert APD z goniometrem PW 3020 i lampą Cu oraz monochromatorem grafitowym. Analizę wykonano w zakresie kątowym 5-65 (2θ). Do interpretacji danych dyfrakcyjnych użyto oprogramowania HighScore. Dyfraktogramy składu mineralnego mączki bazaltowej i cementu użytego do badań przedstawiono na rysunku 2.2. W składzie mączki bazaltowej dominują minerały z grupy skaleni sodowo-wapniowych tzw. plagioklazy, którym towarzyszą pirokseny i amfibole oraz produkty ich wietrzenia i przeobrażeń wykształcone w postaci klinochloru i śladowych ilości illitu.



Rys. 2.1. Krzywe uziarnienia cementu i mączki bazaltowej



Rys. 2.2. Dyfraktogramy składu mineralnego mączki bazaltowej i klinkieru

3. Istota i program badań

Rozważany w pracy problem dotyczy zastosowania mączki bazaltowej w produkcji betonu konstrukcyjnego. Celem badań było ustalenie wpływu dodatku mączki na właściwości stwardniałego betonu. Istota badań polegała na tym, że do betonu referencyjnego dodawano mączkę bazaltową w taki sposób, że zastępowała ona stopniowo piasek w ilości 5-25% masy piasku. Analizie poddano beton referencyjny, tj. wykonany bez dodatku maczki bazaltowej (B1) oraz pięć betonów doświadczalnych B2-B6, w których dodatek mączki bazaltowej stopniowany był co 5%.

Dokonano oceny właściwości mieszanki betonowej wytworzonej z dodatkiem mączki bazaltowej, tj. zbadano zawartość powietrza oraz konsystencję. Analiza stwardniałego betonu obejmowała badanie nasiąkliwości, wytrzymałości na ściskanie oraz mrozoodporności. Przeprowadzono również badania dotyczące wpływu dodatku mączki bazaltowej na mikrostrukturę oraz porowatość betonu. Beton doświadczalny wykonano na bazie cementu portlandzkiego popiołowego CEM II/B-V 32,5 R oraz kruszywa naturalnego, otoczakowego frakcji 0/16 mm. Mieszankę kruszywa frakcji 2/8 mm i 8/16 mm dobrano tak, aby uzyskać jak najbardziej szczelny stos okruchowy, czyli charakteryzujący się największą gęstością oraz najmniejszą jamistością. Określona doświadczalnie jamistość wynosiła 28,4%. Przyjęto mieszankę betonową o klasie konsystencji S3 charakteryzującej się opadem stożka w granicach od 100 do 150 mm. Dodatek mączki bazaltowej stanowił zamiennik piasku, stąd jego ilość zmieniała się w miarę dodawania mączki. Do mieszanki betonowej nie dodawano żadnych domieszek chemicznych. Skład mieszanek betonowych poszczególnych badanych betonów przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Skład mieszanek betonowych

Składnik	B1	B2	B3	B4	B5	B6
	Zawartość [kg/m^3]					
CEM II B-V 32,5R	300	300	300	300	300	300
Piasek 0-2 mm	748	710,6	673,2	635,8	598,4	561
Kruszywo 2-8 mm	634	634	634	634	634	634
Kruszywo 8-16 mm	519	519	519	519	519	519
Woda	189	189	189	189	189	189
Mączka bazaltowa	0	37,4	74,8	112,2	149,6	187

4. Właściwości mieszanki betonowej i stwardniałego betonu

Przeprowadzone badania dotyczyły ustalenia wpływu mączki bazaltowej na niektóre właściwości mieszanki batonowej i stwardniałego betonu. Powierzchnia właściwa zastosowanej do badań mączki bazaltowej jest znacznie większa od powierzchni właściwej piasku, a tym samym większa jest jej wodożądność. Dodatek mączki powodował stopniową zmianę konsystencji mieszanki w kierunku mniej ciekłej. Mączka bazaltowa natomiast nie wpłynęła praktycznie na zawartość powietrza w mieszance betonowej (tabela 2).

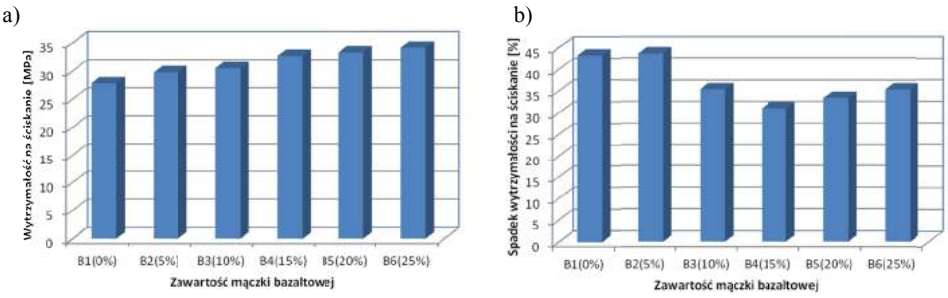
Tabela 2. Wyniki badania mieszanki betonowej

Właściwość	B1	B2	B3	B4	B5	B6
Opad stożka [mm]	140	130	120	100	60	40
Zawartość powietrza [%]	1,8	1,9	2	1,9	1,8	1,9

Kolejne przeprowadzone badania dotyczyły ustalenia wpływu mączki bazaltowej na właściwości stwardniałego betonu. Dodatek mączki bazaltowej spowodował nieznaczny wzrost nasiąkliwości betonu. Dla betonu bez mączki, nasiąkliwość wyniosła 6,9%, a przy dodatku mączki bazaltowej w ilości 20% masy piasku, nasiąkliwość wzrosła do 7,2%.

Dodatek mączki bazaltowej wpłynął bardzo pozytywnie na wytrzymałość betonu na ściskanie. Zaobserwowano stopniowy wzrost wytrzymałości betonu w miarę zastępowania piasku mączką bazaltową. Już przy zamianie 5% piasku na mączkę bazaltową, wytrzymałość betonu wzrosła o ponad 7%, a dodatek mączki w ilości 25% masy piasku spowodował wzrost wytrzymałości betonu o niespełna 23% w stosunku do betonu referencyjnego. Wyniki przeprowadzonych badań przedstawiono na rys. 4.1.a).

Następnie zbadano wpływu obniżonej temperatury na wytrzymałość betonu. Celem tych badań nie było ustalenie stopnia mrozoodporności betonu, gdyż z założenia beton ten nie będzie mrozoodporny, a jedynie określenie, jaki wpływ na odporność na działanie mrozu, ma dodatek mączki bazaltowej. Wytrzymałość na ściskanie określono po 50 cyklach zamrażania i odmrażania próbek betonowych. Na podstawie badań ustalono, że dodatek mączki bazaltowej zwiększa odporność betonu na działanie mrozu w porównaniu z betonem wykonanym bez dodatku mączki. Wyniki badań ilustruje rys. 4.1.b), gdzie przedstawiono średni spadek wytrzymałości na ściskanie próbek zamrażanych w stosunku do próbek porównawczych – niezamrażanych.



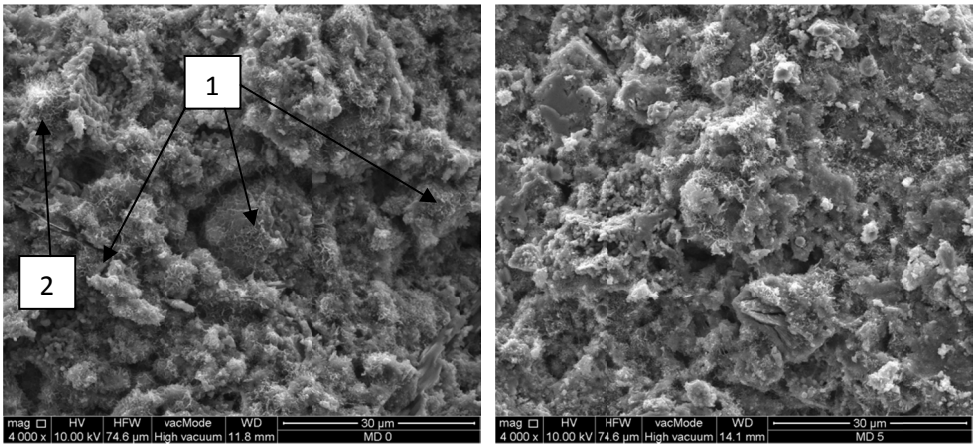
Rys. 4.1. a) Zależność wytrzymałości betonu na ściskanie od zawartości mączki bazaltowej, b) Zmniejszenie wytrzymałości betonu na ściskanie w wyniku działania mrozu

5. Mikrostruktura i porowatość betonu

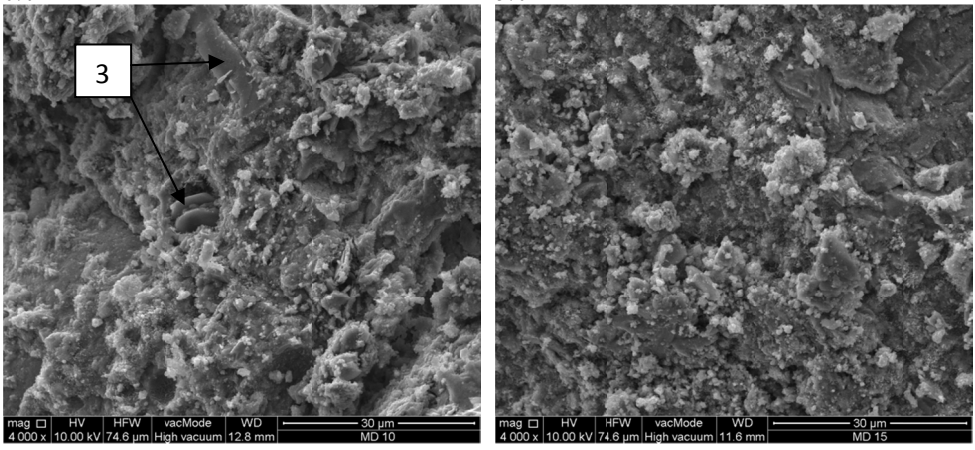
Mikrostrukturę betonów doświadczalnych obserwowano przy użyciu elektronowej mikroskopii skaningowej SEM. Wpływ dodatku mączki bazaltowej obserwowano w zaprawie cementowej wyodrębnionej z badanych betonów. Dokumentacje fotograficzną w skali mikro tych materiałów przedstawiono na rys. 5.1. W obrazach mikroskopowych zaznacza się udział głównych faz mineralnych związanych z procesem hydratacji cementu. Dominują w nim różne typy morfologiczne faz C-S-H. Powszechnie zwłaszcza widoczna jest forma siateczkowa tzw. "plaster miodu", która niekiedy współwystępuję z formą igiełkową. Drugą fazą krystaliczną występującą w badanych zaczynach jest portlandyt, którego powstanie jest efektem hydrolizy krzemianu trójwapniowego (C_3S) i dwuwapniowego (C_2S). Tworzy on masywne, heksagonalne kryształy, których agregaty przybierają formy kolumnowe. Wzrost dodatku mączki bazaltowej w obrazach mikroskopowych uwidacznia się zanikiem charakterystycznych form morfologicznych skupień C-S-H typu plaster miodu. Bardzo drobno uziarniona mączka bazaltowa wypełnia mikropory utworzone poprzez ziarniste skupienia agregatów fazy C-S-H, powodując maskowanie ich obecności.

Pomiary porowatości przeprowadzone były z wykorzystaniem porozymetrii rtęciowej na próbkach zaprawy cementowej wyodrębnionej z badanych betonów. Do określenia rozkładu porów i ich objętości został użyty porozymetr Autopore IV 9500 (Micrometrics) INC, USA. Umożliwia on wprowadzenie rtęci w zakresie ciśnień od 0,036 do 413 MPa co odpowiada możliwościom pomiarów porów w zakresie 3,8 nm do 10 000 nm. Wybrane makroskopowo agregaty zaprawy cementowej zostały wysuszone w temperaturze 105°C przez 24 h. Do badania właściwości teksturalnych betonów dodatkowo wykorzystano izotermę adsorpcji/desorpcji par azotu w temp. -194,85°C, po wcześniejszym odgazowaniu próbki w warunkach ściśle kontrolowanej temperatury (250°C przez okres 24 h) i obniżonego ciśnienia (10^{-3} hPa). Powierzchnię właściwą oznaczono wykorzystując teorię wielowarstwowej adsorpcji Braunauera, Emmetta i Tellera (BET) przy stosunku ciśnienia równowagowego i ciśnienia pary nasyconej azotem p/p_0 = 0,06-0,3. Objętość porów V_p określono z objętości zaadsorbowanego azotu pod ciśnieniem p/p_0 = 0,98. Badania tekstury przeprowadzono z użyciem sorptomatu ASAP 2020 firmy Micromeritics.

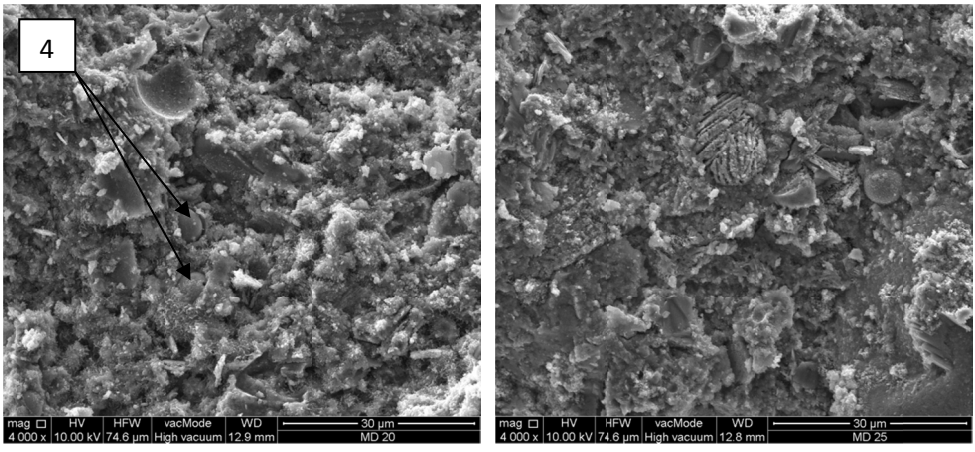
W badanej grupie betonów można wyróżnić 3 grupy materiałów. Pierwsza to B1 i B2 (0-5%), druga B3 i B4 (10-15%) i trzecia B5 i B6 (20-25%). Betony każdej z grup różnią się objętością porów o małych rozmiarach około 4,8 nm.



0% 5%



10% 15%



20% 25%

Rys. 5.1. Mikrostruktura zaprawy cementowej z dodatkiem maczki bazaltowej w ilości 0; 5; 10; 15; 20; 25%, 1 – C-S-H, formy plaster miodu; 2 – C-S-H, formy igiełkowe; 3 – portlandyt; 4 – sfery popiołu lotnego

Wyraźnie zaznacza się korelacja między ilością dodawanej mączki bazaltowej a wzrostem objętości porów przy jednoczesnym spadku ich promienia (tabela 3).

Tabela 3. Parametry teksturalne badanych betonów obliczone z pomiarów metodą porozymetrii rtęciowej

Nr próbki beto-nu	Całkowita objętość porów [cm^3/g]	Całkowita powierzchnia właściwa [m^2/g]	Średni promień porów (2V/A) [µm]	Gęstość właściwa [g/cm^3]	Gęstość pozorna [g/cm^3]	Porowatość [%]
B1	0,0892	9,6	18,6	2,06	2,52	18,37
B2	0,0860	9,3	18,5	2,10	2,57	18,08
B3	0,1038	12,7	16,4	2,00	2,52	20,72
B4	0,1005	12,0	16,8	2,03	2,55	20,39
B5	0,1109	13,3	16,7	1,96	2,51	21,78
B6	0,1126	15,2	14,8	1,98	2,54	22,26

Dla próbek granicznych (B1 i B6) dodatkowo wykonano badania teksturalne metodą N_2. Metoda ta pozwala na śledzenie obecności porów w zakresie od 0,3-300 nm. Przeprowadzone analizy wykazały, iż dodatek mączki bazaltowej wypływa na zmniejszenie średnicy i objętość porów w zakresie poniżej 3,8 nm. Dodatek mączki bazaltowej powoduje wypełnienie mikroporów obecnych w strukturze zaprawy w zakresie <3,8 nm, co widoczne jest w dominacji porów o średnicach 3,5 nm dla dodatku 25%, natomiast dla zaprawy bazowej dominują pory o średnicy 3,9 nm.

6. Podsumowanie

W pracy zbadano możliwość wykorzystania mączki bazaltowej do produkcji betonu. Przeprowadzone badania mają charakter badań pilotażowych, których celem było ustalenie wpływu dodatku pylastego na niektóre właściwości mieszanki betonowej i stwardniałego betonu, a tym samym dokonanie obiektywnej analizy zasadności stosowania tego materiału do produkcji betonu. Mączka bazaltowa stosowana była do betonu jako zamiennik piasku w ilości 5-25% masy piasku. Na podstawie przeprowadzonych badań ustalono, że dodatek odpadowej mączki bazaltowej poprawia niektóre właściwości betonu w porównaniu z betonem referencyjnym. Dodatek mączki bazaltowej zmienił konsystencję mieszanki betonowej w kierunku mniej ciekłej. Nie wpłynął natomiast znacznie na zawartość powietrza. Odnotowano duży wzrost wytrzymałości betonu na ściskanie. Przy dodatku mączki w ilości 23% wytrzymałość wzrosła w stosunku do betonu referencyjnego o 23%. Zaprojektowany beton referencyjny nie był betonem mrozoodpornym, mimo to zdecydowano sprawdzić, jaki wpływ na odporność na działanie mrozu ma dodatek mączki. Ustalono, że beton z dodatkiem pyłu bazaltowego ma większą odporność na działanie mrozu, niż beton referencyjny. Na podstawie badań mikrostruktury i porowatości betonu ustalono, że dodatek mączki bazaltowej uszczelnia strukturę betonu. Wprawdzie objętość porów wzrosła, ale zmniejszył się ich średni promień. Spowodowało to wzrost wytrzymałości betonu z dodatkiem mączki bazaltowej. Badania dotyczące wpływu mączki bazaltowej na niektóre właściwości zaprawy cementowej przedstawione są m.in. w pracach [9, 10]. W przypadkach tych, mączka dodawana była do zaprawy jako substytut cementu w ilości 0-30% masy cementu. Dodatek mączki wpłynął na obniżenie wytrzymałości na ściskanie zaprawy cementowej w porównaniu z zaprawą referencyjną. W pracy [11] przedstawiono wyniki badań wpływu mączki bazaltowej na właściwości zaprawy cementowej, dodając mączkę w zamian za kruszywo 0/1 mm. Dodatek mączki w ilości 10% masy kruszywa wpłynął

na wzrost wytrzymałości zaprawy na ściskanie. Dalsze zwiększanie udziału mączki bazaltowej wywołało natomiast obniżenie wytrzymałości.

Literatura

1. Czarnecki L., Justnes H., 2012. Zrównoważony, trwały beton. Cement Wapno Beton 6, 341-362.
2. Małolepszy J., Giergiczny Z., Szwabowski J., Śliwiński J., 2002. Cementy z dodatkami mineralnymi w technologii betonów nowej generacji. Górażdże Cement HeidelbergCementGroup, Opole.
3. Nocuń-Wczelik W., 2007. Pył krzemionkowy – podstawy stosowania w technologii betonu. Materiały Ceramiczne Tom: 59, 2, 68-71.
4. Brandt A.M. (red.), 2010. Zastosowanie popiołów lotnych z kotłów fluidalnych w betonach konstrukcyjnych, PAN KILiW IPPT Studia z zakresu inżynierii Nr 72, Warszawa.
5. Kosior-Kazberuk M., 2011. Nowe dodatki mineralne do betonu. Budownictwo i Inżynieria Środowiska 2, 47-55.
6. Deja J., Gołek Ł., Kołodziej Ł., 2011. Zastosowanie stłuczki szklanej w produkcji spoiw. Cement Wapno Beton 6, 349-354.
7. Dobiszewska M., Chojnicka A., Podhorecki A., 2013. Wpływ dodatku pyłu mineralnego na właściwości betonu konstrukcyjnego. Materiały Budowlane, Wydawnictwa Uczelniane UTP w Bydgoszczy, 119-128.
8. Dobiszewska M., 2014. Właściwości betonu z dodatkiem mineralnego pyłu odpadowego. Konferencja Dni Betonu Tradycja i Nowoczesność, Wisła 13-15 października, 519-528.
9. Uncik S., Kmecova V., 2013. The effect of basalt powder on the properties of cement composites. Concrete and Concrete Structures 2013 Conference, Procedia Engineering 65, 51-56.
10. Laibao L., Yunsheng Z., Wenhua Z., Zhiyong L., Lihua Z., 2013. Investigating the influence of basalt as mineral admixture on hydration and microstructure formation mechanism of cement. Construction and Building Materials 48, 434-440.
11. Kmecova V., Stefunkova Z., 2014. Effect of basalt powder on workability and initial strength of cement mortar. Journal of Civil Engineering and Architectural Research, Vol. 1, No. 4, 260-267.

The influence of basalt powder on some properties of conventional concrete

Magdalena Dobiszewska[1], Wojciech Franus[2]

[1] Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture, UTP University of Science and Technology in Bydgoszcz, e-mail: magdalena.dobiszewska@utp.edu.pl

[2] Civil Engineering and Architecture Faculty, Lublin University of Technology, e-mail: w.franus@pollub.pl

Abstract: During the production of aggregate mixture (this is used for bitumen-aggregate mixture production) significant amounts of mineral dust with grain size below 0.05 mm are produced. The dust is stored in special silos and treated as a waste. It is used mainly as a sanitary additive at municipal waste landfills. This paper represents the attempt to use this waste as an additive during the production of structural concrete. The mineral composition and grading have been studied. Preliminary study of concrete produced with different amounts of a powdered basalt have been conducted. The results of these studies will be a base for further researches concerning the influence of the additive on concrete properties. By using this waste it is possible to decrease the use of cement and limit the concrete cost production.

Keywords: basalt powder, mineral additives, waste management, structural concrete

Właściwości fizyczne betonów samozagęszczalnych wykonanych z pyłem mineralnym

Adam Kłak, Jerzy Wawrzeńczyk

Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska w Kielcach,
e-mail: adamklak@tu.kielce.pl, zmsjw@tu.kielce.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki badań betonów samozagęszczalnych z dodatkiem odpadowych pyłów mineralnych. Materiał ten powstaje jako odpad przy produkcji kruszyw łamanych w postaci pyłów mineralnych i piasku łamanego. Przedstawiono wyniki badań betonów samozagęszczalnych z dodatkiem mączki wapiennej oraz piasku łamanego jako zamiennika piasku naturalnego. Celem badań było określenie wpływu dodatku odpadowego kruszywa na podstawowe parametry charakteryzujące strukturę fizyczną, wytrzymałość i mrozoodporność betonów. Badania betonów przeprowadzono, wykorzystując składniki lokalnego pochodzenia, otrzymano mieszanki betonowe spełniające warunki samozagęszczalności we wszystkich punktach planu badań. Stwierdzono, że dla betonów o niższych klasach wytrzymałości możliwe jest zastosowanie nawet około 35% kruszywa odpadowego w stosunku do masy całego kruszywa, co może być korzystne ze względów ekonomicznych i ekologicznych dla producentów kruszyw.

Słowa kluczowe: właściwości fizyczne, beton samozagęszczalny, kruszywo odpadowe, pyły mineralne

1. Wprowadzenie

W trakcie kruszenia i frakcjonowania skał węglanowych powstaje odpad w postaci drobnych frakcji 0/2 mm zawierających pył kamienny (drobne ziaren o wymiarach < 0,063 mm) oraz znaczne ilości piasku łamanego o ziarnach do 2 mm. Piasek łamany powstały w wyniku kruszenia skały różni się znacznie od piasku naturalnego biorąc pod uwagę: uziarnienie, kształt ziaren, teksturę oraz zawartość drobnych cząstek (poniżej 63 μm) zwykle wynosząca 10-20%. Cząstki te zwane pyłem kamiennym stanowią najdrobniejszą frakcję kruszywa po obróbce, podczas gdy w naturalnym piasku cząstki te mogą występować jako minerały ilaste lub inne cząstki uznawane za szkodliwe dla jakości betonu. Badania tych materiałów analizowano w pracach zagranicznych [6, 7, 8], jak również w krajowych ośrodkach naukowych [3, 4].

Właściwości betonów SCC zależą głównie od zastosowanych domieszek chemicznych modyfikujących właściwości mieszanki betonowej oraz dodatków mineralnych, które korzystnie modyfikują strukturę i właściwości stwardniałego betonu [2]. Uzyskanie dużej ciekłości mieszanki betonowej SCC możliwe jest poprzez dodanie do cementu dużej ilości frakcji pylastej (380-600 kg/m^3), zwiększony udział piasku w kruszywie (40-50%) oraz zastosowanie nowoczesnych domieszek zapewniających stabilizacje składników w objętości betonu (brak segregacji składników). Patrząc z tego punktu widzenia stwarza to duże możliwości aplikacji kruszywa odpadowego (pyłu kamiennego i piasku łamanego) w produkcji betonów SCC. Uziarnienie całego stosu okruchowego ma duże znaczenie dla jakości produkowanej mieszanki betonowej, biorąc pod uwagę jej skłonność do segregacji składników i ewentualnych błędów występujących w trakcie układania i zagęszczania betonu. Ponieważ współcześnie w technologii betonu stosuje się mieszanki coraz bardziej ciekłe, które podawane są za pomocą transportu pompowego, poprawność i „ciągłość" uziarnienia (bez braku niektórych frakcji kruszywa) nabiera szczególnego znaczenia.

Stosowanie dodatków mineralnych jest istotne ze względów ekonomicznych i technicznych, pozwalają zmniejszyć zużycie cementu, poprawić szczelność, wytrzymałość i trwałość betonu. Wpływ zawartości (dodatku) pyłów na właściwości świeżego i stwardniałego betonu były przedmiotem badań już w latach 70. ubiegłego wieku [8].

Stwierdzono, ze 10-15% pyłów wapiennych jest dozwolone w piasku łamanym bez szkodliwego działania na fizyczne i mechaniczne właściwości betonu [7]. Mniej badań przeprowadzono pod kątem wpływu pyłów na trwałość betonu. Według A. Nevilla oraz licznych badań autorów w betonach o niskim stosunku W/C<0,40 znaczna objętość ziaren cementu pozostaje niezhydratyzowana, gdyż nie ma wystarczająco dużo przestrzeni do ulokowania produktów hydratacji. Dlatego też część cementu portlandzkiego może zostać zastąpiona innymi cząsteczkami, które są tańsze z ekonomicznego punktu widzenia, takimi jak pyły kamienne. Podobnie jak w przypadku innych dodatków mineralnych, efektywność pyłów kamiennych zależy między innymi od kształtu i rozkładu wielkości ziaren. Pomimo dużej ilości dostępnych informacji porównywanie różnych wyników badań jest bardzo trudne, a czasami opinie badaczy na dany temat są rozbieżne. Kilku autorów stwierdziło, że zamiana do 15% masy piasku naturalnego pyłami wapiennymi nie wpływa na wytrzymałość, większe dawki są już szkodliwe. Inni twierdzą, że dodatek 5-20% pyłów wapiennych wpływa korzystnie na przyrost wczesnej wytrzymałości dzięki gęstszemu upakowaniu cząstek i zwiększeniu szczelności zaczynu cementowego.

Piaski naturalne występujące w rejonie świętokrzyskim charakteryzują się bardzo drobnym uziarnieniem, gdzie maksymalne ziarna wynoszą około 1, a nawet 0,5 mm. Ze względów technologicznych tak drobne uziarnienie nie jest korzystne, gdyż powoduje znaczy wzrost wodożądności kruszywa, co w efekcie prowadzi to do bardziej porowatego betonu z większą ilością zaczynu cementowego. Dodanie drobnego kruszywa frakcji 0/2 mm, (lub lepiej 0/4 mm) zawierającego znaczną ilość piasku łamanego, poprawia ciągłość uziarnienia stosu okruchowego, ponieważ zazwyczaj brak jest tu frakcji w przedziale 1-4 mm. Korzystne działanie dodatku piasku łamanego autorzy stwierdzili w przypadku projektowania składu fibrobetonów samozagęszczalnych [5]. Ponadto dla producentów kruszyw korzystnym rozwiązaniem jest jak największe wykorzystanie materiału powstałego po przekruszeniu skały.

W niniejszej pracy przedstawiono wyniki badań betonów samozagęszczalnych, w których w kruszywie drobnym zastosowano piasek łamany jako zamiennik piasku naturalnego.

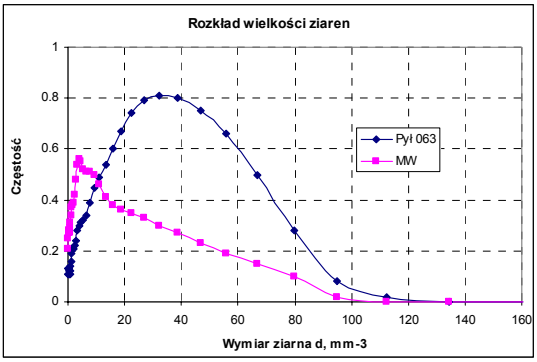
2. Przeprowadzone badania

Celem prezentowanych badań było określenie wpływu dodatku (jako zamiennik piasku naturalnego) odpadowego kruszywa wapiennego na podstawowe parametry struktury fizycznej, wytrzymałość i mrozoodporność stwardniałych betonów samozagęszczalnych. Plan badań mieszanek betonów SCC opracowano wykorzystując informacje uzyskane we wstępnych badaniach mieszanek betonowych. Stosowano spoiwo składające się z mieszaniny cementu CEM II/B-V 32,5 oraz mączki wapiennej (jako wypełniacz). Kruszywo drobne stanowił piasek rzeczny o uziarnieniu 0-2 mm oraz dodawany zamiennie wapień frakcji 0-4 mm ponadto wykorzystano kruszywo grube wapienne frakcji 4-8 i 8-16 mm z lokalnej kopalni. Program badań (tabela 1) obejmował wykonanie 5 serii betonów nienapowietrzonych oraz dodatkowo 3 serii napowietrzonych za pomocą mikrosfer polimerowych.

Program badań obejmował oznaczenie:

- nasiąkliwości wagowej n_w,
- podciągania kapilarnego n_{kap},
- przepuszczalności chlorków w aparacie Proove'it, Q,
- wytrzymałości na ściskanie Rc,
- stopnia mrozoodporności F150.

Na wstępie przeprowadzono badania uziarnienia frakcji 0-0,063 mm wyodrębnionej z piasku łamanego wapiennego (W0/4) oraz mączki wapiennej, które zostały wykonane stosując laserowy analizator drobnych cząstek. Wyniki oznaczeń przedstawiono na rysunku 1.

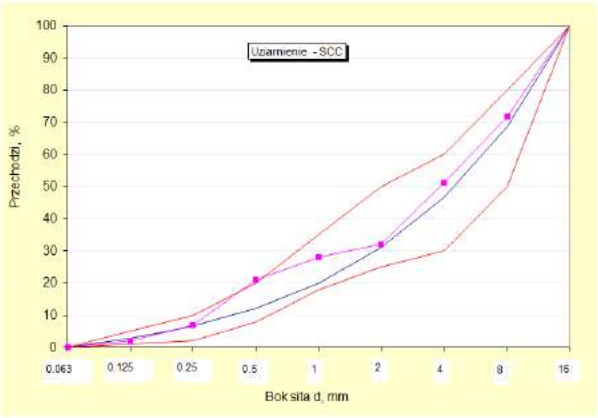


Rys. 1. Wyniki oznaczeń wielkości ziaren pyły kamiennego i mączki wapiennej

Stwierdzono istotną różnicę w uziarnieniu pyłu kamiennego i mączki wapiennej, należy przypuszczać, że nie można stosować ich zamiennie, natomiast wspólne ich zmieszanie powinno dać wzrost szczelności takiego kruszywa.

Przeprowadzono analizę uziarnienia frakcji drobnych i grubych kruszywa wapiennego. Wykorzystując krzywe graniczne uziarnienia kruszywa, sporządzono krzywe przesiewu, które pozwalają na określenie korzystnych proporcji pomiędzy poszczególnymi frakcjami.

Analizy przeprowadzono w programie Excel dla wapienia W0/4 mm (rys. 2). Na podstawie tych analiz stwierdzono, że zawarty we frakcji 0-4 mm grubszy piasek łamany lepiej „doziarni" stos okruchowy (brakuje go w piasku naturalnym). Ponadto stanowi to lepsze rozwiązanie, gdyż eliminuje się jedna frakcję, która w wytwórni betonu musi być oddzielnie składowana i osobno dozowana w trakcie produkcji mieszanki betonowej.



Rys. 2. Wyniki analizy uziarnienia kruszywa z dodatkiem miału W0/4 mm

Następnie opracowano plan eksperymentu, który obejmował badanie wpływu dwóch czynników zmiennych:

Czynnik X1: Stosunek wodno-spoiwowy W/S **X1**=(W/S-0,40)/0,06

Czynnik X2: Udział objętości kruszywa W 0/4% w kruszywie drobnym:

X2=(W0/4-0,35)/0,35

Tabela 1. Plan eksperymentu

Seria	X1	X2	W/S	W 0/4%
1	-1	-1	0,34	0
2	-1	1	0,34	70
3	1	-1	0,46	0
4	1	1	0,46	70
5	0	0	0,4	35
6	-1	1	0,34	70
7	0	1	0,4	70
8	-1	1	0,46	70

2.1. Wyniki badań mieszanek betonowych

Wykonywano zaroby o objętości ok. 15 dm^3. Po wymieszaniu stałych składników, następnie dolaniu wody dodawano superplastyfikator w ilości umożliwiającej uzyskanie rozpływu mieszanki betonowej w zakresie 55-65 cm. Badano czas rozpływu t_{50} mieszanki ze stożka Abramsa, oznaczano gęstość objętościową ρ_z i formowano próbki 10x10x10 cm oraz walce Φ = 100/h = 200 mm. Próbki przechowywano w wodzie w temp. +20±2°C.

Wyniki oznaczeń składu i właściwości świeżej mieszanki betonowej przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Wyniki oznaczeń składu i właściwości świeżej mieszanki betonów SCC

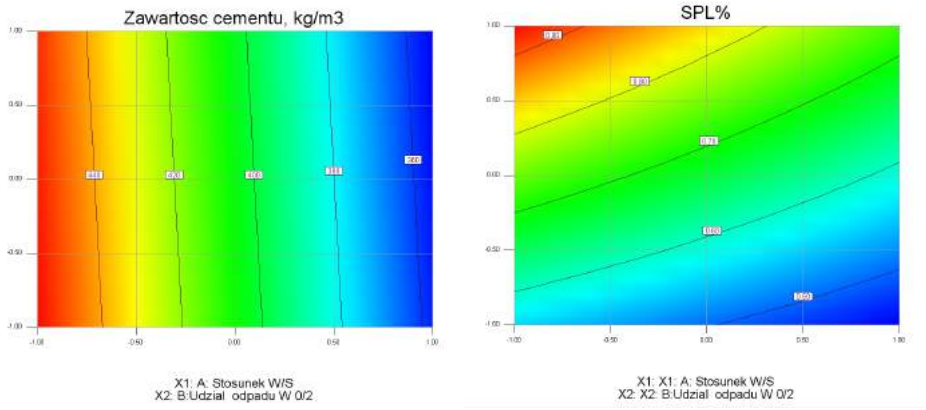
Seria	W	C	MW	W 0/4	P	SPL	ρ_{mb}	D	T50
1	188	457	91	0	829	3,08	2396	55,8	6,5
2	188	453	91	579	248	5,1	2390	61,3	6
3	199	358	72	0	873	1,91	2374	59,8	3
4	198	354	71	609	261	3,09	2364	52,8	7
5	195	402	80	302	561	3,17	2405	69,5	4
6	184	443	89	566	242	4,98	2333	79,5	7,5
7	185	379	76	571	245	3,83	2273	59	6
8	187	336	67	577	247	2,93	2240	62,5	3

gdzie:

W,C, Mw, W0-4, P – to woda, cement, mączka wapienna, wapień frakcji 0-4 mm, piasek,
SPL – ilość superplastyfikatora,
ρ_{mb} – gęstość mieszanki betonowej w [kg/m^3],
D – średnica rozpływu w [cm],
T_{50} – czas rozpływu w [s].

Rezultaty badań mieszanki betonowej zostały poddane analizie statystycznej z wykorzystaniem oprogramowania komputerowego. Dla każdej z badanych cech wyznaczono współczynniki funkcji odpowiedzi (wielomian) oraz sporządzono odpowiednie wykresy warstwicowe lub wykresy przestrzenne 3D. Analiza wykresów pozwala na ustalenie jak czynniki wejściowe wpływają na daną zmienną wynikową. Poniżej przedstawiono wykresy

warstwicowe sporządzone dla ilości cementu w 1 m^3 betonu oraz ilości superplastyfikatora SPL% potrzebnego do uzyskania odpowiedniej ciekłości mieszanki.



Rys. 3. Wpływ badanych czynników na zawartość cementu i ilość dozowanego plastyfikatora

Z analizy wykresów badanych zależności dotyczących świeżej mieszanki betonowej wyciągnąć można następujące wnioski:

– ilość dozowanego cementu zależy przede wszystkim od stosunku W/S, dodatek kruszywa odpadowego W0/4 wpływa w niewielkim stopniu na redukcję ilości cementu,
– ilość dozowanej domieszki plastyfikującej silnie zależy od ilości stosowanego dodatku kruszywa W0/4 mm, a w mniejszym stopniu od stosunku W/S.

2.2. Wyniki badań stwardniałych betonów

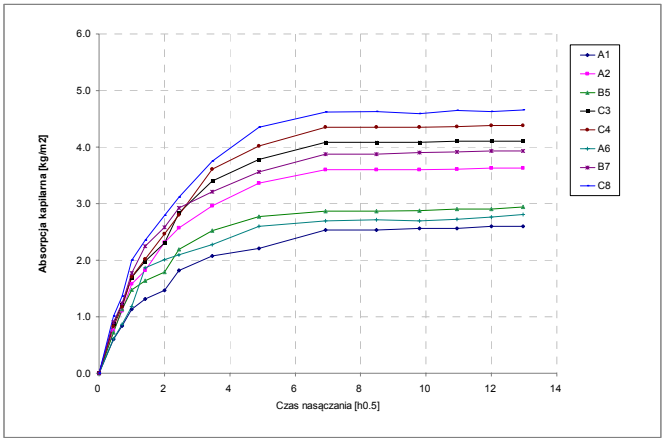
Wykonano badania stwardniałych betonów samozagęszczalnych, określając wpływ dodatku odpadowego kruszywa wapiennego W0/4 mm na podstawowe parametry charakteryzujące strukturę fizyczną, wytrzymałość i mrozoodporność betonów.

Badania przeprowadzono na próbkach 10x10x10 cm oraz walcach Φ = 100/h = 200 mm. Próbki do badań wytrzymałości przechowywano przez okres 28 dni w wodzie w temp. +20±2°C, zaś pozostałe próbki przez 7 dni w wodzie a następnie przez 21 dni w warunkach laboratoryjnych. Rezultaty przeprowadzonych badań wytrzymałości (fc), nasiąkliwości (nw) i podciągania kapilarnego (n_{kap}) i przepuszczalności chlorkowej (Q) przedstawia tabela 3.

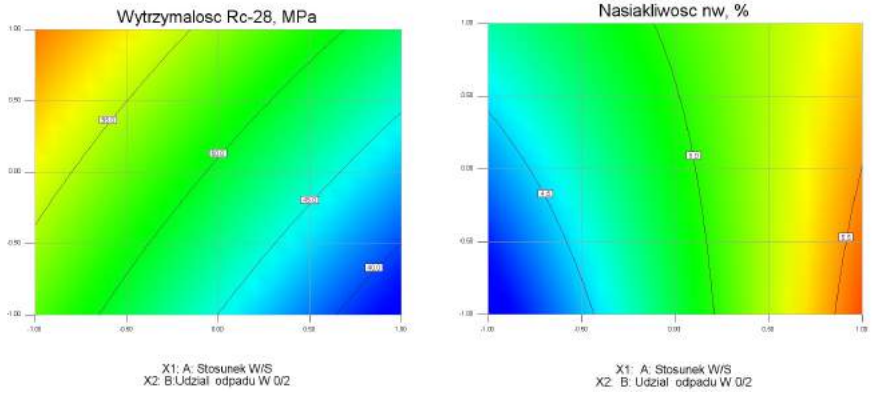
Tabela 3. Wyniki oznaczeń właściwości stwardniałych betonów SCC

Seria	f_c	n_w	n kap	Q
	[Mpa]	[%]	[kg/m^2]	[Kulomby]
1	55,5	4,2	1,8	2087
2	62,9	4,8	2,6	2573
3	40,1	5,7	2,8	3333
4	38,2	5,5	2,8	4573
5	51	4,5	2,2	3029
6	56,6	4,6	2,1	2949
7	37,9	5,4	2,9	4306
8	28,2	6,4	3,1	4920

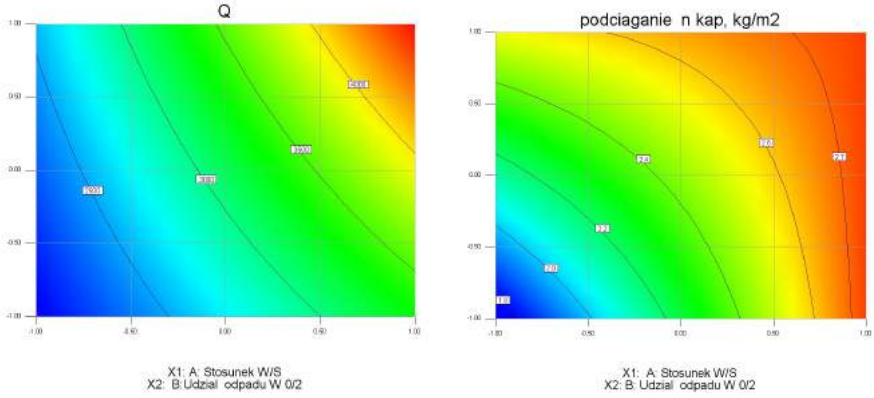
Rezultaty badań zostały poddane analizie statystycznej z wykorzystaniem programu komputerowego. Poniżej przedstawiono wykresy warstwicowe sporządzone dla wytrzymałości na ściskanie, nasiąkliwości, podciągania kapilarnego i przepuszczalności chlorków.



Rys. 4. Podciąganie kapilarne betonów w zależności od czasu nasączania



Rys. 5. Wpływ badanych czynników na wytrzymałość i nasiąkliwość



Rys. 6. Wpływ badanych czynników na przepuszczalność chlorków i podciąganie kapilarne

Analizując przedstawione wykresy zależności wybranych czynników dla badanych betonów wyciągnąć można następujące wnioski:

- o wytrzymałości betonu na ściskanie decyduje przede wszystkim stosunek W/S, dodatek kruszywa odpadowego W0/4 wpływa korzystnie na przyrost wytrzymałości,
- nasiąkliwość betonu zależy od stosunku W/S, dodatek kruszywa W0/4 ma niewielki negatywny wpływ na nasiąkliwość,
- podciąganie kapilarne wody zależy zarówno od stosunku W/S jak i dodatku kruszywa W0/4- im niższy stosunek W/S tym wzrost udziału kruszywa W0/4 powoduje wzrost podciągania n_{kap},
- zależność przepuszczalności chlorków od badanych czynników ma charakter podobny do podciągania kapilarnego-zarówno wzrost stosunku W/S jak zwiększenie udziału kruszywa W0/4 powoduje wzrost przepuszczalności.

Po to, aby ocenić parametry struktury porów powietrznych, w stwardniałym betonie wycięto próbki betonów napowietrzonych (serie 6-8), które poddano szlifowaniu w celu przygotowania próbek-zgładów do badań kontrolnych. Stwierdzono dużą zawartość drobnych porów powietrznych i korzystne wartości wskaźnika rozmieszczenia i zawartości mikroporów, co wskazuje na bardzo dobre napowietrzenie betonów.

Badania mrozoodporności obejmowały oznaczenie stopnia mrozoodporności F150 metodą zwykłą wg PN-88/B-06250. Badania przeprowadzono na kostkach o boku 10 cm (6 szt. świadków oraz 6 szt. próbek zamrażanych). Ocenę mrozoodporności prowadzono określając wygląd próbek, zmianę masy próbek zamrażanych oraz spadek wytrzymałości próbek zamrażanych R_{zm} w stosunku do próbek świadków ($R_{św}$) cały czas przebywających w wodzie. Średni ubytek masy próbek zamrażanych wyniósł ΔG=-0,20%, a średni spadek wytrzymałości ΔR=15,1%. Betony serii 6,7,8 spełniły wymagania dla stopnia mrozoodporności F150, betony nienapowietrzone serii 1-5 okazały się niemrozoodporne.

3. Wnioski

Przeprowadzono obszerny program badań eksperymentalnych obejmujący badania właściwości kruszywa drobnego i grubego, właściwości świeżych mieszanek i stwardniałych betonów samozagęszczalnych. Badania betonów przeprowadzono wykorzystując składniki lokalnego pochodzenia: cement, mączkę wapienną, piasek naturalny i kruszywo wapienne. W całym obszarze objętym badaniami: stosunku W/S = 0,35-0,45, zawartości odpadu wapiennego W0/4 mm do 70% kruszywa drobnego, otrzymano mieszanki betonowe spełniające warunki samozagęszczalności. Stwardniałe betony uzyskały wytrzymałości na ściskanie odpowiadające klasom wytrzymałości od C20/25 do C35/45, a więc odpowiednich dla betonów najczęściej stosowanych w budownictwie betonowym (nie ma problemu aby uzyskać wyższe klasy wytrzymałości poprzez zastosowanie innych cementów portlandzkich). Stwierdzono, ze w niższych klasach wytrzymałości dobre wyniki otrzymano w przypadku zastosowania nawet około 35% kruszywa odpadowego W0/4mm w stosunku do masy całego kruszywa. Zwiększona dawka miału wapiennego powoduje konieczność zastosowania większej dawki superplastyfikatora. W przypadku elementów konstrukcyjnych narażonych na jednoczesne działanie wilgoci i ujemnych temperatur wymagane jest zastosowanie technologii napowietrzania betonu. Bardzo dobre rezultaty daje innowacyjna metoda napowietrzania polegająca na dodaniu odpowiedniej ilości tzw. mikrosfer polimerowych – cząstek o określonych wymiarach korzystnych dla uzyskania mrozoodporności, opisana szczegółowo w pracy [10]. Metoda ta pozwala uniknąć większości problemów występujących w przypadku napowietrzania z zastosowaniem tradycyjnych

domieszek chemicznych. Skuteczność napowietrzania potwierdzają badania mikroskopowe jak i wyniki badań mrozoodporności betonu metodami bezpośredniego zamrażania-rozmrażania.

Literatura

1. PN-EN 12620:2013, Kruszywa do betonu.
2. Szwabowski J., Gołaszewski J., 2010. Technologia betonu samozagęszczalnego, Polski Cement.
3. Dobiszewska M., 2014. Właściwości betonu z dodatkiem mineralnego pyłu odpadowego. Konferencja Dni Betonu – Wisła.
4. Szaj P., 2014. Zastosowanie w technologii betonu mączek mineralnych powstających przy produkcji kruszyw łamanych. Konferencja Dni Betonu – Wisła.
5. Wawrzeńczyk J., Kłak A., Molendowska A., 2012. Frost durability of SFR SCC for pavements– artykuł przyjęty do druku. Baltic Journal of Road and Bridge Engineering.
6. Chan W.W.J., Wu C.M.L., 2000. Durability of concrete with high cement replacement. Cement and Concrete Research 30, 8, 65-879.
7. Beixing Li, Jiliang Wang, Mingkai Zhou, 2009. Effect of limestone fines content in manufactured sand on durability of low- and high-strength concretes. Construction and Building Materials 08/2009; 23(8):2846-2850. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2009.02.033
8. Lollini F., Redaelli E., 2011. Effects of Portland cement replacement with limestone on the properties of hardened concrete. Cement and Concrete Composites 16, 32-40.
9. Wawrzeńczyk J., Molendowska A., 2011. Zastosowanie mikrosfer jako alternatywna metoda napowietrzania betonu. Budownictwo, Technologie, Architektura 4, 51-55, ISSN 1644-745X.

Physical properties of self-compacted concrete with mineral dust

Adam Kłak, Jerzy Wawrzeńczyk

Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology,
e-mail: adamklak@tu.kielce.pl, zmsjw@tu.kielce.pl

Abstract: The paper presents research results of self-compacted concrete containing fine mineral dust. This material is a waste product obtained during the production process of crushed-stone aggregate. The results have been obtained on concrete with the addition of fine limestone powder and fine aggregate mineral dust as a substitute for natural sand. The aim of the research was to determine how addition of fine waste aggregates influence the basic parameters characterizing the concrete physical structure, strength and frost resistance. The research has been conducted using locally based ingredients and all concrete mixes have fulfilled the self-compaction criteria. It has been found that lower strength concrete class can be applied, even about 35% of the fine waste aggregate, which is relevant information for aggregate producers in terms of economic and ecological reasons.

Keywords: physical properties, self-compacted concrete, mineral dust, fine aggregate waste

Kwantyl charakterystycznej wytrzymałości na ściskanie a zalecana niezawodność konstrukcji z betonu

Izabela Skrzypczak, Lidia Buda-Ożóg

Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, Politechnika Rzeszowska,
e-mail: izas@prz.edu.pl, lida@prz.edu.pl

Streszczenie: W trakcie realizacji obiektów budowlanych weryfikacji jakości dostarczanego betonu przeprowadza się zgodnie z zasadami ustalonymi w normie PN-EN 206-1:2014. Podstawowy sposób, obowiązkowy, leży po stronie producenta betonu. Polega on na ocenie zgodności właściwości wyspecyfikowanych przez projektanta (w tym wytrzymałości), w odniesieniu do kryteriów zgodności określonych w normie PN-EN 206-1:2014. W pracy określono wpływ kontroli zgodności na poziom niezawodności dla konstrukcji betonowych, a otrzymane wartości porównano z zalecaną wartością wskaźnika niezawodności dla okresu odniesienia 50 lat i klasy RC2. W celu oszacowania kwantyla wytrzymałości charakterystycznej betonu na ściskanie wykorzystano krzywe AOQ.

Słowa kluczowe: beton, jakość, kontrola zgodności, kwantyl, wytrzymałość charakterystyczna, konstrukcje betonowe, niezawodność

1. Wprowadzenie

Dokonując przeglądu literatury, można stwierdzić, że niezawodność i dobra jakość elementów oraz całej konstrukcji mają co najmniej dwa znaczenia, ogólne jakościowe i węższe ilościowe [1-3].

Niezawodność konstrukcji jest jej zdolnością do spełnienia określonych wymagań projektowych z uwzględnieniem planowanego okresu użytkowania. Przez pojęcie projektowanego okresu użytkowania należy rozumieć przyjęty w projekcie przedział czasu, w którym konstrukcja lub jej część ma być użytkowana zgodnie z zamierzonym przeznaczeniem, bez potrzeby większych napraw. Zwykle niezawodność wyrażana jest miarami probabilistycznymi – za pomocą wskaźnika niezawodności lub prawdopodobieństwa awarii.

Niezawodność konstrukcji budowlanych zależy od wielu skorelowanych czynników, głównie od jakości materiałów, dokładności wykonania i poziomu kontroli, a także od zabezpieczeń przed wpływami środowiskowymi, poziomem utrzymania w czasie eksploatacji, właściwego okresu użytkowania, przyjętych rozwiązań konstrukcyjno-materiałowych, szczegółów konstrukcyjnych i zastosowanych technologii, przyjętych obciążeń, ich wartości i kombinacji, wymagań normowych dotyczących nośności, użytkowania i trwałości, jakości modeli obliczeniowych wykorzystanych w procesie projektowania oraz metody oceny niezawodności konstrukcji.

Dobra jakość w znaczeniu ogólnym to dobry stan elementów, połączeń i całej konstrukcji lub w znaczeniu węższym prawdopodobieństwo, że konstrukcja w chwili odbioru nie ma defektów. Jakość element lub konstrukcji jest określana w chwili odbioru, natomiast niezawodność w założonym okresie eksploatacji: Woliński [1].

2. Normowe kryteria zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie a niezawodność konstrukcji betonowych

Podstawą kwalifikacji materiału konstrukcyjnego, jakim jest beton i określenia jego jakości jest wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie, określana jako kwantyl na zadanym poziomie prawdopodobieństwa. W celu zweryfikowania zgodności wytrzymałości rozważanej partii betonu z projektowaną wytrzymałością charakterystyczną (klasą betonu), należy sprawdzić czy wyniki badań próbek spełniają odpowiednie kryteria statystyczne.

W normie PN-EN 206-1:2014 [4] kryteria zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie z projektowaną wytrzymałością charakterystyczną f_{ck} (klasa betonu) dla próby o liczebności n = 3 sformułowano w następujący sposób:

$$f_{cm} \geq f_{ck} + 4 \tag{1}$$

$$f_{ci} \geq f_{ck} - 4 \tag{2}$$

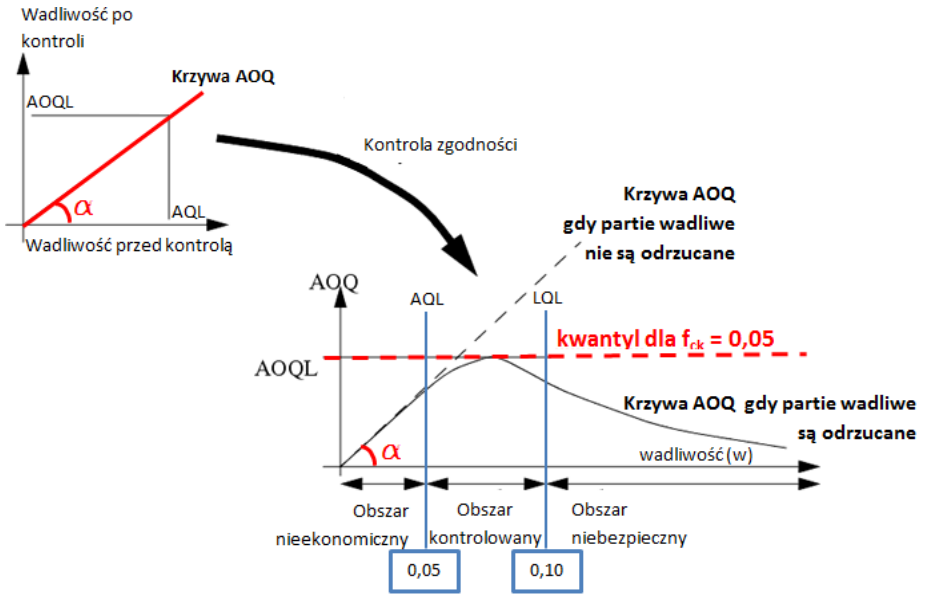
Decyzja o zaliczeniu rozważanej partii betonu do projektowanej klasy zależy, z reguły, od spełnienia warunku narzuconego na wytrzymałość średnią z próby f_{cm} (1). Sporadycznie warunkiem decydującym jest ograniczenie wytrzymałości minimalnej w próbie f_{ci} (2). Statystyczne kryteria zgodności wykazują liczne i dobrze rozpoznane wady, wskazane między innymi w pracach [5, 6, 7, 14].

Rozpoznane wady dotyczą analiz partii (objętości) betonu przed kontrolą i odnoszą się do wadliwości podczas ciągłej produkcji betonu (zależność prawdopodobieństwa akceptacji od wadliwości), a nie do wytrzymałości charakterystycznej betonu po wbudowaniu, a więc wadliwości po kontroli. Oszacowanie wartości charakterystycznej wytrzymałości betonu w konstrukcjach jest zależne od wadliwości betonu po kontroli. Wadliwość betonu po kontroli jest uwarunkowana przede wszystkim sformułowanymi i zalecanymi w normie PN-EN 206-1:2014 [4] kryteriami zgodności. Kryteria zgodności powinny być gwarantem uzyskania przez beton wytrzymałości charakterystycznej, zdefiniowanej jako 5% kwantyl rozkładu statystycznego wytrzymałości na ściskanie [8].

Przy weryfikowaniu poprawności kryteriów zgodności oraz jakości produkowanego betonu odniesiono się do dwóch wartości wadliwości 5% (AQL – wadliwości dopuszczalnej) i 10% (LQL – wadliwości dyskwalifikującej), dla których L. Taewre [15] zaproponował formuły dla krzywych granicznych, dla dwóch obszarów "niebezpiecznego" i "nieekonomicznego". Określenie wpływu jakości betonu na zalecany poziom niezawodności wymaga określenia kwantyla statystycznego rozkładu wytrzymałości betonu na ściskanie po przeprowadzonej kontroli zgodności. Oszacowanie kwantyla dla wytrzymałości charakterystycznej betonu na ściskanie wymaga określenia wadliwości betonu po przeprowadzonej kontroli zgodności. Wnioskowanie takie można przeprowadzić, wykorzystując krzywe AOQ (Average Outgoing Quality) (rys. 1).

Analizy przedstawione w [9] dotyczyły jakości wbudowanego betonu, dla którego wytrzymałość przed kontrolą była identyczna jak wadliwość po kontroli i równa 0,05, a więc odpowiadała kwantylowi zdefiniowanemu dla wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie w [4]. Zgodnie ze schematem przedstawionym na rysunku 1 rozpatrywano przypadek, dla którego $\alpha = 45^0$ oraz AQL=LQL= 0,05, a więc gdy spełniona była zależność (3):

$$\mathrm{tg}\alpha = \frac{\mathrm{AOQL}}{\mathrm{AQL}} \rightarrow \mathrm{tg}45^{\mathrm{o}} = \frac{\mathrm{AOQL}}{0{,}05} \rightarrow \mathrm{AOQL} = 0{,}05 = \mathrm{t_{fck}} \tag{3}$$



Rys. 1. Schemat zależności między wadliwością przed kontrolą i po kontroli zgodności a kwantylem statystycznego rozkładu wytrzymałości betonu na ściskanie

Krzywe AOQ dla stanu po kontroli, to krzywe uzyskane po filtracji, a więc krzywe te umożliwiają ocenę mocy dyskryminacyjnej kryteriów zgodności po odrzuceniu partii niespełniających założonego kryterium zgodności. Krzywa AOQ dla stanu przed kontrolą jest stanem, który odpowiada kontroli jakości betonu zgodnie z zalecanym podwójnym kryterium zgodności. Podstawiając do wzoru (3) LQL= 0,1, a więc wadliwość przed kontrolą równą poziomowi wartości wadliwości dla krzywej granicznej obszaru niebezpiecznego (wg L. Taerwe) otrzymamy maksymalną wartość kąta dla krzywych AOQ konstruowanych dla kryteriów zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie (4).

$$\mathrm{tg}\alpha = \frac{\mathrm{AOQL}}{\mathrm{LQL}} = \frac{0{,}05}{0{,}1} = 0{,}5 \rightarrow \alpha = 27^{o} \tag{4}$$

3. Rzeczywisty kwantyl wytrzymałości betonu a normowe kryteria zgodności

Zależność średniej wadliwości po kontroli od wadliwości przed kontrolą, czyli wadliwością dostarczanych partii można przedstawić za pomocą krzywych średniej wadliwości po kontroli (krzywych AOQ) [8]. Krzywe AOQ mogą być sugestywną formą prezentacji ryzyka związanego ze stosowaniem zalecanych w normie PN-EN 206-1:2014 [4] kryteriów zgodności przy kontroli jakości betonu towarowego.

Wykres AOQ w zależności od jakości dostarczanych partii ma ekstremum, które wyraża wartość AOQL (maksymalna średnia wadliwość po kontroli). Współrzędne wykresu AOQ można wyznaczyć, korzystając ze wzoru (5):

$$\mathrm{AOQ} = \mathrm{w}P_a \tag{5}$$

gdzie: AOQ – średnia wadliwość po kontroli, w – wadliwość dostarczanych partii (wadliwość przed kontrolą) P_a – prawdopodobieństwo akceptacji partii betonu o wadliwości w.

Podstawą kwalifikacji materiału konstrukcyjnego, jakim jest beton i określenia jego jakości jest wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie f_{ck} po 28 dniach dojrzewania. Wielkość f_{ck} definiuje się jako 5% kwantyl rozkładu statystycznego wytrzymałości betonu na ściskanie stąd graniczną wartość AOQ należy odnieść do wartości 0,05 (wzór 6, rys. 1).

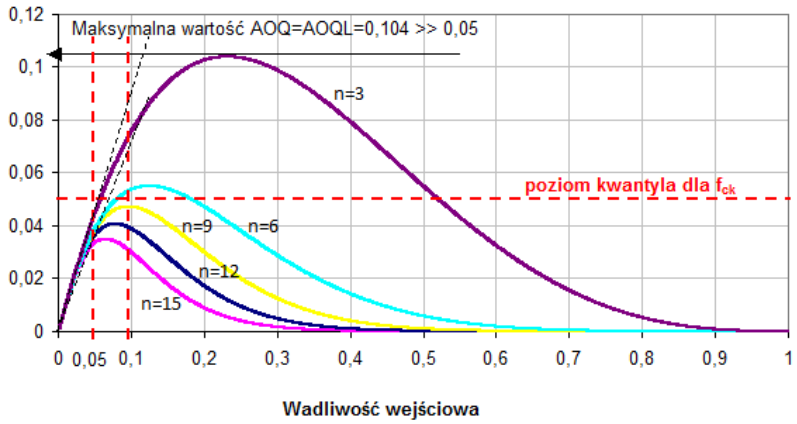
$$AOQL = wP_a \leq 0{,}05 \tag{6}$$

3.1. Krzywe AOQ w określaniu kwantyla wytrzymałości betonu na ściskanie

Poprawność zalecanego normowego kryterium zgodności sprawdzono za pomocą krzywych AOQ [15]. Do rozważań przyjęto kryteria zgodności wg PN-EN 206-1:2003 [4] (opracowanych na podstawie badań L. Taewre) wykonując analizy i obliczenia dla różnej liczebności próby n = 3, 6, 9, 12 oraz 15.

Prawdopodobieństwo akceptacji niezbędne dla określenia wartości funkcji AOQ otrzymano korzystając z przybliżonej formuły dla rozkładu normalnego [8]:

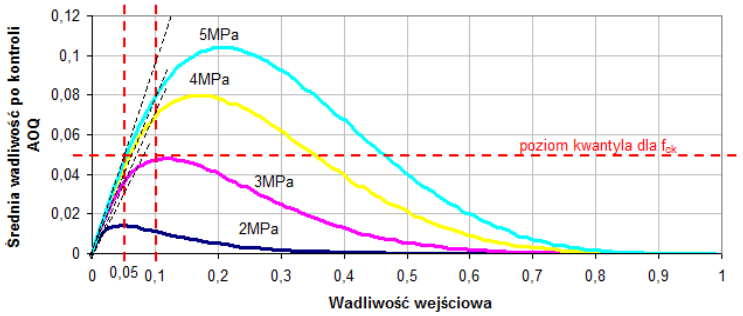
$$P_a = \Phi\left[-\sqrt{\frac{n}{1+\frac{\lambda^2}{2}}}(u_w + \lambda)\right] \tag{7}$$



Rys. 2. Średnia wadliwość po kontroli skonstruowana dla kryterium zgodności dla wartości średniej i próby o liczebności *n* = 3, 6, 9, 12, 15

W przypadku kontroli zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie tylko dla próby o liczebności powyżej n = 6 średnia wadliwość po kontroli jest mniejsza od 0,05, a więc spełnione są wymagania, co do kwantyla wytrzymałości charakterystycznej. Dla próby n = 3 nie są spełnione wymagania jakości betonu i wadliwość po kontroli jest większa od 0,05. Próbę o liczebności n = 6 można uznać za minimalną, graniczną liczebność próby. Potwierdza to słuszność przeprowadzonych analiz w [9] dotyczących wskaźnika jakości produkowanego betonu w odniesieniu do próby o małej liczebności (podobne wyniki analiz uzyskała E. Szczygielska w niepublikowanej pracy doktorskiej pt. Kryterium zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie opracowane na podstawie statystyk porządkowych, promotr W. Tur, Białystok 2015 [13]).

Stosując podwójne kryterium zgodności dla próby o liczebności n = 3, można zauważyć, że kształt krzywych AOQ zależy od odchylenia standardowego (rys. 3).



Rys. 3. Średnia wadliwość po kontroli skonstruowana dla podwójnego kryterium zgodności, różnego odchylenia standardowego i próby o liczebności $n = 3$

Beton o odchyleniu standardowym powyżej 3 MPa nie spełnia wymogów niezbędnych do uzyskania projektowanej wytrzymałości charakterystycznej (klasy betonu) zgodnie z [4].

4. Normowe kryteria zgodności a zalecany poziom niezawodności

Podwójne kryterium zgodności (1) i (2) dla próby o liczebności n = 3 wykazuje liczne i dobrze rozpoznane wady [6, 7, 8, 13, 14], które mogą wpływać na obniżenie poziomu jakości produkowanego betonu, a w konsekwencji do zbyt dużego ryzyka odbiorcy (inwestora, użytkownika), dlatego określono wpływ kontroli zgodności na poziom niezawodności konstrukcji betonowych. Efekt ten dla konstrukcji betonowych, zaprojektowanych według Eurokodu 1992 [9, 10], dla których wytrzymałość betonu na ściskanie jest parametrem dominującym nośności (przyjęto wskaźnik wrażliwości $\alpha_i = 0{,}8$) określono poprzez wyznaczenie wskaźnika niezawodności.

W pracy ograniczono rozważania do zalecanej w normach PN-EN 1990 [11] i ISO 2394 [12] metody wskaźnika niezawodności β, która należy do analitycznych metod FORM (First Order Reliability Method). Zakłada się w niej, że zmienne losowe są określone za pomocą dwóch parametrów rozkładu normalnego lub ekwiwalentnego normalnego: średniej oraz odchylenia standardowego.

Zgodnie z Eurokodem 1990 [11], wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie f_{cd} jest równa wytrzymałości charakterystycznej f_{ck} podzielonej przez częściowy współczynnik γ_c=1,4. Przy tym założeniu, wskaźnik niezawodności dla konstrukcji betonowych może być zapisany jako:

$$f_{cd} = f_{cm} - \alpha_i \beta \sigma \tag{8}$$

Wskaźnik niezawodności dla realizowanych obiektów według kryteriów zgodności dla n = 3 zgodnie z formułą (1) można zapisać w postaci:

$$\beta = \frac{f_{cm} - (f_{cm} - 4)/1{,}4}{0{,}8 \cdot \sigma} \tag{9}$$

Mara niezawodności β jest związana z prawdopodobieństwem zniszczenia elementu lub konstrukcji zależnością (6):

$$P_f = \Phi(-\beta) \tag{10}$$

gdzie: $\Phi(...)$ – funkcja Laplace'a.

Konstrukcję można uznać za niezawodną, jeżeli obliczona wartość wskaźnika niezawodności zgodnie z formułami (8) oraz (9) jest nie mniejsza niż wartość docelowa (11):

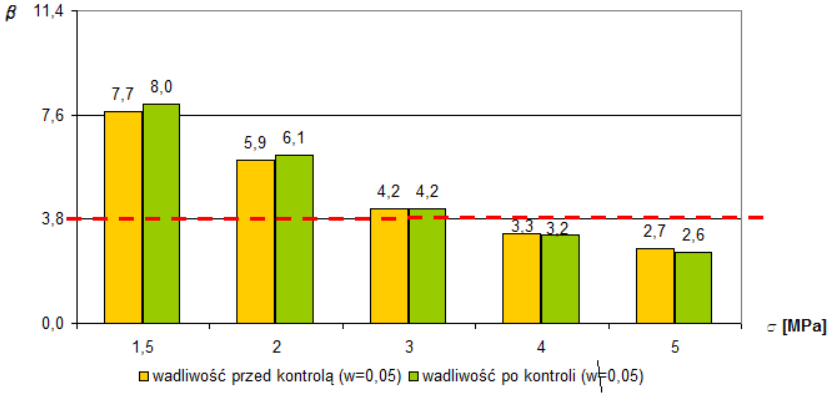
$$\beta > \beta_d \tag{11}$$

W załączniku B do normy PN-EN 1990 [1] podano zalecane minimalne (docelowe) wartości wskaźnika niezawodności β_d dla ULS konstrukcji o różnych klasach niezawodności i dla okresów odniesienia T_0 = 1 rok i 50 lat (tab. 1).

Tabela 1. Minimalne wartości wskaźnika niezawodności β według [1]

Lp.	Klasy niezawodności	β_d / P_{fd} dla T_0 = 1 rok	β_d / P_{fd} dla T_0 = 50 lat
1	RC3	5,2 / 9,96E-08	4,3 / 8,54E-06
2	RC2	4,7 / 1,30E-06	3,8 / 7,23E-05
3	RC1	4,2 / 1,33E-05	3,3 / 4,83E-04

Wpływ kontroli zgodności na poziom niezawodności określono dla konstrukcji betonowych, a otrzymane wartości porównano z zalecaną wartością wskaźnika niezawodności dla okresu odniesienia 50 lat i klasy RC2. Analizy przeprowadzono dla betonu klasy C20/25 otrzymując (rys. 4 oraz w tab. 2).



Rys. 4. Wpływ kontroli zgodności dla próby o liczebności n = 3 na poziom niezawodności dla konstrukcji z betonu klasy C20/25

Wpływ kontroli zgodności dla próby o liczebności n = 3 na zalecany poziom niezawodności dla konstrukcji betonowych i klasy niezawodności RC2 jest zauważalny dla betonu o odchyleniu standardowym większym od 3 MPa (rys. 4). Względny wpływ kontroli zgodności dla wadliwości przed i po kontroli i próby o liczebności n = 3 dla odchylenia 4 MPa wynosi -0,15, a dla odchylenia 5 MPa to -0,32 (tab. 2).

Tabela 2. Względny wpływ kontroli zgodności dla n = 3 na poziom niezawodności konstrukcji z betonu klasy C20/25

Lp.	Wartość odchylenia standardowego	Względny wpływ kontroli zgodności na poziom niezawodności	
		dla wadliwości przed kontrolą	dla wadliwości po kontroli
1	1,5	+1,03	+1,10
2	2	+0,56	+0,62
3	3	+0,09	+0,10
4	4	-0,14	-0,15
5	5	-0,28	-0,32

5. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych analiz dotyczących wpływu kontroli zgodności i próby o małej liczebności n = 3 na oszacowaną wartość kwantyla wytrzymałości betonu na ściskanie oraz poziom niezawodności konstrukcji betonowych można sformułować poniższe wnioski:

- stwierdzono wpływ kontroli zgodności na rzeczywisty poziom kwantyla wytrzymałości betonu na ściskanie a więc uzyskaną klasę betonu po przeprowadzonej kontroli zgodności,
- wpływ kontroli zgodności dla próby o małej liczebności n = 3 na otrzymany kwantyl wytrzymałości betonu jest szczególnie widoczny w szczególności, gdy odchylenie standardowe produkowanego betonu jest większe od 3,0 MPa,
- przy stosowaniu kryteriów sformułowanych dla próby o liczebności n = 3 i odchyleniu większym od 3 MPa uzyskany przez beton rzeczywisty poziom kwantyla wytrzymałości betonu na ściskanie jest większy od 0,05, a więc nie spełnia wymagań zalecanych w PN-EN 206-1,
- miarodajna statystycznie próba to próba o liczebności n = 6, co potwierdza zalecenia prof. L. Brunarskiego oraz analizy przeprowadzone w [9],
- wpływ kontroli zgodności na zalecany poziom niezawodności dla konstrukcji betonowych i klasy niezawodności RC2 jest zauważalny dla betonu o odchyleniu standardowym większym od 3 MPa.

Literatura

1. Wolinski Sz., 2008. Niezawodność konstrukcji budowlanych. Rozdział 4.11, w: Praca zbiorowa, Budownictwo ogólne. T.3, Arkady, Warszawa, s. 376-419.
2. Murzewski J., 1989. Niezawodność konstrukcji inżynierskich. Arkady, Warszawa.
3. Pawlikowski J., 2004. Podstawy projektowania probabilistycznego konstrukcji z betonu. Prace naukowe ITB, WITB, Warszawa.
4. PN-EN 206-1: 2003 Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność, PKN.
5. Brunarski L., 2009. Podstawy matematyczne kształtowania kryteriów zgodności wytrzymałości materiałów, Prace naukowe ITB, WITB, Warszawa.
6. Szczygielska E., Tur W., 2012. Kryterium zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie opracowane na podstawie statystyk porządkowych, Budownictwo i Architektura 12(3), s. 223-230.
7. Skrzypczak I., Woliński Sz., 2007. Influence of distribution type on the probability of acceptance of conformity criteria for concrete strength. Archives of Civil Engineering 53(3), s. 479-495.
8. Skrzypczak I., 2013. Analiza kryteriów oceny jakości betonu oraz ich wpływu na ryzyko producenta i odbiorcy, OWPRz, Rzeszów.
9. Skrzypczak I., Buda-Ożóg L., 2014. Wskaźnik jakości produkowanego betonu a niezawodność w odniesieniu do próby o małej liczebności, Architektura i Budownictwo, 13(2), s. 135-141.
10. PN-EN 1992 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu.
11. PN-EN 1990 Eurokod 0: Projektowanie konstrukcji.
12. PN-ISO 2394: kwiecień 2000, Ogólne zasady niezawodności konstrukcji budowlanych.
13. Szczygielska E., 2015. Praca doktorska: Kryterium zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie opracowane na podstawie statystyk porządkowych, promotor W. Tur, Białystok (praca niepublikowana).
14. Caltarino J.M.R., 1998. Statistical criteria for acceptance of materials performance of concrete standards ENV 206:1993 and prEN 206;1997. 12 th ERMCO Congress. Proceedings, Vol. 1, Lisbon, June.
15. Harrison T.A., Crompton S., Eastwood C., Richardson G., Sym R., 2001. Guidance on the application of the EN 206-1 conformity rules, Quarry Products Association, April.
16. Banovac E., Pavlovic D., Vistica N., 2012. Mathematical aspects of acceptance sampling procedure, International Journal of Mathematical Models and Methods in applied Sciences, 5 (Volume 6), s. 625-633.

Quantile of the characteristic compressive strength and concrete construction reliability

Izabela Skrzypczak, Lidia Buda-Ożóg

Faculty of Civil, Environmental Engineering and Architecture, Rzeszow University of Technology, e-mail: izas@prz.edu.pl, lida@prz.edu.pl

Abstract: Verification of delivered concrete quality during building structure realization is performed in accordance with the principles established in the PN-EN 206-1. The basic, obligatory method is the obligation of the concrete producer. It consists of conformity assessment of properties (including strength) specified by the designer in relation to conformity criteria specified in the standard EN 206-1. In the paper estimates the influence of conformity control on the reliability level of concrete structures and the obtained results have been compared with the recommended value of the reliability level for the reference period of 50 years and the RC2 class. In order to estimate the quantile of characteristic concrete compressive strength, AOQ curves have been used.

Keywords: concrete, quality, conformity criteria, quantile, compressive strength, reliability, concrete structure

Diagnostyka stanu zbrojenia w konstrukcjach żelbetowych budynków wielkopłytowych

Justyna Sobczak-Piąstka

Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,
Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy,
e-mail: justynas@utp.edu.p

Streszczenie: Istniejące, użytkowane obiekty budowlane są często z obiektywnych powodów diagnozowane, ale niezależnie od tego muszą być poddawane zgodnie ustawą Prawo Budowlane przeglądom rocznym i pięcioletnim. Ważnym elementem diagnostycznym jest sprawdzenie stanu technicznego elementów żelbetowych, a w tym stali zbrojeniowej. W pracy zaproponowano podejście trzyetapowe wykorzystujące metody nieniszczące (nieinwazyjne). W pierwszej kolejności stosuje się metodę globalną, która pozwala na określenie miejsc, w których może wystąpić jakaś destrukcja. Wykorzystano w tym celu metodę termowizyjną. W drugiej kolejności wytypowane wcześniej miejsca bada się metodą elektrochemiczną w celu ustalenia prawdopodobieństwa korozji zbrojenia (metoda lokalna). Na koniec stosuje się podejście sublokalne pozwalające na określenie szybkości korozji z wykorzystaniem ponownie metody elektrochemicznej (polaryzacyjnej).

Słowa kluczowe: diagnostyka techniczna, stal w konstrukcjach żelbetowych, metoda elektrochemiczna

1. Wprowadzenie

Ustalenie stanu technicznego stali zbrojeniowej w konstrukcjach żelbetowych jest jednym z ważnych zadań prowadzonych w ramach diagnostyki istniejących obiektów budowlanych. Przykładem mogą być budynki wielkopłytowe. W diagnostyce obiektów użytkowanych preferowane są szczególnie metody nieniszczące. Metody te stosuje się przede wszystkim w przypadku dużych elementów żelbetowych (np. ścian prefabrykowanych w budynkach wielkopłytowych) i braku widocznych symptomów korozji prętów zbrojeniowych.

Prace związane z określaniem stanu zbrojenia w elementach żelbetowych, z użyciem metod nieniszczących, można podzielić na trzy zasadnicze etapy [1]:

- etap I – metoda globalna pozwalająca ustalić miejsca wystąpienia potencjalnych destrukcji elementów konstrukcyjnych,
- etap II – metoda lokalna umożliwiająca określenie prawdopodobieństwa wystąpienia korozji zbrojenia,
- etap III – metoda sublokalna pozwalająca ustalić szybkość korozji zbrojenia.

W wyniku tak przeprowadzonych badań, łącznie z badaniem stanu betonu (wytrzymałość, karbonatyzacja, korozja chemiczna) oraz wieloma innymi ważnymi badaniami uzupełniającymi będzie można podejmować decyzje techniczne i organizacyjne.

W pracy skupiono się głównie nad określeniem zaawansowania korozyjnego stali zbrojeniowej w konstrukcjach żelbetowych o znacznych wymiarach (ściany, stropy). Badania w szczególności dotyczą istniejących budynków wielkopłytowych wybudowanych w latach 1960-90. Badania tak zaplanowano, że najpierw znajduje się miejsca, w których potencjalnie może wystąpić korozja zbrojenia elementów żelbetowych, a następnie prowadzi się w tych miejscach dokładniejsze badania. Przy tym wszystkim zwraca się szczególną uwagę na to, że stosowane metody muszą być stosunkowo proste, przy tym skuteczne oraz na to, że badane budynki są normalnie użytkowane.

2. Metoda globalna (metoda termowizji) do określania potencjalnych miejsc destrukcji konstrukcji

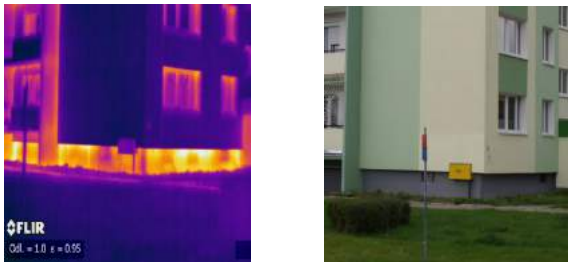
Termografia to jedna z metod diagnostyki, np. obiektów budowlanych, polegająca na pomiarze promieniowania w paśmie podczerwieni o długości fal 0,75÷100 μm. Efektem tego pomiaru jest obraz widzialny rozkładu temperatury na powierzchni badanego obiektu (ściany, stropu) zwany termografem. Termografia lub termowizja jest to zatem metoda bezdotykowa obrazowania i rejestrowania rozkładu temperatury na badanym elemencie przy wykorzystaniu detekcji (wykryciu) promieniowania podczerwonego. Jest to więc metoda nieniszcząca. Wyróżnia się dwa rodzaje metod termograficznych: bierne (pasywne) i aktywne [2, 3, 4]. Do identyfikacji przypowierzchniowych defektów struktury materiału (pustki, rozwarstwienia, zarysowania) stosuje się termografię aktywną. W tej metodzie analizuje się zmienność w czasie termicznej odpowiedzi materiału, na który oddziaływuje ciepło. Jeżeli taka analiza zmienności nie jest konieczna, wtedy mamy do czynienia z termografią bierną. W materiale z miejscowo różną przewodnością cieplną, rozkład temperatury będzie się różnił od materiału jednorodnego. Zależnie od sposobu ogrzewania badanej powierzchni oraz sposobu analizy sygnału cieplnego wyróżnia się kilka rodzajów termografii aktywnej [4]: termografia impulsowa, termografia modularna, termografia impulsowo-fazowa, wibrotermografia.

W miarę rozwoju technologii, zakres zastosowania termowizji w budownictwie nieustannie się poszerza, np. wykrywanie zawilgoceń, badanie cieplne budynków, wykrywanie uszkodzeń i niejednorodności materiałów, identyfikacja wad technologicznych przegród budynków, wyznaczanie współczynnika przenikania ciepła, wykrywanie przeciągów i prądów cieplnych. W przypadku badań stanu technicznego obiektów zabytkowych, czy budynków użytkowanych (np. wielkopłytowych), metoda ta ma dodatkową istotną zaletę, a mianowicie nieinwazyjność w strukturę budynku. Technika ta umożliwia wykrywanie i rozpoznawanie struktur materiałowych konstrukcji w niedostępnych miejscach, pod nałożonymi nienośnymi warstwami, a także dość dokładne wyznaczanie miejsc odkrywek, co ograniczenia zbyteczne ingerencje w elementy konstrukcyjne badanych obiektów.

Wykonując badania mające określić stan techniczny budynków wielkopłytowych, należy wykonać na początku całego postępowania diagnostycznego badania mające charakter globalny przy zastosowaniu metody termowizyjnej. Metoda ta pozwala na zlokalizowanie miejsc w budynku, w których znajdują się potencjalne wady i uszkodzenia. Wykonując termogram ściany, otrzymuje się przede wszystkim rozkład temperatur na powierzchni takiej ściany (rys. 1). Wyraźnie widać miejsca, w których wykonano termomodernizację ścian budynku wielkopłytowego, np. dokładając dodatkową warstwę styropianu.

Rys. 1. Zdjęcie wykonane kamerą termowizyjną i aparatem fotograficznym. Rozkład temperatur na ścianach budynku wielkopłytowego nieocieplonych i docieplonych dodatkową warstwą styropianu

Metoda termowizyjna pozwala także na zlokalizowanie miejsc, w których występują nieciągłości w strukturze ścian zewnętrznych piwnic. Na zdjęciu wykonanym aparatem fotograficznym widoczne są jedynie dwa okna na przyległych ścianach narożnych (rys. 2). Dopiero na zdjęciu wykonanym kamerą termowizyjną można stwierdzić, że okien było znacznie więcej. Zostały one zamurowane i pokryte warstwą tynku.



Rys. 2. Zdjęcie wykonane kamerą termowizyjną i aparatem fotograficznym. Widoczne zamurowane okienka w ścianie piwnic oraz różnica w rozkładzie temperatur dla ścian piwnic i kondygnacji powtarzalnych

Badając metodą termowizyjną ściany wybranego budynku wielkopłytowego, stwierdzono, że utrata ciepła przez ściany piwnic budynku wielkopłytowego jest o wiele większa niż przez ściany kondygnacji naziemnych, dotyczy to zwłaszcza naroży (rys. 2). Zobrazowane jest to na termogramie zmianami temperatury na powierzchni zewnętrznej ścian piwnic. Może to świadczyć o występowaniu w tych ścianach uszkodzeń, ubytków lub zawilgoceń.

Rys. 3. Zdjęcie wykonane kamerą termowizyjną i aparatem fotograficznym. Widoczne zawilgocenia w piwnicy budynku, na posadzce

Pomiary termowizyjne pozwalają także na określenie miejsc, w których występują nadmierne zawilgocenia. Długotrwale występujące zawilgocenia mogą prowadzić do powstania grzybów i pleśni, co z kolei negatywnie wpływa przede wszystkim na zdrowie użytkowników mieszkań. Zawilgocenia bardzo niekorzystnie wpływają też na stan techniczny elementów konstrukcyjnych budynków. Na podstawie przeprowadzonych badań ustalono, że największe prawdopodobieństwo wystąpienia nadmiernych zawilgoceń występuje w ścianach żelbetowych piwnic (rys. 3).

Miejsca, w których stwierdzono w budynku wielkopłytowym – podczas diagnostyki globalnej (metoda termowizyjna) – wystąpienie nieciągłości w strukturze betonu poddano dalszym badaniom (etap II). Będą to badania lokalne, polegające na bardziej dokładnym zbadaniu miejsc wytypowanych podczas pierwszego etapu badań. Do dalszych badań (lokalnych) można wykorzystać metodę elektrochemiczną.

3. Metoda lokalna do określenia prawdopodobieństwa wystąpienia korozji zbrojenia

Kolejną metodą nieniszczącą, którą wykorzystuje się do badań bardziej szczegółowych (lokalnych), jest metoda elektrochemiczna oceniająca prawdopodobieństwo wystąpienia korozji zbrojenia w elementach żelbetowych.

Metody badania korozji zbrojenia w elementach żelbetowych obejmują badania materiałowe i badania szybkości procesu korozyjnego. Badania materiałowe dotyczą przede wszystkim pomiaru:
– pH cieczy porowej (stopnia karbonatyzacji),
– stężenia jonów chlorkowych.

Badanie korozji zbrojenia prowadzi się metodą elektrochemiczną, która dzieli się na [5]:
– metody potencjałowe (pomiar potencjału stacjonarnego, korozyjnego zbrojenia), tzw. metoda potencjometryczna (half - cell potentials),
– metody rezystywnościowe otulenia betonowego, tzw. metoda opornościowa (electrical resistance),
– metoda polaryzacyjna (galvanistatic potentials).

Badania potencjału stacjonarnego (korozyjnego) polegają na ustaleniu różnicy potencjału ogniwa galwanicznego utworzonego na styku zbrojenia z betonem i elektrody porównawczej. W ten sposób uzyskujemy informację o rozmiarze obszarów zagrożonych korozją zbrojenia oraz określeniu miejsc, w których zlokalizowana została zbliżona aktywność korozyjna zbrojenia (rys. 6).

Badanie rezystywności otulenia betonowego służy też do szacowania elektrochemicznego otulenia betonowego. Polega to na pomiarze prądu przepływającego pomiędzy dwiema elektrodami umieszczonymi w wywierconych wcześniej gniazdach lub między elektrodami przykładanymi do powierzchni betonu. Rezystywność zależy przede wszystkim od wilgotności betonu, co ma wpływ na przewodność elektryczną, a więc na lokalne ogniwa korozyjne.

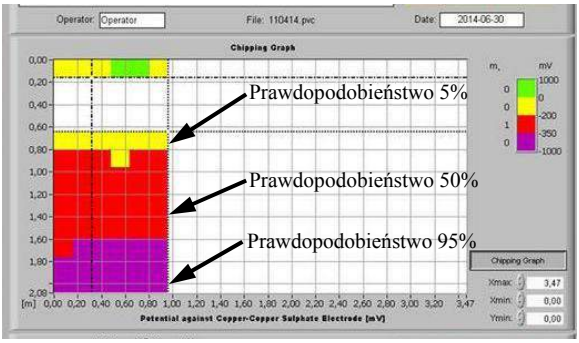
Badanie gęstości prądu korozyjnego i oporu polaryzacji pozwala oszacować aktywność korozyjną zbrojenia.

Rys. 4. Urządzenie do określania prawdopodobieństwa wystąpienia korozji zbrojenia w konstrukcjach żelbetowych

Do uzyskania mapy zniszczenia, konieczne jest przyjęcie, tzw. potencjałów granicznych (tab. 1). Poniżej przedstawia się rezultaty takiego badania w ścianach zewnętrznych piwnicy w budynku wielkopłytowym (rys. 5).

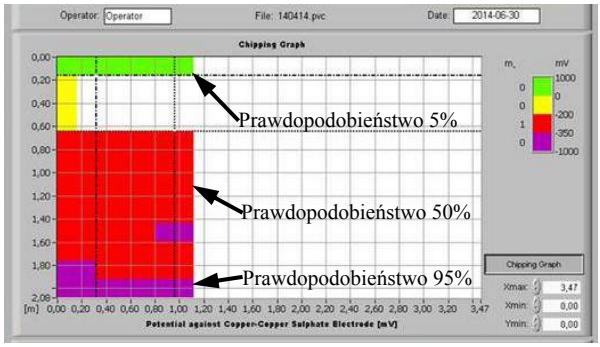
Tabela 1. Kryterium zagrożenia korozyjnego zbrojenia w betonie [5]

Kryteria oceny potencjału stacjonarnego zbrojenia, mV	**Prawdopodobieństwo wystąpienia korozji zbrojenia, %**
$E_{st} < - 350$	95
$- 350 \leq E_{st} \leq - 200$	50
$- 200 < E_{st}$	5



Rys. 5. Mapa przedstawiająca prawdopodobieństwo korozji stali zbrojeniowej w jednej ze ścian zewnętrznych piwnic

Analizując mapy i wykresy otrzymane po badaniu ściany zewnętrznej (rys. 5), zauważono, że do wysokości około 0,5 m od poziomu posadzki piwnic (obszary fioletowe) uzyskano wyniki świadczące o tym, że w tych miejscach istnieje 95% prawdopodobieństwo wystąpienia korozji w zbrojeniu. Do wysokości około 1,30 m od poziomu posadzki (obszary czerwone) prawdopodobieństwo wystąpienia korozji w zbrojeniu dochodzi do 50%. Natomiast od wysokości 1,30 m nad posadzką piwnicy (kolor żółty i zielony) prawdopodobieństwo to wynosi tylko 5%. Przyczyną wystąpienia obszarów zagrożonych korozją (kolor fioletowy i czerwony) może być kontakt analizowanej ściany z gruntem zalegającym za ścianą i niskiej jakości hydroizolacja.



Rys. 6. Mapa przedstawiająca prawdopodobieństwo korozji stali zbrojeniowej w jednej ze ścian zewnętrznych piwnic

Analizując mapy i wykresy otrzymane po badaniu ściany zewnętrznej (rys. 6), można zauważyć, że do wysokości około 0,3 m od poziomu posadzki (obszary fioletowe) uzyskano wyniki świadczące o tym, że w tych miejscach istnieje 95% prawdopodobieństwo wystąpienia korozji w zbrojeniu. Do wysokości około 1,40 m od poziomu posadzki (obszary czerwone) prawdopodobieństwo wystąpienia korozji w zbrojeniu dochodzi do 50%. Natomiast od wysokości 1,40 m nad posadzką piwnicy (kolor żółty i zielony) prawdopodobieństwo to wynosi tylko 5%. Przyczyną wystąpienia obszarów zagrożonych korozją (kolor fioletowy i czerwony) może być kontakt analizowanej ściany z gruntem zalegającym za ścianą i niskiej jakości hydroizolacja.

Podobne badania elektrochemiczne przeprowadzono także na ścianach zewnętrznych nadziemia budynku wielkopłytowego. Badaniu podlegały również złącza między prefabry-

katami. Prawdopodobieństwo wystąpienia korozji stali zbrojeniowej zwykle kształtowało się na poziomie 5%. Oznacza to, że stan stali zbrojeniowej jest dobry, stal jest dobrze chroniona przed korozją (pasywacja stali).

4. Metoda sublokalna do określania szybkości korozji zbrojenia

Przedstawione wcześniej badania lokalne z wykorzystaniem metody elektrochemicznej pozwalają jedynie na ustalenie obszarów, w których określamy prawdopodobieństwo korozji zbrojenia. Wyniki tych pomiarów nie dają jednak odpowiedzi, czy korozja w tych obszarach faktycznie zachodzi oraz jaki jest postęp (szybkość) korozji. Informacje takie można uzyskać dokonując, na przykład odkucia pręta zbrojeniowego w miejscu, gdzie prawdopodobieństwo korozji jest wysokie lub wykonanie specjalistycznych badań nieniszczących określających szybkość korozji [5].

Wykonano odkrywki prętów zbrojeniowych dwóch w miejscach. Był to obszar, gdzie prawdopodobieństwo wystąpienia korozji zbrojenia zostało oszacowane na 95% (rys. 7) oraz obszar, gdzie prawdopodobieństwo wystąpienia korozji zbrojenia wynosiło do 5% (rys. 8). W pierwszym przypadku pręt zbrojeniowy wykazywał oznaki korozji, miejscami była to korozja wżerowa (rys. 7). Otulina betonowa pręta wynosiła około 2 cm, wilgotność na powierzchni ściany była równa około 30%. Proces karbonatyzacji betonu występuje jedynie na powierzchni ściany, już po niewielkim odkuciu, na głębokość ok. 2-3 mm roztwór fenoloftaleiny barwi się na fioletowo (co oznacza wyraźny odczyn zasadowy).

Rys. 7. Pręt zbrojeniowy w obszarze o dużym prawdopodobieństwie korozji zbrojenia

W drugim przypadku pręt zbrojeniowy nie wykazywał oznak korozji (rys. 8). Otulina betonowa pręta wynosiła około 2 cm, wilgotność na powierzchni ściany była równa około 10%. Proces karbonatyzacji betonu występuje jedynie na powierzchni ściany na głębokość ok. 2-3 mm.

Rys. 8. Pręt zbrojeniowy w obszarze o małym prawdopodobieństwie korozji zbrojenia

Badania sublokalne nieniszczące (nieinwazyjne) pozwalające na określenie szybkości korozji zbrojenia związane są z bardzo zaawansowanymi badaniami elektrochemicznymi, a w szczególności z metodami polaryzacyjnymi [5]. Badania te polegają na obserwacji odchylenia potencjału od stanu równowagowego w kierunku dodatnim i ujemnym z równoczesną oceną prądu korozyjnego. Pomiary przeprowadza się w układzie trójelektrodowym, stosując potencjostat jako urządzenie sterująco-rejestrujące. Układ pomiarowy tworzą elektroda badana (pręt zbrojeniowy), elektroda pomocnicza z pręta odpornego na korozję i elektroda odniesienia przykładana do powierzchni otulenia betonowego. Stosowane wersje metody polaryzacyjnej wynikają ze sposobu elektrycznego wyprowadzenia elektrody badanej (zbrojenia) ze stanu równowagi w celu określenia szybkości korozji na podstawie odpowiedzi układu korozyjnego.

Badania elektrochemiczne (sublokalne) będą wykonywane na kolejnym etapie pomiarów nieniszczących elementów konstrukcyjnych diagnozowanych budynków wielkopłytowych. Metoda ta jest obecnie testowana.

5. Wnioski

Niektóre obiekty budowlane wymagają oceny technicznej w celu stwierdzenia ich obiektywnej przydatności do użytkowania. Do takich obiektów należą budynki wielkopłytowe, które są użytkowane od około 50 lat. Na jej podstawie można podjąć działania zapobiegające spadkowi jego trwałości i zdatności do dalszego użytkowania oraz konkretne decyzje techniczne i organizacyjne.

Autorka pracy jest w trakcie opracowania systemu diagnostycznego określającego stan techniczny budynków wielkopłytowych składającego się z trzech etapów: diagnostyka globalna, diagnostyka lokalna, diagnostyka sublokalna.

Do realizacji poszczególnych etapów diagnostycznych stosowane są różne techniki pomiarowe. Szczególnie pożądane w przypadku diagnozowania użytkowanych obiektów wielkopłytowych są metody nieniszczące (nieinwazyjne). Zaprezentowano metodę termowizyjną do wytypowania miejsc występowania potencjalnej korozji zbrojenia oraz metody elektrochemiczne do wykrywania (mapowania) obszarów korodującego zbrojenia w konstrukcjach żelbetowych. Trzeba jednakże zaznaczyć, że dodatkowo w wybranych punktach pomiarowych należy wykonać odkrywki zbrojenia mające na celu weryfikację uzyskanych wyników z rzeczywistym stanem prętów zbrojeniowych. Ważne są badania uzupełniające, które obejmują ocenę stopnia karbonatyzacji warstwy betonu (otuliny zbrojenia) oraz stężenia chlorków i siarczanów.

Literatura

1. Podhorecki A., Sobczak-Piąstka J. O potrzebie diagnozowania i rewitalizacji budynków wielkopłytowych, VI Śląskie Forum Inwestycji, Budownictwa, Nieruchomości, s. 84-86.
2. Madury H. i in., 2004. Pomiary termowizyjne w praktyce. Agenda Wydawnicza PAK, Warszawa.
3. Pichniarczyk P., Zduniewicz T. Wykorzystanie w budownictwie metody termowizji w podczerwieni. Izolacje, 7/8/201.
4. Drobiec Ł., Jasiński R., Piakarczyk A., 2013. Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Metodologia, badania polowe, badania laboratoryjne betonu i stali. PWN Warszawa.
5. Zybura A., Jaśniok M., Jaśniok T., 2011. Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Tom. 2. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa.

Condition evaluation of reinforcement in steel reinforced concrete frames of large panel constructions

Justyna Sobczak-Piąstka

Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture,
UTP University of Science and Technology in Bydgoszcz,
e-mail: justynas@utp.edu.pl

Abstract: The existing, utilized construction facilities are frequently evaluated due to objective reasons; however, regardless of these evaluations, they have to undergo annual and five-year inspections in accordance with the Construction Law. Condition evaluation of reinforced elements, including reinforcement steel, is an important evaluation element. This approach proposes a three-stage approach using nondestructive (non-invasive) methods. The global method is used in the first order and it allows to determine places where some destruction can take place. Thermal imaging method has been used for this purpose. Next, the places selected earlier are checked using the electrochemical method in order to assess the probability of corrosion of reinforcement (local method). Finally, a sublocal approach is used that allows to determine the rate of corrosion again with electrochemical (polarization) method.

Keywords: condition evaluation, reinforcement in steel reinforced concrete frames, electrochemical method

Określenie szerokości rys w elemencie żelbetowym na podstawie pomiaru prędkości fali sprężystej

Michał Teodorczyk, Grzegorz Świt

Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska w Kielcach,
e-mail:mteodorczyk@tu.kielce.pl, gswit@tu.kielce.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono wynik pomiaru tłumienia prędkości podłużnych fal akustycznych w zależności od sumarycznej szerokości rys w elementach żelbetowych pod obciążeniem. Badanie przeprowadzono na 16 elementach różniących się pod względem grubości otuliny betonowej: 20, 40 mm oraz geometrii pręta: gładki (stal S355JR) i żebrowany (stal B500SP). Przy zastosowaniu liniowej analizy regresji, określono wpływ grubości otuliny, sumarycznej szerokości zarysowania oraz rodzaju pręta zbrojeniowego na zmianę prędkości fali podłużnej w badanych elementach. Przeprowadzone badanie może być podstawą do oceny lokalnej degradacji materiału w elementach betonowych.

Słowa kluczowe: trwałość, rysa, prędkość fali, regresja, emisja akustyczna

1. Wprowadzenie

Trwałość konstrukcji żelbetowych związana jest głównie z zapewnieniem w przewidywanym okresie użytkowania ochrony prętów zbrojeniowych. Zabezpieczenie zbrojenia przed korozją, powinna zapewnić grubość otuliny, szczelność i jakość betonu oraz ograniczona szerokość rozwarcia rys. Miarą trwałości konstrukcji jest okres związany z penetracją substancji agresywnych przez otulinę betonową w kierunku zbrojenia [1, 2]. Norma [3] definiuje okres trwałości konstrukcji według pięciu kategorii (klas), z uwzględnieniem rodzaju konstrukcji i projektowanego okresu użytkowania. Na przykład mosty projektuje się na okres 100 lat, co odpowiada trwałości konstrukcji kategorii 5.

W przypadku utraty własności ochronnych betonu najczęściej występuje korozja zbrojenia, a w efekcie może dojść do pęknięcia i odspajania betonu otulenia, pojawiają się rysy. Powstanie rys w konstrukcji żelbetowej związane jest ze zjawiskiem destrukcji naprężeniowej betonu i następuje, gdy naprężenia osiągają wytrzymałości betonu na rozciąganie. Na zjawisko zarysowania elementów żelbetowych wpływa obciążenie bezpośrednie przyłożone do konstrukcji oraz oddziaływania pośrednie związane ze środowiskiem, skurczem betonu, zmianą temperatury otoczenia i osiadaniem podpór. Nie można powstrzymać konstrukcji żelbetowej przed procesem zarysowania, lecz można ograniczyć szerokość rys. Norma [4] zaleca stosować minimalne zbrojenie powiązane siłami przyczepności z betonem. Szerokość rys na powierzchni elementu żelbetowego zależy od grubości otuliny betonowej, rozkładu odkształceń i rozmieszczenia zbrojenia w elemencie [2].

Fale sprężyste, do których należą między innymi fale podłużne, poprzeczne i powierzchniowe Rayleigha, znalazły zastosowanie w diagnostyce konstrukcji betonowych. Metody pomiarowe, które wykorzystują fale sprężyste to metoda ultradźwiękowa, metoda impact-echo, analiza spektralna fal powierzchniowych i metoda emisji akustycznej.

W pracy [5] dokonano analizy niszczenia struktury betonu na podstawie pomiaru prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych w zależności od poziomu obciążenia i wieku betonu. Badanie przeprowadzono podczas ściskania sześciennych próbek betonowych.

Stwierdzono, że przy wzroście wytężenia betonu maleje prędkość podłużnych fal ultradźwiękowych. Natomiast intensywność spadku prędkości fali zależy od wielkości wytężenia i od wieku betonu. W książce [6] przedstawiono możliwość wykorzystania metody ultradźwiękowej do badania wytrzymałości i jednorodności betonu. Zgodnie z podanymi tam wynikami badań, przyjmując odpowiednią funkcję można opisać zależność między prędkością podłużnych fal ultradźwiękowych a wytrzymałością betonu na ściskanie. Istnieje ścisła korelacja między prędkością fali a cechami mechanicznymi betonu. Co więcej w pracy [7] wykonano badanie ultradźwiękowe polegające na wzbudzeniu fali sprężystej wzdłuż belki żelbetowej poddanej obciążeniu. Zaobserwowano różnice amplitud przyspieszeń i czasu przejścia fali między punktami pomiarowymi wywołane postępującą degradacją mechaniczną materiału.

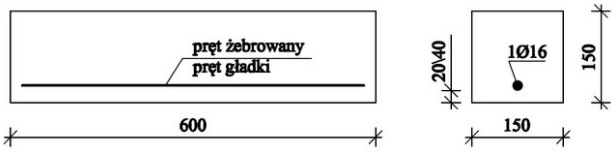
W pracy [8] zastosowano metodę impact-echo i analizę spektralną fal powierzchniowych do oceny wytrzymałości betonu wysokowytrzymałego na ściskanie. Przedstawiono zależność prędkości fali podłużnej i powierzchniowej w funkcji liniowej od wytrzymałości betonu. Metoda ta daje możliwość oceny jakości i wytrzymałości betonu w czasie dojrzewania, np. podczas wznoszenia konstrukcji. Z kolei w pracy [9] zastosowano fale powierzchniowe Rayleigha do oceny skuteczności naprawy rys w betonie. Na podstawie wzrostu amplitudy fali można oszacować stopień wypełnienia rysy żywicą.

Metoda emisji akustycznej bazuje na rejestracji i pomiarze sygnałów emisji akustycznej towarzyszącej powstaniu i rozwojowi procesów destrukcyjnych. Lokalizacja procesów destrukcyjnych wykonywana jest na podstawie pomiaru różnicy czasu dojścia sygnału akustycznego do umieszczonych na powierzchni badanego obiektu czujników [10]. Ustalenie prędkości podłużnej fali akustycznej w elemencie z betonu decyduje o lokalizacji tych procesów. W ocenie stanu całej konstrukcji przyjmowana jest średnia prędkość fali, np. 3400 m/s [11], natomiast w ocenie lokalnego miejsca uszkodzenia prędkość ta może ulegać zmianie. Stąd też określenie prędkości podłużnych fal akustycznych i wpływu na nie procesów destrukcyjnych jest istotne.

Tematem pracy jest pomiar tłumienia prędkości podłużnych fal akustycznych w zależności od sumarycznej szerokości rys w elemencie żelbetowym pod obciążeniem. W pracy zastosowano liniową analizę regresji do opisania wyżej wymienionej zależności z uwzględnieniem wpływu grubości i zarysowania otuliny betonowej oraz geometrii pręta.

2. Opis badania

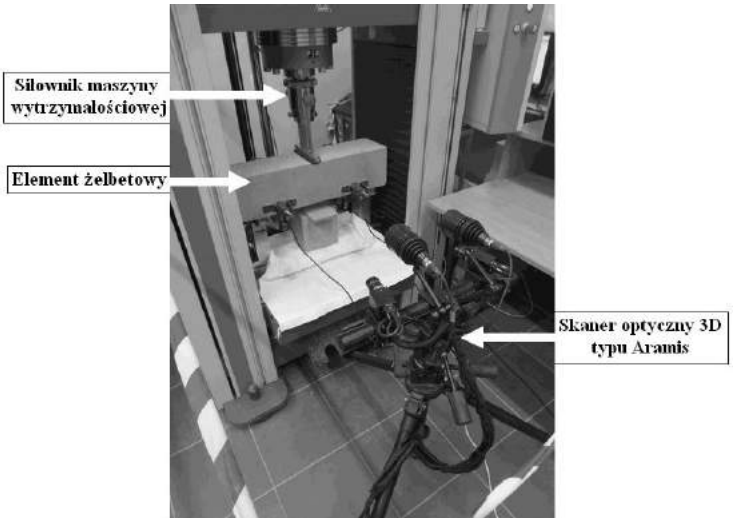
Badanie doświadczalne wykonano na 16 elementach żelbetowym o wymiarach 150×150×600 mm, z betonu drogowo-mostowego klasy C40/50, wykonanego w zakładzie prefabrykacji. Zbrojenie elementów wykonano z pojedynczego pręta średnicy 16 mm, z uwzględnieniem zmiennej grubości otuliny i rodzaju pręta (rys. 1). Przyjęto dwie grubości otuliny betonowej: 20 i 40 mm oraz dwa różne rodzaje pręta: gładkie (stal S355JR) i żebrowane (stal B500SP).



Rys. 1. Badany element żelbetowy

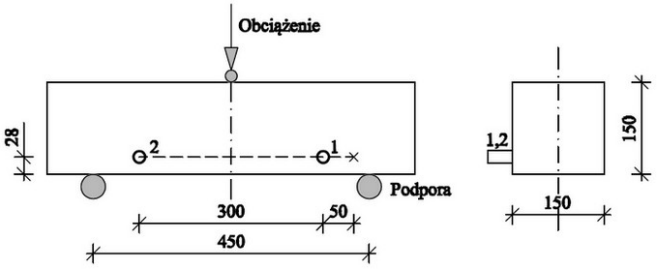
Elementy żelbetowe zostały obciążone w maszynie wytrzymałościowej w zakresie wartości siły od 0 do 80 kN. Elementy te został obciążone siłą w środku rozpiętości

z przyrostem obciążenia o 5 kN i postojami czasowymi trwającymi 4 minuty. Na każdym poziomie obciążenia obserwowano rozwój zarysowania elementu na podstawie pomiaru odkształceń skanerem optycznym 3D, typu *Aramis*. Szerokość rozwarcia rys została obliczona zgodnie z metodą zawartą w pracy [12]. Stanowisko badawcze przedstawia rysunek 2.



Rys. 2. Stanowisko badawcze

W trakcie testu zginania elementu wzbudzano fale sprężyste przy zastosowaniu źródła wzorcowego Hsu-Nielsena, w odległości 50 mm od czujników (rys. 3). Czujniki umieszczono na powierzchni bocznej elementu, w rozstawie 300 mm, na stałej wysokości. Wzbudzenie fali przez źródło wzorcowe polega na złamaniu kruchej prowadnicy grafitowej o średnicy 0,5 mm i twardości 2H, w teflonowej tulei [13], (rys. 4). Za pomocą przenośnej aparatury do pomiaru sygnałów emisji akustycznej zapisano fale sprężyste. Fale sprężyste były rejestrowane przez dwa czujniki piezoelektryczne o częstotliwości rezonansowej 55 kHz. Badanie prędkości podłużnej fali akustycznej polega na pomiarze czasu przejścia czoła fali pomiędzy czujnikami. Fala sprężysta była wzbudzona dziesięć razy na każdym poziomie obciążenia. W trakcie obciążania elementów żelbetowych pojawiały się rysy od zginania i od ścinania, na odcinku między czujnikami.

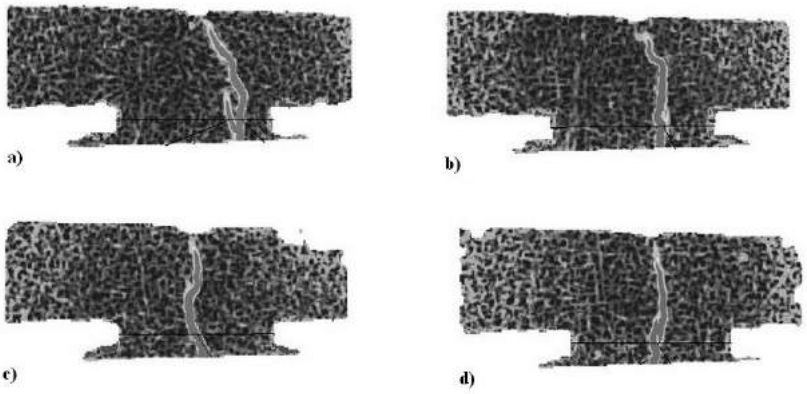


Rys. 3. Schemat badania, czujniki nr 1, 2

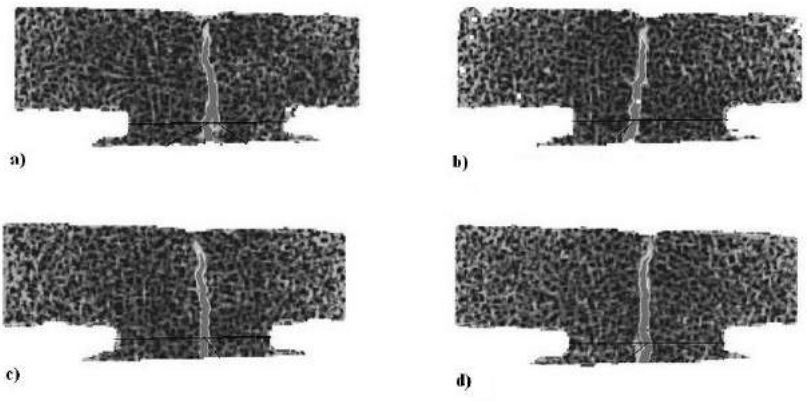
Rys. 4. Źródło wzorcowe, opis w tekście

3. Wyniki badania

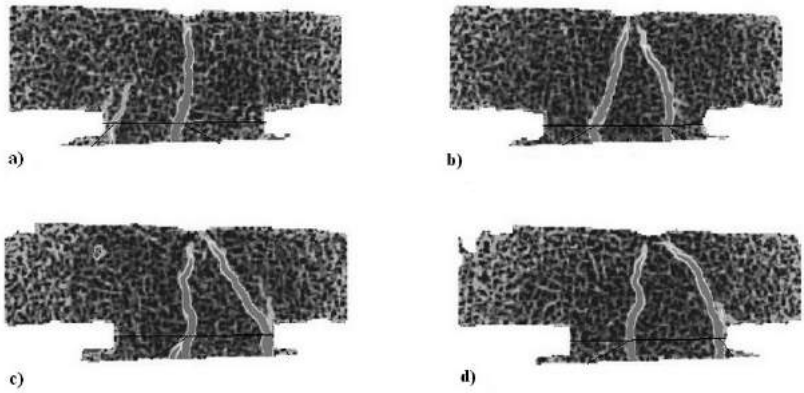
Grubość otuliny betonowej i rodzaj pręta wpłynęły na mierzone szerokości rozwarcia rys, czego wynikiem był wzrost tłumienia prędkości podłużnych fal akustycznych. Podczas badania obserwowano zarysowanie, którego wzrost następował w sposób powolny (otulina 20, 40 mm, pręt żebrowany) i w sposób gwałtowny (otulina 20, 40 mm, pręt gładki). Poniżej rysunki 5-8 przedstawiają mapę odkształceń z zaznaczonym zarysowaniem dla 16 elementów, wynik ze skanera optycznego 3D typu Aramis.



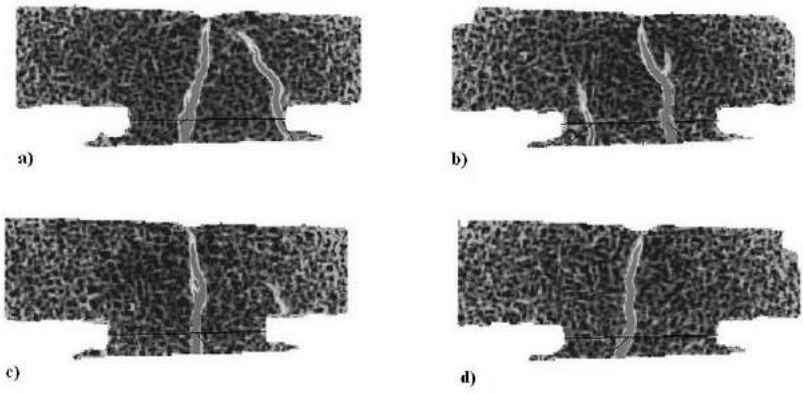
Rys. 5. Zarysowanie elementów żelbetowych, pręt gładki, otulina betonowa 20 mm, a) element 1, b) element 2, c) element 10, d) element 11



Rys. 6. Zarysowanie elementów żelbetowych, pręt gładki, otulina betonowa 40 mm, a) element 5, b) element 6, c) element 14, d) element 15



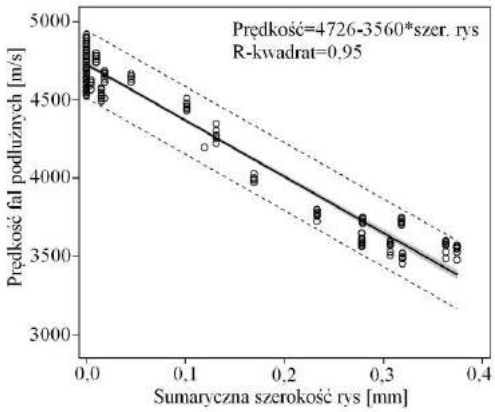
Rys. 7. Zarysowanie elementów żelbetowych, pręt żebrowany, otulina betonowa 20 mm, a) element 3, b) element 4, c) element 12, d) element 13



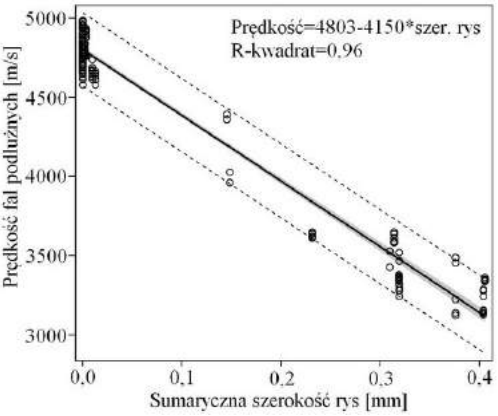
Rys. 8. Zarysowanie elementów żelbetowych, pręt żebrowany, otulina betonowa 40 mm, a) element 7, b) element 8, c) element 16, d) element 17

Elementy z prętem gładkim zarysowały się na powierzchni bocznej jedną rysą (rys. 5, 6), natomiast elementy z prętem żebrowanym zarysowały się również dwiema rysami (rys. 7, 8). Występuje różnica w sposobie zarysowania elementów żelbetowych.

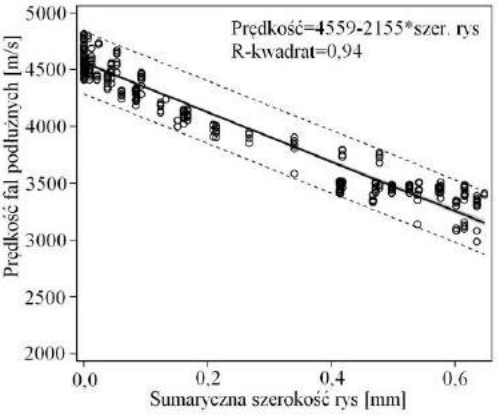
Poniżej (rys. 9-12) przedstawiono wyniki analizy regresji liniowej zależności prędkości podłużnych fal akustycznych od sumarycznej szerokości rozwarcia rys. Analizę przeprowadzono, uwzględniając grubość otuliny betonowej i rodzaj pręta. Rysunki 9, 10 przedstawiają badaną zależność dla elementów z prętem gładkim, natomiast rysunki 11, 12 dla elementów z prętem żebrowanym. Występuje wyraźna różnica w kształtowaniu się funkcji regresji. Funkcja regresji została dopasowana z wysokim współczynnikiem determinacji w granicach przedziału od 0,94 do 0,96.



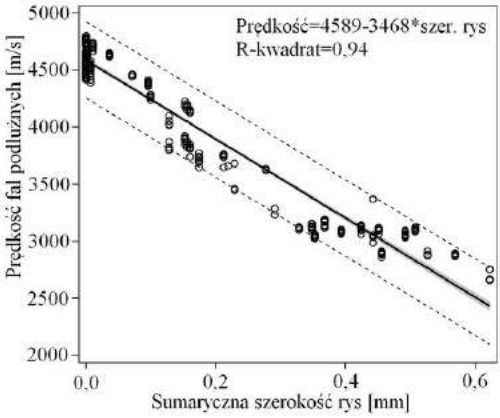
Rys. 9. Analiza regresji liniowej zależności prędkość fali podłużnej od sumarycznej szerokości rys dla elementów z prętem gładkim, otulina betonowa 20 mm



Rys. 10. Analiza regresji liniowej zależności prędkość fali podłużnej od sumarycznej szerokości rys dla elementów z prętem gładkim, otulina betonowa 40 mm



Rys. 11. Analiza regresji liniowej zależności prędkość fali podłużnej od sumarycznej szerokości rys dla elementów z prętem żebrowanym, otulina betonowa 20 mm



Rys. 12. Analiza regresji liniowej zależności prędkość fali podłużnej od sumarycznej szerokości rys dla elementów z prętem żebrowanym, otulina betonowa 40 mm

4. Wnioski

W wyniku przeprowadzonych badań można zaobserwować wpływ grubości otuliny betonowej i rodzaju pręta na kształtowanie się funkcji regresji. Dla elementów niezarysowanych prędkość fal podłużnych waha się w granicach od 4550 m/s do 4800 m/s. Natomiast wraz ze wzrostem szerokości rozwarcia rysy o 0,1 mm prędkość fal podłużnych maleje w przedziale od 215 m/s do 415 m/s. Intensywność spadku prędkości jest najmniejsza dla elementów z grubością otuliny 20 mm i z prętem żebrowanym (stal B500SP). Natomiast największa dla elementów z grubością otuliny 40 mm i z prętem gładkim (stal S355JR). Pręt żebrowany powoduje większą destrukcję naprężeniową betonu ze względu na przekazywanie sił przyczepności przez żeberka, co objawia się intensywnym zarysowaniem i spadkiem prędkości fali podłużnej do poziomu 2500 m/s. Przeprowadzone badanie może być podstawą do oceny lokalnej degradacji materiału w elementach betonowych.

Literatura

1. Zybura A., 2008. Zapewnienie trwałości konstrukcji żelbetowych. Materiały Budowlane nr 435, 11, 28-30.
2. Praca zbiorowa. Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2006.
3. PN-EN 1990: 2004. Eurokod 0: Podstawy projektowania konstrukcji.
4. PN-EN 1992-1-1: 2008. Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1. Reguły ogólne i reguły dla budynków.
5. Hoła J., Moczko A., Pyszniak J., 1982. Badania wytężenia betonu metodami ultradźwiękową i emisji akustycznej. XXVIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB. Konstrukcje betonowe, fundamenty, t. II, Krynica, s. 97-104.
6. Dorobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A., 2010. Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Wydawnictwo Naukowe PWN, t. 1, Warszawa.
7. Chróścielewski J., Rucka M., Wilde K., Witkowski W., 2012. Diagnostyka betonowych belek poddanych zginaniu z zastosowaniem propagacji fal sprężystych. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej nr 283. Budownictwo i Inżynieria Środowiska z. 59 (3/12/II), Rzeszów, s. 349-356.
8. Cho Young S., 2003. Non-destructive testing of high strength concrete using spectral analysis of surface waves. NDT&E International 36, 229-235.

9. Aggelis D.G., Shiotani T., Polyzos D., 2009. Characterization of surface crack depth and repair evaluation using Rayleigh waves. Cement & Concrete Composites 31, 77-83.
10. Świt G., 2011. Analiza procesów destrukcyjnych w obiektach mostowych z belek strunobetonowych z wykorzystaniem zjawiska emisji akustycznej. Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce.
11. Goszczyńska B., Świt G., Trąmpczyński W., 2013. Monitoring of active destructive processes as a diagnostic tool for the structure technical state evaluation. Bulletin of the Polish Academy of Sciences. Technical Sciences, Vol. 61, nr 1, 97-109.
12. Goszczyńska B., Tworzewska J., 2014. Określenie rysy na potrzeby analizy wyników badania procesu powstania i rozwoju rys w belkach żelbetowych z zastosowaniem systemu Aramis. Przegląd budowlany 12, 44-49.
13. PN-EN 1330-9: 2002. Badania nieniszczące. Terminologia. Część 9: Terminy stosowane w badaniach emisji akustycznej.

Podziękowania

Autorzy pracy składają podziękowania Pawłowi i Justynie Tworzewskim za wykonanie analizy i obliczenie szerokości rys przy pomocy skanera optycznego 3D, typu Aramis.

The determination of the hairline crack width in a reinforced concrete element based on the velocity measurement of the elastic wave

Michał Teodorczyk, Grzegorz Świt

Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology,
e-mail: mteodorczyk@tu.kielce.pl, gswit@tu.kielce.pl

Abstract: The paper presents the measurement of longitudinal acoustic wave attenuation as function of the total width of hairline cracks in reinforced concrete elements under load. The test has been carried out with 16 elements, characterized with different thickness of concrete cover i.e. 20, 40 mm and with different geometry of reinforcing bars i.e. smooth (S355JR steel), and ribbed (B500SP steel). It has been found that the linear regression analysis resulted in 94% to 96% variability of the velocity of longitudinal acoustic waves depending on the cracks width. The formation of the regression function has been influenced by the thickness and crack width of the concrete cover as well as the bar type. The experimental study may be applied for evaluation of local damages in concrete elements.

Keywords: durability, crack, wave velocity, regression, acoustic emission

Reakcja alkalia-krzemionka z kruszywem żwirowym w obecności związków litu

Justyna Zapała-Sławeta, Zdzisława Owsiak

Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska,
e-mail: jzapala@tu.kielce.pl, owsiak@tu.kielce.pl

Streszczenie: Reakcja alkaliów z kruszywem reaktywnym jest przykładem korozji wewnętrznej betonu. Tworzący się w wyniku reakcji żel krzemianów sodowo-potasowo-wapniowych wykazuje właściwości pęczniejące, prowadząc do powstawania rys i uszkodzenia elementów konstrukcji betonowej. Jednym ze sposobów zmniejszania następstw reakcji jest wprowadzenie do mieszanki betonowej związków litu. Przypuszcza się, że jony litu ograniczają reakcję alkaliów z kruszywem lub modyfikując skład chemiczny produktów zmniejszają destrukcyjną rozszerzalność.

W pracy przedstawiono wyniki badań zapraw wykonanych z reaktywnego polimineralnego kruszywa żwirowego z dodatkiem azotanu litu wg zmodyfikowanej normy ASTM C1260 oraz ASTM C227. Wyniki badań wskazują, że jony litu zmniejszają ekspansję zapraw, osiągającą poziomy znacznie niższe od wartości określonych w stosowanych normach. Znaczne ograniczenie ilości mikrospękań w zaprawach poddanych modyfikacji azotanem litu może świadczyć o niższej zdolności do pęcznienia powstających żeli lub ograniczeniu reaktywności kruszywa tym samym zmniejszeniu ilości produktów powodujących niszczącą ekspansję betonu.

Słowa kluczowe: reakcja alkalia-kruszywo, azotan litu, ekspansja, kruszywo żwirowe

1. Wprowadzenie

Do przyczyn niszczenia betonu zalicza się reakcję kruszyw reaktywnych z alkaliami zawartymi w cemencie. Są to głównie kruszywa zawierające reaktywne formy krzemionki szybko reagującej z wodorotlenkami sodu i potasu, tj. opal, trydymit, cristobalit, kwaśne szkła wulkaniczne oraz wolno reagującej, tj. chalcedon, krypto krystaliczny kwarc, kwarc w stanie naprężeń [1]. Reaktywność kruszywa związana jest z jego pochodzeniem geologicznym, składem mineralogicznym i teksturą. Samo określenie przyczyn reaktywności kruszywa żwirowego jest zadaniem trudnym i ze względu na polimineralny charakter wymaga analizy jakościowej oraz ilościowej reaktywnych składników mineralnych. Jest to szczególnie istotne przy doborze właściwego sposobu ograniczania jego reaktywności. Ze względu na powszechność stosowania kruszyw żwirowych do betonu zmniejszenie następstw reakcji z alkaliami ma duże znaczenie [2].

Idea zastosowania związków litu jako czynników zmniejszających negatywne skutki reakcji kruszywa z wodorotlenkami sodu i potasu pojawiła się już w 50. latach XX wieku. Naukowcy McCoy i Cadwell, badając potencjał inhibicyjny ponad 100 związków chemicznych wykazali najwyższą efektywność związków litu [3]. Zastosowanie związków litu jako alternatywy dla dodatków mineralnych, stało się celem licznych badań wielu naukowców na świecie. Wykonane badania wskazują, że azotan litu odznacza się największą skutecznością w zapobieganiu skutkom reakcji alkaliów z kruszywem [4, 5, 6, 7]. Wskazano, że ta obojętna i dobrze rozpuszczalna sól nie prowadzi do wzrostu wartości pH roztworu w porach betonu, tym samym eliminuje ryzyko wystąpienia efektu pessimum [8]. Zastosowanie jonów litu w postaci węglanu litu i wodorotlenku litu w nieodpowiednich ilościach zwiększa ekspansję i powoduje niszczenie betonu. Zjawisko destrukcyjnej rozszerzalności

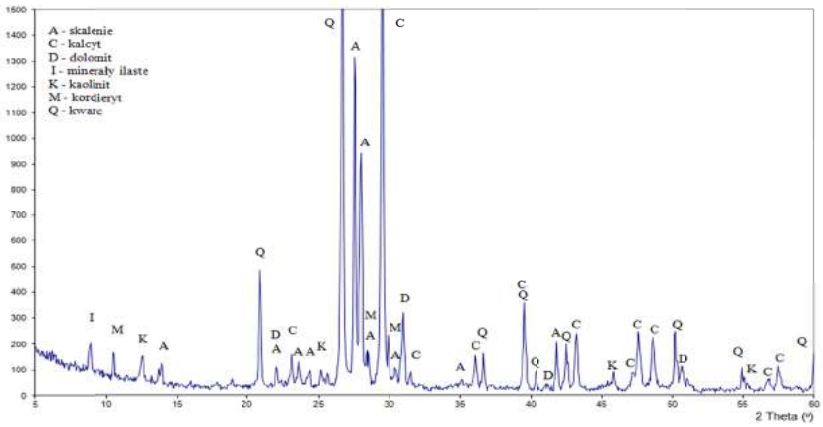
zapraw z LiOH, Li_2CO_3 zaobserwowali m.in. Diamong i Ong oraz Kawamura i Fuwa [9, 10]. Postać w jakiej do mieszanki betonowej zostają wprowadzone jony litu jest zatem istotna. Ponadto jak wskazuje Feng i współpracownicy skuteczność jonów litu może być odmienna dla kruszyw wykazujących różny stopień reaktywności [11].

Zaproponowano kilka mechanizmów reakcji w obecności jonów litu. Część z nich oparta jest na zwiększeniu, po wprowadzeniu jonów litu, stabilności krzemionki na skutek miedzy innymi spadku wartości pH roztworów w porach betonu czy też zmiany składu chemicznego tychże cieczy [12]. Istnieją przypuszczenia, że na powierzchni ziarna reaktywnej krzemionki mogą tworzyć się amorficzne lub krystaliczne produkty [13]. W ich skład wchodzi krzem i lit, a wytworzone produkty stanowią ochronną barierę przed atakiem jonów Na^+ i K^+. Pozostałe z proponowanych mechanizmów reakcji nie odnoszą się do zwiększenia stabilności krzemionki po wprowadzeniu jonów Li^+. Skupiają się natomiast na modyfikacji powstałych w wyniku reakcji żelowych produktów jonami litu, przez co żele modyfikowane wykazują mniejszą zdolność do pęcznienia niż żele tradycyjne [13, 14]. Możliwe jest również utworzenie na powierzchni reaktywnej krzemionki krzemianu litu w postaci krystalicznej. W literaturze pojawiają się także doniesienia o zwiększonej rozpuszczalności krzemionki na skutek wprowadzenia jonów Li^+, która pozostaje w roztworze, a przez to nie prowadzi do utworzenia pęczniejących żeli [15].

2. Materiały i metody

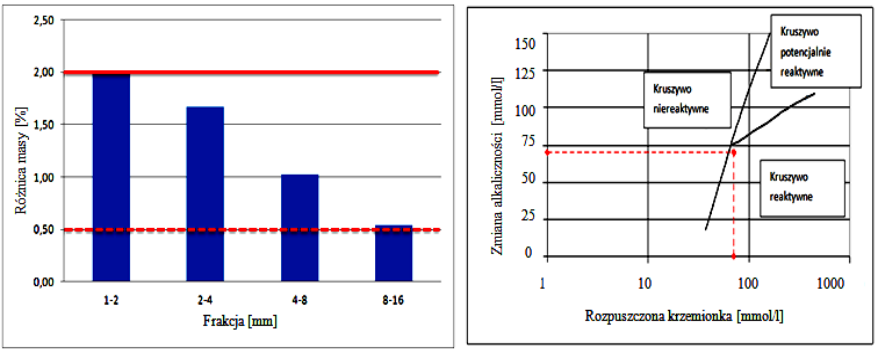
2.1. Kruszywa

Badaniom poddano polimineralne kruszywo żwirowe pochodzenia polodowcowego, frakcji 0/16 mm z północnych rejonów Polski. Rysunek 1 przedstawia analizę rentgenograficzną kruszywa. W jego skład wchodzą duże ilości kwarcu, kalcytu oraz plagioklazy szeregu albit-anortyt, jak również mniejsze ilości minerałów ilastych (illit, kaolinit) oraz dolomitu.



Rys. 1. Dyfraktogram kruszywa żwirowego

Wyniki pomiaru ubytku masy odpowiednich frakcji kruszywa, zgodnie z normą PN-92/B-06714-46 [16], jak również ługowalności krzemionki wg ASTM C289 [17] klasyfikują kruszywo żwirowe odpowiednio jako potencjalnie reaktywne (klasyfikacja PN-92/B-06714-46) i reaktywne (klasyfikacja ASTM C289) (rys. 2a-b).



Rys. 2. Reaktywność kruszywa żwirowego wg a) PN-92/B-06714-46 b) ASTM C289-94

Wyodrębnione na podstawie obserwacji makroskopowych rodzaje ziaren kruszywa, które w metodzie oceny potencjalnej reaktywności wykazały największy ubytek masy poddano analizie petrograficznej. Obserwacje pod mikroskopem optycznym wykazały, że składnikami reaktywnymi kruszywa są: wapień organodetrytyczny sparytowo-mikrytowy, metamorficzny łupek kwarcowo-piroksenowy o spoiwie opalowym, piaskowiec kwarcowo-glaukonitowy o spoiwie ilasto-węglanowym z dodatkiem chalcedonu oraz ziarna kwarcu w granicie skaleniowo-biotytowym. Trzy główne składniki, które prawdopodobnie są odpowiedzialne za reaktywność kruszywa żwirowego z alkaliami to: chalcedon, opal oraz kwarc w stanie naprężeń. Analizę składu ilościowego minerałów w ziarnach kruszywa przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Zawartość składników reaktywnych w kruszywie polimineralnym

Rodzaj skały	Rodzaj składnika reaktywnego	Zawartość składnika reaktywnego [% obj.]
piaskowiec kwarcowo-glaukonitowy	chalcedon	2,1
granit skaleniowo-biotytowy	kwarc	15,7*
łupek kwarcowo-piroksenowy	spoiwo opal	47,0
wapień organodetrytyczny sparytowo-mikrytowy	kwarc	0,1

* kwarc w stanie naprężeń

2.2. Cement

W badaniach zastosowano cement portlandzki CEM I 42,5R o zawartości alkaliów 0,66%. Skład chemiczny cementu przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Skład chemiczny cementu

Materiał	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	K_2O	Na_2O	TiO_2	LOI	Cz. n.r.
Cement A	20,20	4,80	3,00	61,70	1,80	2,70	0,78	0,15	0,45	3,00	1,00

LOI – straty prażeniowe, Cz.n.r. – części nierozpuszczalne w HCl i Na_2CO_3

2.3. Metody badań

Do oceny stopnia reaktywności kruszywa żwirowego zastosowano metodę badania odkształceń liniowych zapraw, zgodnie z normą ASTM C1260 (metoda przyspieszona) i ASTM C227 (metoda długoterminowa) [18, 19]. Z rozdrobnionego mechanicznie kruszywa żwirowego przygotowano skład ziarnowy zgodnie z wymaganiami normy ASTM C1260 i ASTM C227. Wykonano beleczki zapraw o wymiarach 25x25x250 mm bez dodatku oraz z dodatkiem azotanu litu. Azotan litu wprowadzono do mieszanki wraz z wodą

zarobową w stosunku molowym Li/Na+K równym 0,74 [11]. Beleczki zapraw przechowywano odpowiednio w roztworze o stosunku molowym Li/Na+K jak w beleczkach zapraw (1M NaOH i 0,74M $LiNO_3$ - ASTM C1260) w temperaturze 80±2°C oraz nad lustrem wody w temperaturze 38±2°C (ASTM C227). Pomiarów długości beleczek dokonywano przez 14 dni w metodzie przyspieszonej oraz po 14, 30, 60, 90, 180, 270 i 360 dniach w metodzie długoterminowej. Ponadto badano mikrostrukturę powstałych produktów reakcji pod elektronowym mikroskopem skaningowym z mikroanalizą rentgenowską.

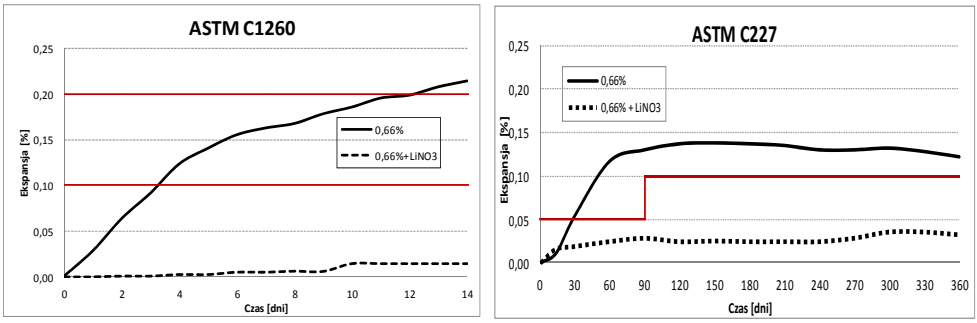
3. Wyniki badań

3.1. Badania ekspansji zapraw

Wyniki badań ekspansji zapraw poddanych modyfikacji azotanem litu oraz bez dodatku jonów litu zobrazowano na rysunku 3a-b oraz przedstawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Ekspansja zapraw z kruszywa żwirowego po 14 dniach wg ASTM C1260 i po 360 dniach wg ASTM C227

Metoda badań	Czas pomiaru [dni]	Ekspansja zaprawy [%]	
		odniesienia	z $LiNO_3$
ASTM C1260	14	0,215	0,014
ASTM C227	360	0,122	0,026



a) b)

Rys. 3. Przebieg ekspansji zapraw z kruszywa żwirowego bez dodatku i z dodatkiem azotanu litu w czasie: a) ASTM C2160, b) ASTM C227

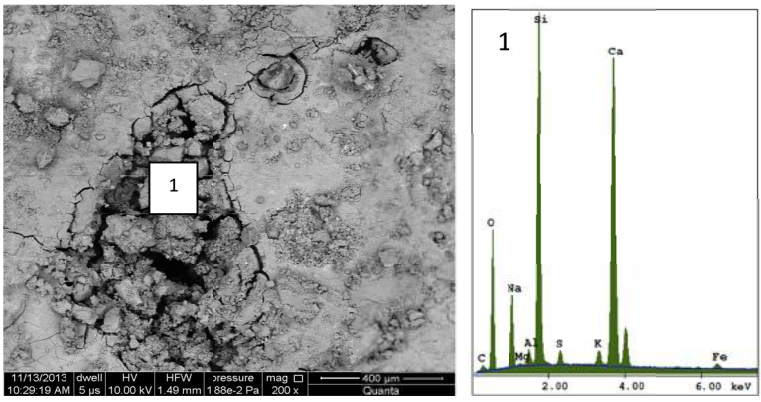
W przypadku zapraw bez dodatku azotanu litu, analizowanych metodą krótkoterminową ekspansja przekracza próg reaktywności kruszywa wynoszący 0,1% po 14 dniach. W metodzie długoterminowej odnotowano również wysokie wartości odkształceń liniowych zapraw, co potwierdza reaktywność zastosowanego kruszywa. Większe wartości odkształceń liniowych zapraw z kruszywa żwirowego w metodzie przyspieszonej w porównaniu z metodą długoterminową mogą wynikać z różnych warunków przechowywania próbek. W metodzie ASTM C1260 beleczki poddawane są w relatywnie krótkim czasie działaniu wysokiej temperatury i zewnętrznego źródła wodorotlenku sodu. W metodzie długoterminowej oddziaływanie czynników korozyjnych jest ‘łagodniejsze’ – brak zewnętrznego źródła alkaliów, niższa temperatura oraz znacznie dłuższy czas ekspozycji.

W zaprawach z dodatkiem azotanu litu nastąpiło ograniczenie wydłużenia próbek do poziomu bezpiecznego, a więc nieprzekraczającego 0,1% w metodzie krótkoterminowej oraz 0,05% (do 90 dnia) i 0,10% (po 90 dniach) w metodzie długoterminowej. Uzyskano odpowiednio ok. 93% spadek ekspansji zapraw z kruszywem żwirowym i azotanem litu

w metodzie przyspieszonej oraz ok. 79% w metodzie długoterminowej. W celu uniknięcia wymywania jonów litu z zapraw cementowych roztwór immersyjny wzbogacono w azotan litu, zachowując stosunek molowy Li/Na+K jak w beleczkach zapraw. Różnice w procentowym obniżeniu ekspansji w metodzie długoterminowej i przyspieszonej mogą wynikać z modyfikacji składu roztworu immersyjnego.

3.2. Mikrostruktura zapraw

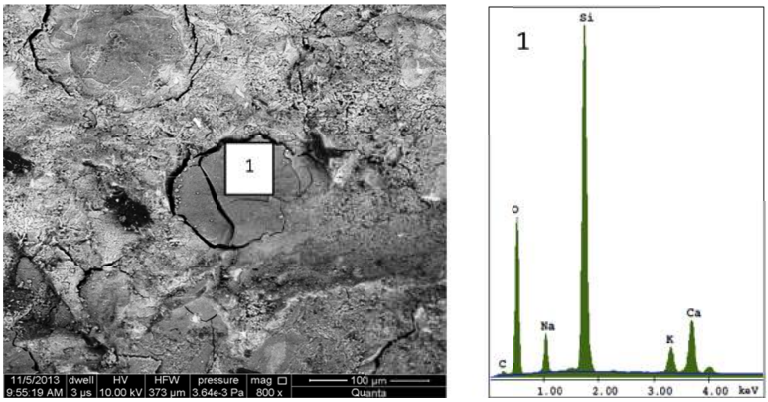
Obserwacje mikrostruktury zapraw z kruszywa żwirowego bez związków litu wykazały znaczne ilości mikrospękań zarówno w próbkach analizowanych metodą przyspieszoną, jak i długoterminową (4a-b). Powstałe w obszarze ziarna uwodnione żele krzemianowe odznaczały się dużą zawartością sodu i potasu.



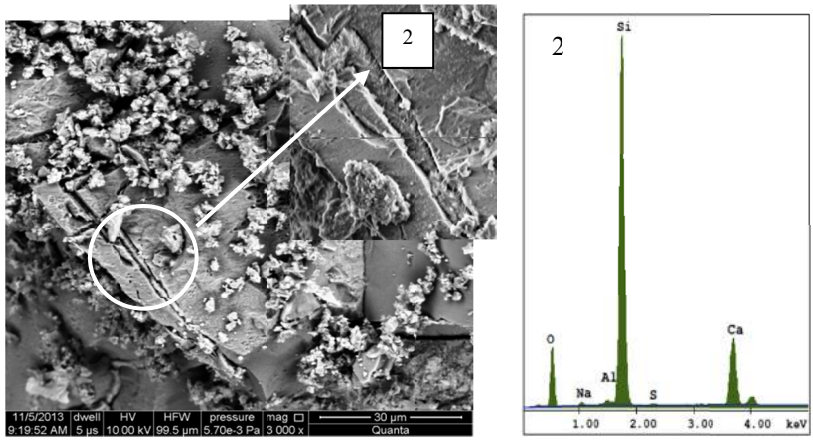
a) b)

Rys. 4. Próbki zapraw bez azotanu litu, metoda przyspieszona, a) mikrostruktura i powstałe spękania, b) mikroanaliza rentgenowska w punkcie 1

Obserwacje mikrostruktury zapraw z azotanem litu zamieszczono na rysunku 5. Zaprawy z azotanem litu zawierały znacznie mniejsze niż w przypadku próbek odniesienia ilości spękań w obszarze ziaren kruszywa i zaczynu cementowego. Powstałe uwodnione żele krzemianowe wykazują ponadto mniejsze zawartości sodu przy zmiennej zawartości wapnia (rys. 5a,b).Widoczne na rysunku 5c produkty reakcji alkaliów z kruszywem, które wypełniały obszar mikrospękań w kruszywie zawierały znikome ilości sodu i potasu (rys. 5d).



a) b)



c) d)

Rys. 5. Próbki zapraw z azotanem litu, metoda przyspieszona, a) powstałe spękania ziaren kruszywa, b) mikroanaliza rentgenowska w punkcie 1, c) żel wypełniający mikrospękania w kruszywie, d) mikroanaliza rentgenowska w punkcie 2.

4. Wnioski

1. Zastosowane kruszywo żwirowe wykazało reakcję z alkaliami, gdyż ekspansja zapraw przekroczyła granicę potencjalnej reaktywności, wyznaczoną wg normy ASTM C1260 i ASTM C227.
2. Dodatek azotanu litu w stosunku molowym Li/Na+K w zaprawie na poziomie 0,74 przyczynił się do zmniejszenia ekspansji zapraw z reaktywnego kruszywa żwirowego do bezpiecznego poziomu nie wywołującego destrukcji.
3. Różnice w procentowym obniżeniu ekspansji w metodzie przyspieszonej i długoterminowej mogą wynikać z modyfikacji składu roztworu immersyjnego. W zmodyfikowanej metodzie ASTM 1260 w związku z wprowadzeniem azotanu litu do roztworu, w którym przechowywano beleczki zapraw, ograniczenie wymywania jonów litu było powodem zmniejszenia ekspansji do wartości 0,014%.
4. Produkty reakcji kruszywa żwirowego z wodorotlenkami sodu i potasu wypełniały obszar ziarna, natomiast powstały uwodniony żel krzemianowy charakteryzował się dużą zawartością sodu i potasu.
5. W zaprawach z azotanem litu żel wykazywał znikome zawartości alkaliów, gdyż włączanie w strukturę powstałych produktów jonów litu prawdopodobnie ogranicza sorpcję jonów sodu i potasu, tym samym wpływa na zmniejszenie ich właściwości pęczniejących.
6. Wykonane badania wykazały, że zastosowanie związków litu skutecznie ogranicza ekspansję zapraw z reaktywnego kruszywa żwirowego.
7. Wyjaśnienie mechanizmu oddziaływania związków litu wymaga dalszych badań, gdyż zastosowanie dostępnych metod m.in. mikroanalizy rentgenowskiej nie pozwala na analizę zarówno zawartości, jak i obserwację rozmieszczenia litu, który jest pierwiastkiem zbyt lekkim.

Literatura

1. Kurdowski W., 2010. Chemia cementu i betonu. SPC, Kraków.
2. Owsiak Z., Zapała-Sławeta J., 2015. Wpływ azotanu litu na ekspansję betonu spowodowaną reakcją alkaliów z kruszywem żwirowym. Cement Wapno Beton 20(1), 25-31.
3. McCoy W.J., Caldwell A.G., 1951. New approach in inhibiting alkali-aggregate expansion. ACI Materials Journal 22(9), 693-706.
4. Era K., Mihara T., Kaneyoshi A., Miyagawa T., 2008. Controlling effect of lithium nitrite on alkali aggregate reaction. 13th International Conference on Alkali Aggregate Reaction in Concrete, Trondheim, Norway.
5. Kurtis K., Monteiro P., Meyer-Ilse W., 2000. Examination of the effect of LiCl on ASR gel expansion. Proceedings of the 11th International Conference on Alkali–Aggregate Reaction in Concrete, Quebec.
6. Leemann A., Lörtscher L., Bernard L., Le Saout G., Lothenbach B., Espinosa-Marzal R.M., 2014. Mitigation of ASR by the use of LiNO3–Characterization of the reaction products. Cement and Concrete Research 59, 73-86.
7. Feng X., Thomas M.D.A., Bremner T.W., Folliard K.J., Fournier B., 2010. Summary of research on the effect of $LiNO_3$ on alkali–silica reaction in new concrete. Cement and Concrete Research 40, 636-642.
8. Kim T., Olek J., 2012. Influence of lithium ions on the chemistry of pore solutions in pastes and mortars with inert aggregates. Proceedings of the 14th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Austin, TX.
9. Diamond S., Ong S., 1992. The mechanisms of lithium effects on ASR. Proceedings of the 9th International Conference on Alkali–Aggregate Reaction, Concrete Society of U.K., London, 269.
10. Kawamura M., Fuwa H., 2003. Effects of lithium salts on ASR gel composition and expansion of mortars. Cement and Concrete Research 33, 913-919.
11. Feng X., 2008. Effects and mechanism of lithium nitrate on controlling alkali-silica reaction. University of New Brunswick, Canada.
12. Fournier B., Thomas M.D., Stokes D.B., 2004. Influence of lithium products proposed for counteracting ASR on the chemistry of cement hydrates and pore solution. Cement and Concrete Research 34, 1645-1660.
13. Owsiak Z., Zapała-Sławeta J., 2013. The course of the alkali-aggregate reaction in the presence of lithium nitrate. Ceramic Silicaty 57(2), 138-145.
14. Mo X., Fournier B., 2007. Investigation of structural properties associated with alkali–silica reaction by means of macro- and micro-structural analysis. Materials Characterization 58, 179-189.
15. Diamond S., 1999. Unique response of $LiNO_3$ as an alkali silica reaction-preventive admixture. Cement and Concrete Research 29(8), 1271-1275.
16. PN-92/B-06714-46 Kruszywo mineralne – Badania – Oznaczenie potencjalnej reaktywności alkalicznej metodą szybką.
17. ASTM C 289-94, Potential Alkali-Silica Reactivity of Aggregates (Chemical Method), Annual Book of ASTM Standards.
18. ASTM C1260. Standard Test Method for Potential Reactivity of Aggregates (Mortar Bar Method). Annual Book of ASTM Standards.
19. ASTM C 227 - 10 Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Cement- Aggregate Combinations (Mortar-Bar Method), Annual Book of ASTM Standards.

The reaction of alkali-silica gravel aggregate in the presence of lithium compounds

Justyna Zapała-Sławeta, Zdzisława Owsiak

Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology,
e-mail: jzapala@tu.kielce.pl, owsiak@tu.kielce.pl

Abstract: The alkali-aggregate reaction is an example of internal concrete corrosion. Sodium-potassium-calcium silicate gel formed in reaction exhibits swelling properties leading to the formation of cracks and damage of the concrete microstructure. A method of reducing the consequences of such reaction is to introduce lithium compounds to the concrete mix. It is believed that lithium ions limit alkali aggregate reaction or reduce the destructive expansion by modifying the chemical composition of products.

The paper presents the test results of mortars prepared with reactive polymineral gravel aggregate with the addition of lithium nitrate according to modified ASTM C1260 and ASTM C227 standards. The results indicate that lithium ions reduce the expansion of mortars and reach much lower levels than the value specified in the applicable standards. Significant reduction in the microcrack density in mortars, subject to modification of lithium nitrate, may indicate lower swelling capacity of gels or restrictions in aggregate reactivity thereby reducing the amount of products causing destructive expansion of concrete.

Keywords: Alkali-aggregate reaction, lithium nitrate, expansion, gravel aggregate

Zwiększenie trwałości wyrobów hydroizolacyjnych poprzez chemiczną modyfikację asfaltu

Krzysztof Zieliński[1], Michał Babiak[1], Maria Ratajczak[1], Jacek Kosno[2]

[1] *Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Poznańska, e-mail: krzysztof.zielinski@put.poznan.pl, michal.babiak@put.poznan.pl, maria.ratajczak@put.poznan.pl*

[2] *Instytut Ciężkiej Syntezy Organicznej „Blachownia", Kędzierzyn-Koźle, e-mail: kosno.j@icso.com.pl*

Streszczenie: Fizyczna modyfikacja asfaltu ma liczne wady i niedoskonałości, dlatego też coraz częściej poszukuje się substancji, które zmieniają właściwości reologiczne asfaltów poprzez reakcję chemiczną z lepiszczem. Ponadto jednym z decydujących kryteriów wyboru modyfikatora jest koszt jego wytworzenia. W pracy przedstawiono wyniki badań asfaltu modyfikowanego przetworzonym tłuszczem roślinnym – imidazoliną oleinową. Oznaczono lepkość dynamiczną modyfikowanego asfaltu oraz jego temperaturę mięknienia metodą PiK. Badania wykonano przed i po starzeniu asfaltu metodą RTFOT. Analiza uzyskanych wyników badań laboratoryjnych wykazała, że użyty modyfikator korzystnie zmienia właściwości reologiczne asfaltu oraz zwiększa odporność asfaltu na starzenie technologiczne.

Słowa kluczowe: asfalt, imidazoliną, starzenie, wyroby hydroizolacyjne

1. Wprowadzenie

Asfalt wprowadzono do użytku w budownictwie na początku XX w. Do produkcji materiałów hydroizolacyjnych zaczęto go stosować powszechnie dopiero w latach pięćdziesiątych XX w [1, 2]. Szybko stwierdzono, że jako materiał budowlany ma on wiele wad. Asfalt jest substancją organiczną, łatwo ulegającą destrukcyjnemu działaniu czynników zewnętrznych atmosferycznych, takich jak: zmiany temperatury czy oddziaływanie promieniowania słonecznego – podczerwieni i ultrafioletu [3, 4]. Od początków stosowania asfaltu w budownictwie próbowano poddawać go różnemu rodzajowi modyfikacji, chcąc zwiększyć jego trwałość oraz odporność na ekstremalnie niskie i wysokie temperatury.

Większość stosowanych aktualnie metod modyfikacji asfaltu ma charakter fizyczny. Polegają one m.in. na zmieszaniu asfaltu z mączką mineralną lub substancją modyfikującą jego strukturę poprzez utworzenie przestrzennej sieci wiązań polimerowych. Od ponad 25 lat podstawowym modyfikatorem asfaltów wykorzystywanych do produkcji materiałów hydroizolacyjnych jest kopolimer SBS [1]. Modyfikuje on fizyczne właściwości asfaltu – spowalnia proces starzenia asfaltu, zwiększa temperaturę mięknienia i zmniejsza jego podatność na zmiany temperatury [1, 3]. SBS ma jednak wiele wad: jest drogi, modyfikacja nim asfaltu jest dosyć kłopotliwa, znacznie obniża adhezję asfaltu do podłoża, co ogranicza zakres stosowania modyfikowanych nim asfaltów.

Proces łączenia polimerów z asfaltem przebiega w wysokiej temperaturze i wymaga użycia specjalnych młynów ścinających [1]. Jest to proces energo- i czasochłonny, a zastosowany polimer musi być kompatybilny z asfaltem. Ponadto wysoka temperatura, w jakiej przebiega proces modyfikacji, powoduje technologiczne starzenie asfaltu, co pogarsza właściwości wyrobu hydroizolacyjnego już na etapie jego produkcji.

Wady SBS-u skłoniły do poszukiwania nowych materiałów mogących modyfikować asfalt nie tylko fizycznie, ale także chemicznie. Analiza sposobów i intensywności działania różnego typu substancji chemicznych na asfalt pozwala przypuszczać, że ich zastosowanie uprości technologię modyfikacji asfaltu oraz w znacznym stopniu obniży koszt tej operacji. Aktualnie dostępnych jest wiele substancji modyfikujących chemicznie asfalt, m.in. związki wytworzone na bazie tłuszczów zwierzęcych i roślinnych (w postaci naturalnej lub imidazoliny), ekstraktu olejowo-żywicznego czy kwasu polifosforowego.

W artykule przedstawiono wyniki badań laboratoryjnych substancji modyfikujących asfalt w sposób chemiczny – przetworzonych tłuszczów roślinnych (imidazolin).

2. Fizyczna oraz chemiczna modyfikacja asfaltu

Najstarszym fizycznym sposobem modyfikacji asfaltu jest zmieszanie go z mączką mineralną. Na powierzchni ziaren mączki tworzy się cienka warstewka zmodyfikowanego asfaltu – skutkuje to wyraźnym wzrostem jego lepkości oraz niewielkim wzrostem odporności na starzenie. Intensywność modyfikacji zależy od ilości użytej mączki oraz od jej składu mineralogicznego i granulometrycznego. Z powodu znacznie lepszej adhezji ziaren mączki do asfaltu, stosowane są najczęściej mączki wykonane ze skał zasadowych (zawartość SiO_2<50%), takich jak wapień lub marmur [1, 2].

Nowszym, skuteczniejszym sposobem fizycznej modyfikacji asfaltu jest połączenie go z elastomerem sieciującym. Najczęściej jest to kopolimer SBS, który pod wpływem frakcji olejowej asfaltu pęcznieje. Cząsteczki SBS zwiększają swoją objętość ok. 9-krotnie. W wyniku modyfikacji zmieniają się właściwości reologiczne oraz poszerza się zakres termoplastyczny asfaltu [1].

Przypuszczalnie najdawniej stosowaną (początek XX w) chemiczną modyfikacją asfaltu było tworzenie emulsji asfaltowo-siarkowej. Jest to tzw. asfalt siarkowy, zwany asfaltem Dubbsa. Otrzymywano go przez ogrzewanie asfaltu z 25% dodatkiem siarki. Efektem takiej modyfikacji był wzrost temperatury mięknienia asfaltu, niewielki wzrost odporności na starzenie oraz spadek ciągliwości. Siarka wprowadzona do asfaltu występuje w nim w trzech postaciach: chemicznie związanej (kilka procent siarki wchodzi w reakcje chemiczne z asfaltem), siarki rozpuszczonej w asfalcie (ok. 20%) oraz siarki rozproszonej (modyfikuje asfalt fizycznie, w podobny sposób jak mączka mineralna) [1, 3, 4].

Intensywny rozwój chemii organicznej w ostatnich latach umożliwił syntezę substancji poprawiających właściwości reologiczne asfaltu, czego przykładem jest imidazolina oleinowa. Zalicza się ona do związków heterocyklicznych. Składają się one z pięcioczłonowego pierścienia, w którym są umiejscowione dwa atomy azotu. Zawierają one w swej strukturze pierścień 4,5-dihydro1H-imidazolu. Imidazoliny mają właściwości dyspergujące. Efektem tego jest zmiana parametrów termoplastycznych asfaltu. Reakcja imidazolin z asfaltem powoduje blokowanie procesów cyklizacji związków aromatycznych oraz blokowanie przemiany frakcji naftenoaromatycznych do żywic oraz żywic do asfaltenów [5]. Należy się więc spodziewać istotnego wpływu imidazoliny na zwiększenie odporności asfaltów na starzeniowe.

Podstawowym celem prowadzonych badań było określenie wpływu dodatku imidazoliny na wybrane właściwości fizyczne asfaltów, głównie pod kątem jej przydatności jako inhibitora starzenia.

3. Metodyka badań

Analizie poddano próbki asfaltu 160/220 oraz 95/35. Są to odmiany asfaltów najczęściej stosowane do produkcji wyrobów hydroizolacyjnych. Asfalty modyfikowane były imidazoliną oleinową, w stężeniu od 0,5% do 5% masy mieszaniny. Zawartość imidazoliny stopniowano co 0,5% dla stężenia od 0,5% do 3% i co 1% dla stężeń wyższych. Maksymalny zakres modyfikacji asfaltów imidazoliną określono na podstawie analizy badań wstępnych.

Przygotowane próbki asfaltów (asfalt „czysty" i asfalty modyfikowane imidazoliną oleinową typu I) poddano następującym badaniom:

– pomiar temperatury mięknienia metodą PiK [6],
– pomiar lepkości dynamicznej przy użyciu dynamicznego reometru ścinania DSR typu MCR 101w temperaturze 60°C [7].

Dla wszystkich stężeń imidazoliny w asfalcie wymienione wyżej badania wykonano przed i po badaniu starzenia asfaltu metodą RTFOT [8]. Metoda ta, zdaniem autorów, dobrze symuluje starzenie eksploatacyjne materiałów hydroziolacyjnych stanowiących pokrycie dachowe. W celu przeprowadzenia oceny odporności asfaltów na starzenie, obliczono wskaźnik starzenia asfaltu (WS), korzystając ze wzoru:

$$WS = \frac{\eta_{po_RTFOT}}{\eta_{przed_RTFOT}} \quad (1)$$

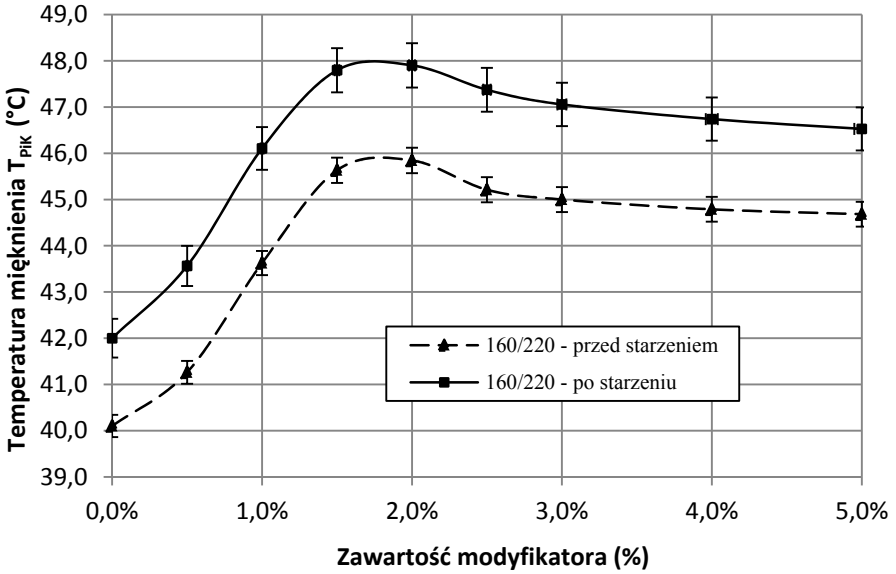
gdzie: η_{po_RTFOT} – lepkość dynamiczna w temperaturze 60ºC po starzeniu [Pa*s],
η_{przed_RTFOT} – lepkość dynamiczna w temperaturze 60ºC przed starzeniem [Pa*s].

4. Wyniki przeprowadzonych badań wraz z ich analizą

W tabeli 1 oraz na rysunku 1 przedstawiono wyniki badań temperatury mięknienia T_{PiK} asfaltu 160/220. Podane wyniki są średnią arytmetyczną z dziesięciu pomiarów. Dodatek imidazoliny oleinowej spowodował przyrost temperatury mięknienia asfaltu (dla zawartości modyfikatora ok. 2%). Zwiększenie zawartości imidazoliny powyżej 2% powoduje nieznaczny spadek parametru. Zależność tę odnotowano dla asfaltu zarówno przed, jak i po starzeniu metodą RTFOT. Optymalna zawartość imidazoliny – dająca największy przyrost T_{PiK} – wynosi 2,0% (wzrost parametru o 5,7°C względem asfaltu „czystego").

Tabela 1. Temperatura mięknienia asfaltu 160/220 zmodyfikowanego imidazoliną przed i po starzeniu RTFOT

Lp.	Zawartość dodatku [%]	T_{PiK} przed starzeniem [^oC]	Wzrost T_{PiK} względem asfaltu „czystego" [^oC]	T_{PiK} po starzeniu [^oC]	ΔT_{PiK} przed i po starzeniu
1	0,0	40,1±0,7	0	42,0±0,7	+1,9
2	0,5	41,3±0,5	1,2	43,6±0,5	+2,3
3	1,0	43,6±1,0	3,5	46,1±0,7	+2,5
4	1,5	45,6±0,8	5,5	47,8±0,7	+2,2
5	2,0	45,8±1,0	5,7	47,9±0,7	+2,1
6	2,5	45,2±0,8	5,1	47,4±1,1	+2,2
7	3,0	45,0±0,7	4,9	47,1±0,9	+2,1
8	4,0	44,8±0,9	4,7	46,7±0,8	+1,9
9	5,0	44,7±0,7	4,6	46,5±0,9	+1,8

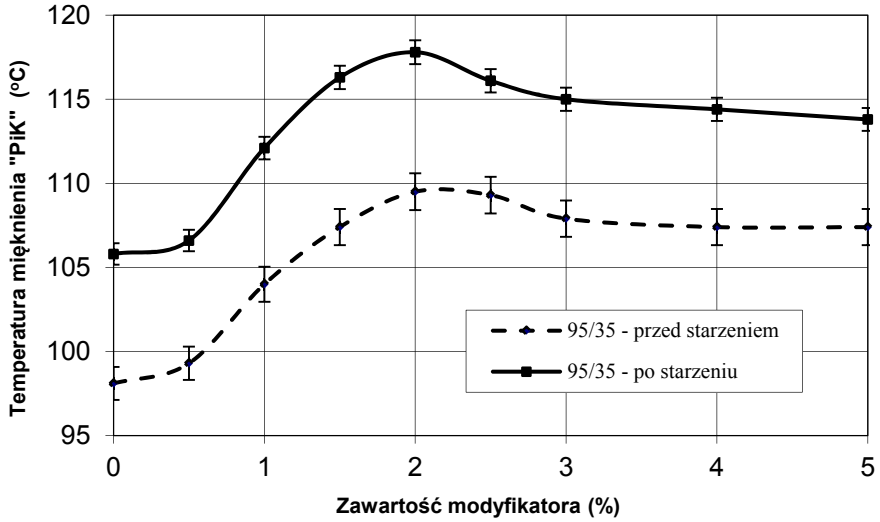


Rys. 1. Zmiana temperatury mięknienia asfaltu 160/220 zmodyfikowanego imidazoliną przed i po starzeniu RTFOT

W tabeli 2 oraz na rysunku 2 przedstawiono wyniki badań temperatury mięknienia T_{PiK} asfaltu 95/35. Podane wyniki są średnią arytmetyczną z dziesięciu pomiarów. Dodatek imidazoliny oleinowej spowodował przyrost temperatury mięknienia asfaltu (dla zawartości modyfikatora ok. 2%). Zwiększenie zawartości imidazoliny powyżej 2% powoduje nieznaczny spadek parametru. Zależność odnotowano dla asfaltu przed i po starzeniu metodą RTFOT. Optymalna zawartość imidazoliny – dająca największy przyrost T_{PiK} wynosi ok. 2,0% (wzrost parametru o 11,4°C względem asfaltu „czystego").

Tabela 2. Temperatura mięknienia asfaltu 95/35 zmodyfikowanego imidazoliną przed i po starzeniu RTFOT

Lp.	Zawartość dodatku [%]	T_{PiK} przed starzeniem [^oC]	Wzrost T_{PiK} względem asfaltu „czystego" [^oC]	T_{PiK} po starzeniu [^oC]	ΔT_{PiK} przed i po starzeniu
1	0,0	98,1±1,0	0	105,8±0,8	7,7
2	0,5	99,3±1,2	1,2	106,6±1,2	7,3
3	1,0	104,0±1,3	5,9	112,1±1,3	8,1
4	1,5	107,4±1,2	9,3	116,3±1,3	8,9
5	2,0	109,5±1,0	11,4	117,8±1,5	8,3
6	2,5	109,3±0,9	11,2	116,1±1,5	6,8
7	3,0	107,9±1,0	9,8	115,0±1,3	7,1
8	4,0	107,4±1,0	9,3	114,4±1,2	7,0
9	5,0	107,4±1,0	9,3	113,8±1,2	6,4

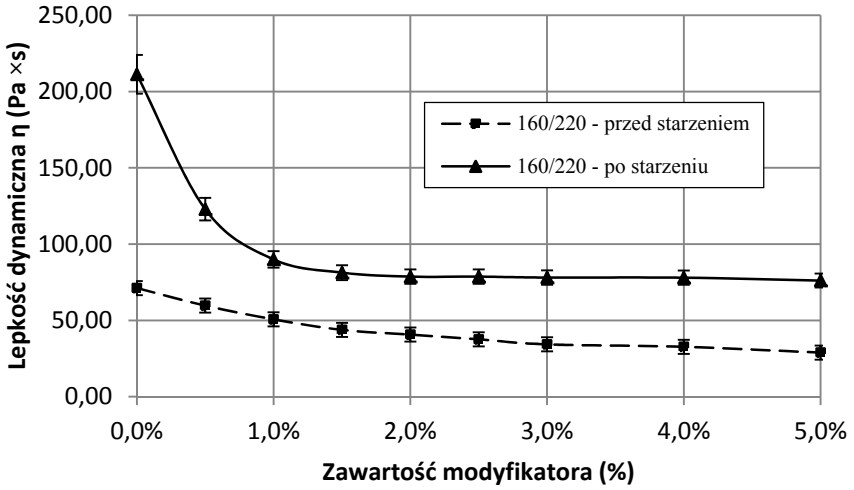


Rys. 2. Zmiana temperatury mięknienia asfaltu 95/35 zmodyfikowanego imidazoliną przed i po starzeniu RTFOT

W tabeli 3 i na rysunku 3 przedstawiono wyniki badania lepkości asfaltu 160/220 przed i po starzeniem technologicznym RTFOT. Obliczono wskaźnik starzenia asfaltów WS. Najmniejszą wartość wskaźnika starzenia odczytano dla zawartości imidazoliny równej 1%. W wyniku symulacji starzenia lepkość asfaltu wzrasta o ok. 200% dla próbek bez dodatku, zaś dla asfaltu z dodatkiem 1% imidazoliny o ok. 25%.

Tabela 3. Lepkość dynamiczna i wskaźnik starzenia asfaltu 160/220 zmodyfikowanego imidazoliną przed i po starzeniu RTFOT

Lp.	Zawartość dodatku [%]	Lepkość dynamiczna [Pa×s]		Wskaźnik starzenia (WS)
		Przed starzeniem	Po starzeniu	
1	0,0	71,20 ± 0,8	211,30 ± 0,9	2,97±0,05
2	0,5	59,70 ± 0,7	122,90 ± 1,0	2,06±0,06
3	1,0	50,70 ± 0,9	90,00 ± 0,8	1,78±0,05
4	1,5	43,80 ± 0,8	81,30 ± 1,0	1,86±0,04
5	2,0	40,70 ± 0,7	78,70 ± 0,9	1,94±0,08
6	2,5	37,60 ± 0,7	78,70 ± 0,8	2,10±0,09
7	3,0	34,30 ± 0,9	78,10 ± 1,0	2,28±0,11
8	4,0	32,70 ± 0,8	78,00 ± 0,9	2,39±0,08
9	5,0	28,90 ± 0,9	76,10 ± 1,0	2,64±0,11

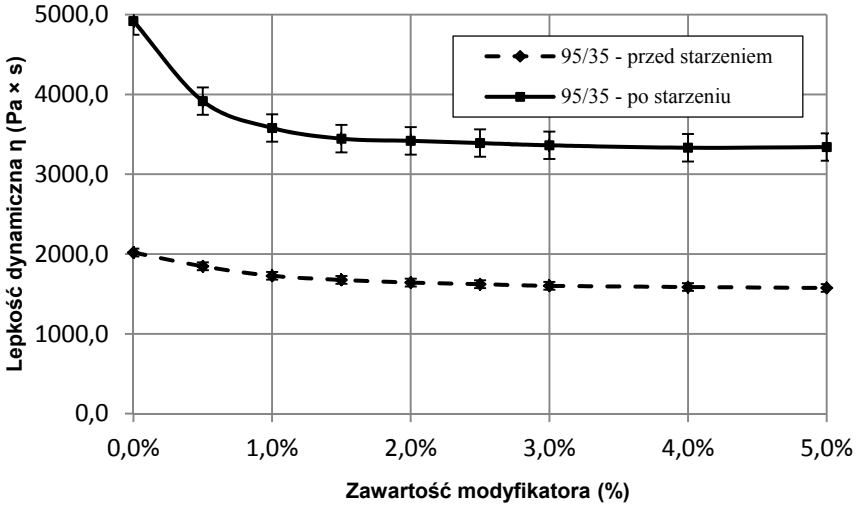


Rys. 3. Lepkość dynamiczna asfaltu 160/220 zmodyfikowana imidazoliną przed i po starzeniu RTFOT

W tabeli 4 i na rysunku 4 przedstawiono wyniki badania lepkości asfaltu 95/35 przed i po starzeniu technologicznym RTFOT. Obliczono wskaźnik starzenia asfaltów WS. Najmniejszą wartość wskaźnik starzenia odczytano dla zawartości imidazoliny równej 1,5%. W wyniku symulacji starzenia lepkość asfaltu wzrasta o ok. 220% dla próbek bez dodatku, zaś dla asfaltu z dodatkiem 1% imidazoliny o ok. 77,0%.

Tabela 4. Lepkość dynamiczna i wskaźnik starzenia asfaltu 95/35 zmodyfikowanego imidazoliną przed i po starzeniu RTFOT

Lp.	Zawartość dodatku [%]	Lepkości [Pa×s]		Wskaźnik starzenia (WS)
		Przed starzeniem	Po starzeniu	
1	0,0	2018,4 ± 2,0	4918,6 ± 2,5	2,44±0,002
2	0,5	1846,7 ± 2,1	3916,2 ± 2,4	2,12±0,002
3	1,0	1727,0 ± 1,9	3579,7 ± 2,3	2,07±0,003
4	1,5	1675,6 ± 2,1	3445,6 ± 2,4	2,06±0,012
5	2,0	1642,0 ± 2,0	3417,9 ± 2,5	2,08±0,012
6	2,5	1622,2 ± 2,2	3390,3 ± 2,6	2,09±0,012
7	3,0	1601,4 ± 2,1	3362,6 ± 2,4	2,10±0,012
8	4,0	1586,6 ± 2,0	3331,8 ± 2,5	2,10±0,012
9	5,0	1574,7 ± 1,9	3340,6 ± 2,6	2,12±0,013



Rys. 4. Lepkość dynamiczna asfaltu 95/35 zmodyfikowana imidazoliną przed i po starzeniu RTFOT dla danych z tabeli 4

Modyfikacja asfaltu imidazoliną olejową powoduje wzrost temperatury mięknienia zarówno w przypadku asfaltów miękkich, jak i utlenionych. Ze względu na przyrost temperatury mięknienia po starzeniu RTFOT, za najkorzystniejszą uważa się modyfikację na poziomie 1,5% w przypadku asfaltu 160/220 oraz 2% dla asfaltu 95/35. Ponadto w wyniku modyfikacji imidazoliną obserwuje się stopniowy spadek lepkości dynamicznej, Za decydujący parametr, ustalający optymalną zawartość imidazoliny w asfalcie, autorzy uznali wskaźnik starzenia. Najmniejszą wartość uzyskuje on dla modyfikacji na poziomie 1% dla asfaltów miękkich oraz 1,5% dla asfaltów utlenionych.

5. Wnioski

Analiza uzyskanych wyników badań wykazała, że w wyniku modyfikacji imidazolią zaobserwowano poprawę właściwości reologicznych i fizycznych asfaltu, takich jak:
– wzrost temperatury mięknienia (T_{PiK}),
– wzrost odporności asfaltu na starzenie.

Za optymalny poziom modyfikacji asfaltu imidazoliną uznano w przypadku asfaltu 160/220 1%, zaś 1,5% dla asfaltu 95/35. Nieco lepszą skuteczność działania imidazoliny obserwuje się w przypadku asfaltów miękkich. Na podstawie przeprowadzonych badań można stwierdzić, że odpowiednio przetworzone tłuszcze roślinne w postaci imidazoliny oleinowej mogą być skutecznym i tanim modyfikatorem asfaltu. Chemiczna reakcja, zachodząca pomiędzy imidazoliną a lepiszczem powoduje, że już niewielki stopień modyfikacji powoduje znaczące zmiany właściwości asfaltu. Można więc przypuszczać, że w przypadku potwierdzenia zaprezentowanych wyników badań laboratoryjnych w próbach na skalę przemysłową, otrzymamy nowy modyfikator asfaltu który przyczyni się m.in. do wyraźnego spadku kosztów produkcji wyrobów hydroizolacyjnych przy zachowaniu ich niezmienionej jakości i trwałości.

Literatura

1. Zieliński K., 2007. The role of SBS co-polymer in determining the structure and thermomechanical properties of bitumen types used in waterproofing materials, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Rozprawy Nr 409, Poznań.
2. Zieliński K., Babiak M., 2012. „Starzenie asfaltów zawartych w hydroizolacyjnych wyrobach budowlanych"; Trwałość budynków i budowli; Praca zbiorowa pod redakcją Tomasza Błaszczyńskiego; Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne; Wrocław.
3. Gaweł I., Kalabińska M., Piłat J., 2001. Asfalty drogowe, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa.
4. Radziszewski P., Kalabińska M., Piłat J., 1995. Materiały drogowe i nawierzchnie asfaltowe, Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok.
5. James A.D., Steward D., 1991. The use of fatty amine derivatives to slow down the age-hardening process in bitumen. Proc. of International Symposium Chemistry of Bitumens, Rzym, T.II, str. 671.
6. PN-EN 1427: 2009 – Asfalty i lepiszcza asfaltowe – Oznaczanie temperatury mięknienia – Metoda Pierścień i Kula.
7. PN-EN 12596: 2014 – Asfalty i lepiszcza asfaltowe – Oznaczanie lepkości dynamicznej metodą próżniowej kapilary.
8. PN-EN 12607-1: 2014 – Asfalty i lepiszcza asfaltowe - Oznaczanie odporności na starzenie pod wpływem ciepła i powietrza - Część 1: Metoda RTFOT.

Increasing durability of waterproofing products with chemical modification of asphalt

Krzysztof Zieliński[1], Michał Babiak[1], Maria Ratajczak[1], Jacek Kosno[2]

[1] Faculty of Civil and Environmental Engineering, Poznan University of Technology, e-mail: krzysztof.zielinski@put.poznan.pl, michal.babiak@put.poznan.pl, maria.ratajczak@put.poznan.pl

[2] Institute of Heavy Organic Synthesis „Blachownia", Kędzierzyn-Koźle, e-mail: kosno.j@icso.com.pl

Abstract: Physical modification of asphalt creates a number of flaws and imperfections, therefore substances that change the rheological characteristics of asphalt by means of chemical reaction with binder are sought after more and more frequently. Moreover, one of the decisive criteria for the modifier selection is the its production cost. The paper presents test results of asphalt modified with processed vegetable fat – oleic imidazoline. Asphalt dynamic viscosity and ring-and-ball softening point have been determined. The tests have been performed before and after asphalt ageing with RTFOT method. The analysis of the laboratory test results demonstrates that the modifier positively changes rheological characteristics of asphalt and increases asphalt resistance to technological ageing.

Keywords: ageing, asphalt, imidazoline, waterproofing

GEOTECHNIKA

Badania nośności poziomej pali fundamentowych przesłon przeciwhałasowych na odcinku drogi krajowej nr 4 od Ropczyc do Klęczan

Piotr Gąska

Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, Politechnika Rzeszowska,
e-mail: pitg@prz.edu.pl

Streszczenie: Jesienią 2009 roku i na wiosnę 2010 roku przeprowadzono testy statycznych obciążeń poziomych krótkich (3,3 oraz 3,9 m długości) żelbetowych pali wierconych świdrem ciągłym, wykonanych w dwóch przypadkach podłoży gruntowych: rodzimego zbudowanego z glin pylastych, pyłów piaszczystych i pyłów w stanie od plastycznego do twardoplastycznego oraz nasypowego, zbudowanego z gliny piaszczystej w stanie twardoplastycznym, zalegającego na podłożu rodzimym o parametrach jak wyżej.

Pomimo takich samych długości i wartości obciążeń poziomych pali testowych, w zależności od strefy podłoża gruntowego otrzymano inny obraz przemieszczeń poziomych głowic pali testowych – w przypadku testowych pali fundamentowych posadowionych w gruntach rodzimych poziome przemieszczenia głowic pali stabilizowały się niemal natychmiast po wywołaniu obciążenia testowego i miały bardzo niskie wartości, a w przypadku testowych pali fundamentowych posadowionych w górnym odcinku w gruntach nasypowych, a w dolnym odcinku w gruntach rodzimych poziome przemieszczenia głowic pali testowych występowały w czasie do czterech minut od chwili wywołania obciążenia testowego i miały istotne wartości.

Słowa kluczowe: badanie nośności poziomej, pal testowy, obciążenie poziome, głowica pala, przemieszczenie poziome

1. Wprowadzenie

Rozwój cywilizacyjny powoduje generowanie hałasu na coraz większych obszarach, a na obszarach już zurbanizowanych wzrasta poziom hałasu. Hałas na poziomie 35 do 70 dB wywołuje u człowieka zmęczenie, występując w porach odpoczynku utrudnia go, powodując tym samym narastające zmęczenie. Hałas o poziomie powyżej 70 dB prowadzi do uszkodzeń słuchu i schorzeń np. układu krążenia czy układu nerwowego.

W Polsce dopuszczalne poziomy hałasu w środowisku reguluje Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 14 czerwca 2007 roku (z późniejszymi zmianami) w sprawie dopuszczalnych poziomów hałasu w środowisku [1]. W Rozporządzeniu określono (obowiązujący do niedawna) poziom hałasu generowanego przez ruch na drogach i liniach kolejowych, zależny od rodzaju terenu, w granicach od 50 do 65 dB w czasie dnia i odpowiednio o 10 dB niższy w nocy.

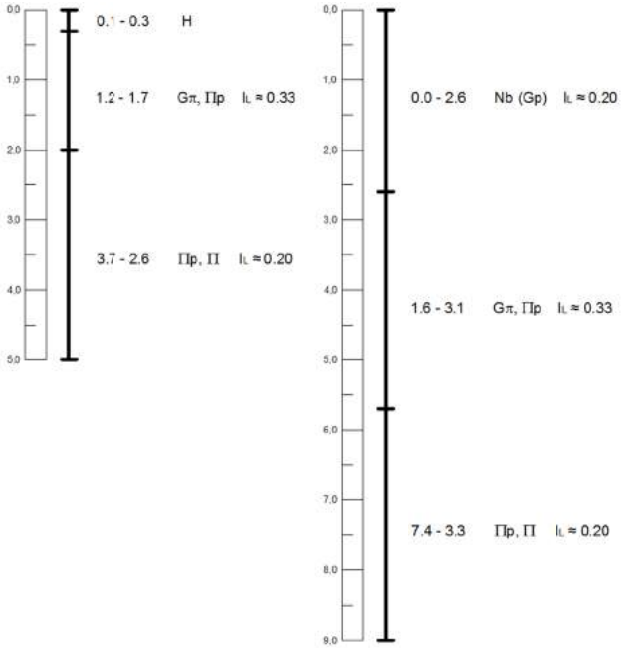
Ograniczenie wpływu hałasu drogowego na środowisko może być realizowane przez rozwiązania techniczne pojazdów drogowych, zmierzające do zmniejszenia poziomu emitowanego przez nie hałasu, planistyczne, zmierzające do lokalizowania dróg w miejscach jak najmniej uciążliwych dla otoczenia oraz przesłon przeciwhałasowych w ciągu tras drogowych. Odcinek drogi krajowej nr 4 od Ropczyc do Klęczan był modernizowany w latach od 2009 do 2010 roku, a jednym z elementów modernizacji była budowa przesłon przeciwhałasowych.

2. Konstrukcja przesłon przeciwhałasowych

W otoczeniu wykonanych przesłon przeciwhałasowych występuje zabudowa jednorodzinna o charakterze zagrodowym i gospodarczo-garażowym, jak również ogródki przydomowe, zagajniki i zarośla oraz drogi gminne [2]. W celu ochrony przede wszystkim zabudowy jednorodzinnej przed nadmiernym hałasem wykonano trzy odcinki przesłon przeciwhałasowych o łącznej długości 355 m w konstrukcji pochłaniającej i odbijającej fale dźwiękowe. Rozstaw podpór modułowych elementów przesłon waha się w granicach od 1,63 do 4,00 m, przy czym maksymalny rozstaw dotyczy bram przejazdowych. Wysokość przesłon przeciwhałasowych wynosi 3,5 m. Modułowe elementy przesłon zamontowano pomiędzy słupami z dwuteowników stalowych, posadowionych na żelbetowych palach formowanych w gruncie przy użyciu świdra ciągłego. Zagłębienie stóp pali w gruncie wynosi 3,3 m dla przesłon odbijających oraz 3,9 m dla przesłon pochłaniających fale dźwiękowe. Średnica pali wynosi 600 mm [3].

3. Warunki geotechniczne w miejscu inwestycji

Warunki geotechniczne zostały określone w dokumentacji geotechnicznej [4]. Dokumentacja geotechniczna [4] opracowana została na podstawie wykonanych badań polowych i laboratoryjnych, opierając się na dwóch wydzielonych strefach.



Rys. 1. Uproszczone profile geotechniczne podłoża gruntowego: lewy profil – w pierwszej strefie geotechnicznej, prawy profil – w drugiej strefie geotechnicznej

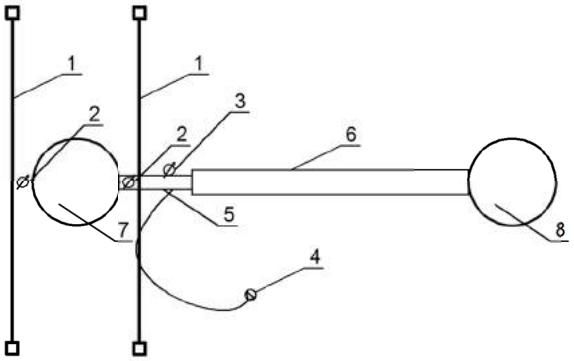
W pierwszej strefie geotechnicznej stwierdzono występowanie gruntów rodzimych [5] w postaci glin pylastych, pyłów piaszczystych i pyłów. Stopień plastyczności w warstwie przypowierzchniowej (czyli do maksymalnie 2,0 m głębokości poniżej powierzchni terenu) wynosi około 0,33, a poniżej około 0,20 (badania przeprowadzono do głębokości 5,0 m poniżej powierzchni terenu).

W drugiej strefie geotechnicznej wyróżniono nasyp budowlany zbudowany z gliny piaszczystej ze śladowymi ilościami żwiru o wysokości do 2,6 m, zalegający na podłożu rodzimym, zbudowanym z glin pylastych, pyłów piaszczystych i pyłów. Stopień plastyczności nasypu wynosi około 0,20. Górna warstwa podłoża rodzimego o miąższości do 3,1 m ma stopień plastyczności około 0,33. Głębsze podłoże rodzime ma stopień plastyczności około 0,20. Badania w drugiej strefie geotechnicznej wykonywano do głębokości 9,0 m.
Parametry mechaniczne gruntów wyznaczono metodą pośrednią – na podstawie określonych w badaniach laboratoryjnych wartości stopni plastyczności gruntów oraz korelacyjnych wartości parametrów mechanicznych z PN-81/B03020.

4. Opis testów obciążeniowych pali

Ze względu na występowanie w konstrukcji posadowienia dwóch rodzajów długości pali fundamentowych do testów obciążeniowych w kierunku poziomym wytypowano pale o najbardziej niekorzystnej kombinacji obciążeń.

Ze względu na zasięg stref geotechnicznych w pierwszej strefie geotechnicznej testowano sześć pali o długości 3,9 m (dla przesłon pochłaniających fale dźwiękowe) oraz cztery pale o długości 3,3 m (dla przesłon odbijających fale dźwiękowe). W drugiej strefie geotechnicznej testowano jeden pal o długości 3,9 m (dla przesłony pochłaniającej fale dźwiękowe) oraz jeden pal o długości 3,3 m (dla przesłony odbijającej fale dźwiękowe).
Testy obciążeń poziomych realizowano siłownikiem hydraulicznym, wyposażonym w wycechowany manometr o dokładności pomiaru ciśnienia cieczy ± 0,01 MPa, zainstalowanym pomiędzy głowicami dwóch sąsiednich pali i elementem dystansowym ze stalowej, okrągłej rury grubościennej. Pomiar poziomego przemieszczenia głowicy testowanego pala realizowano przez niezależny układ, składający się ze stalowej ramy oraz dwóch wycechowanych czujników zegarowych o dokładności pomiaru ± 0,01 mm.



Rys. 2. Schemat stanowiska do testowania pala: 1 – rama podporowa, 2 – czujnik zegarowy, 3 – manometr, 4 – pompa, 5 – siłownik hydrauliczny, 6 – belka dystansowa, 7 – pal testowy, 8 – pal podporowy

Pomiary przemieszczeń poziomych głowic pali testowych realizowano co jedną minutę, aż do chwili stabilizacji przemieszczeń (ale nie krócej niż przez pięć minut trwania danego stopnia obciążenia). Pale testowano statyczną siłą poziomą o czterech stopniach wartości:
0,75 x H_{max},
1,00 x H_{max},
1,25 x H_{max},
1,50 x H_{max},

gdzie: H_{max} = 6,11 kN dla pali o długości 3,3 m oraz H_{max} = 8,61 kN dla pali o długości 3,9 m.

Wartości sił poziomych dla poszczególnych stopni obciążenia poziomego podano w tabeli 1.

Tabela 1. Wartości sił obciążeń poziomych

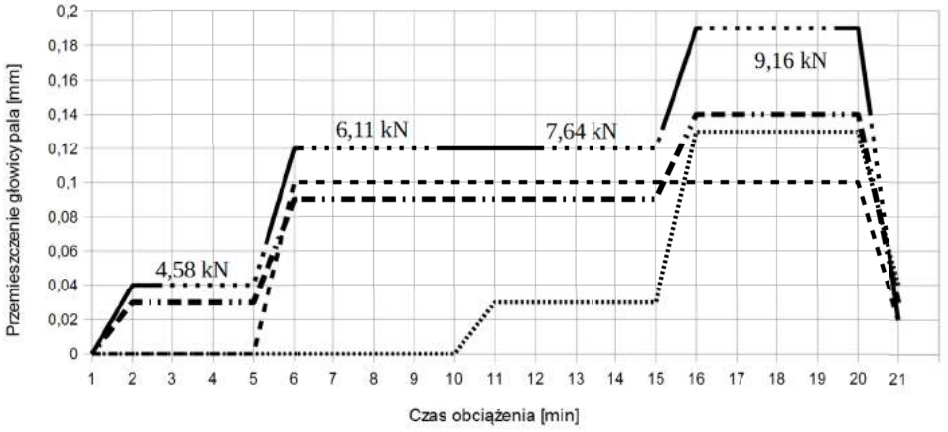
Lp.	Pale o długości 3,3 m	Pale o długości 3,9 m
1	0,75 x H_{max} = 4,58 kN	0,75 x H_{max} = 6,46 kN
2	1,00 x H_{max} = 6,11 kN	1,00 x H_{max} = 8,61 kN
3	1,25 x H_{max} = 7,64 kN	1,25 x H_{max} = 10,76 kN
4	1,50 x H_{max} = 9,16 kN	1,50 x H_{max} = 12,92 kN

5. Wyniki testów pali

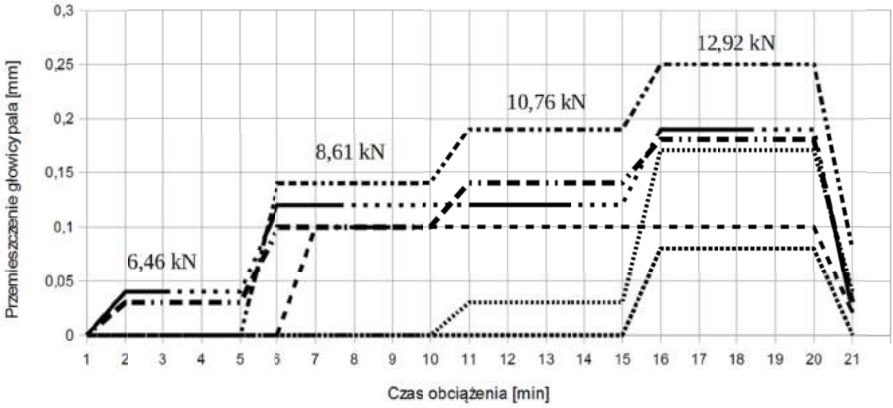
Ze względu na różny charakter i wartości otrzymanych w wyniku testów statycznych obciążeń poziomych przemieszczeń głowic pali w dwóch wydzielonych strefach geotechnicznych podłoża gruntowego analizuje się je odrębnie.

5.1. Pierwsza strefa geotechniczna

Z klasyfikacji gruntów według PN [5] wynika, że testowane pale fundamentowe wykonane w pierwszej strefie geotechnicznej, posadowione są w gruntach rodzimych. Podczas próbnych testówstatycznych obciążeń poziomych obserwowano szybką stabilizację przemieszczeń, która występowała w czasie do jednej minuty od chwili rozpoczęcia obciążenia testowego. Wartości poziomych przemieszczeń głowic pali testowych dla półtorakrotnej wielkości obliczeniowego obciążenia użytkowego pali nie przekroczyły 0,25 mm.
Wykresy poziomych przemieszczeń głowic pali testowych zamieszczono na poniższych rysunkach (rys. 3 i 4).



Rys. 3. Zależność poziomego przemieszczenia głowic pali testowych o długości 3,3 m od czasu trwania obciążenia testowego

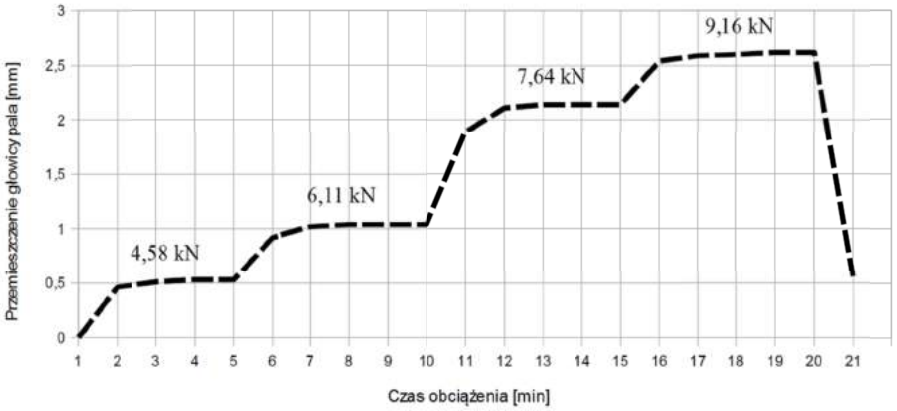


Rys. 4. Zależność poziomego przemieszczenia głowic pali testowych o długości 3,9 m od czasu trwania obciążenia testowego

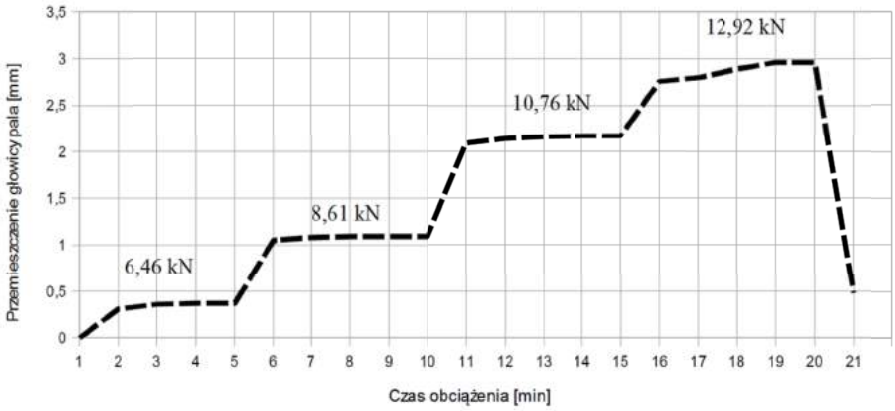
5.5. Druga strefa geotechniczna

Testowe pale fundamentowe, wykonane w drugiej strefie geotechnicznej, według klasyfikacji gruntów [5] posadowione są w górnym odcinku w gruntach nasypowych, a w dolnym odcinku w gruntach rodzimych. Stabilizacja poziomych przemieszczeń głowic pali testowych odbywała się w czasie do czterech minut od chwili wywołania obciążenia testowego. Wartości poziomych przemieszczeń głowic pali testowych dla półtorakrotnej testowej wielkości obliczeniowego poziomego obciążenia użytkowego pali nie przekroczyły 3,00 mm.

Wykresy przemieszczeń głowic pali testowych przedstawiono na poniższym rysunkach (rys. 5 i 6).



Rys. 5. Zależność poziomego przemieszczenia głowic pali testowych o długości 3,3 m od czasu trwania obciążenia testowego



Rys. 6. Zależność poziomego przemieszczenia głowic pali testowych o długości 3,9 m od czasu trwania obciążenia testowego

6. Podsumowanie

Jesienią 2009 roku i na wiosnę 2010 roku przeprowadzono testy statycznych obciążeń poziomych krótkich (3,3 oraz 3,9 m długości) żelbetowych pali wierconych świdrem ciągłym, wykonanych w dwóch przypadkach podłoży gruntowych: rodzimego zbudowanego z glin pylastych, pyłów piaszczystych i pyłów w stanie od plastycznego do twardoplastycznego oraz nasypowego, zbudowanego z gliny piaszczystej w stanie twardoplastycznym, zalegającego na podłożu rodzimym o parametrach jak wyżej.

Pomimo takich samych długości i wartości obciążeń poziomych pali testowych, w zależności od strefy podłża gruntowego otrzymano inny obraz przemieszczeń poziomych głowic pali testowych.

W przypadku testowych pali fundamentowych posadowionych w gruntach rodzimych poziome przemieszczenia głowic pali stabilizowały się niemal natychmiast po wywołaniu obciążenia testowego i miały bardzo niskie wartości – do 0,25 mm, przy dużej wartości dopuszczalnej – 10,00 mm.

W przypdku testowych pali fundamentowych posadowionych w górnym odcinku w gruntach nasypowych, a w dolnym odcinku w gruntach rodzimych poziome przemieszczenia głowic pali testowych występowały w czasie do czterech minut od chwili wywołania obciążenia testowego i miały istotne wartości – do 3,00 mm, przy dopuszczalnej wartości 10,00 mm.

Wszystkie otrzymane w testch obciążeń poziomych przemieszczenia głowic pali w kierunku poziomym były mniejsze od wartości dopuszczalnych.

Literatura

1. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 14 czerwca 2007 r. w sprawie dopuszczalnych poziomów hałasu w środowisku. Dziennik Ustaw nr 120 z 2007 r. poz. 826.
2. Aktualizacja Projektu Wykonawczego przebudowy drogi krajowej nr 4 Jędrzychowice – Korczowa na odcinku Ropczyce – Sędziszów od km 565 + 454 do km 572 + 594. Projekt ekranów akustycznych. Profil Sp. z o. o. Biuro Rzeszów, 2006.
3. Przebudowa drogi krajowej nr 4 Jędrzychowice – Korczowa na odcinku Ropczyce – Klęczany od km 565 + 454 do km 572 + 594. Ekrany akustyczne. Zmiana posadowienia ekranów akustycznych. REST Usługi Remontowo-Budowlane i Specjalistyczne M. Jamróz, J. Nowak Sp. J., 2009.

4. Aktualizacja Projektu Wykonawczego przebudowy drogi krajowej nr 4 Jędrzychowice – Korczowa na odcinku Ropczyce – Sędziszów od km 565 + 454 do km 572 + 594. Dokumentacja geotechniczna. Usługi Geologiczne – Tadeusz Śloński, Rzeszów, 2006.
5. PN-86/B-02480. Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów.

Research concerning horizontal bearing capacity of acoustic screen foundation piles on the section of the national road No. 4 from Ropczyce to Klęczany

Piotr Gąska

Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture,
Rzeszow University of Technology,
e-mail: pitg@prz.edu.pl

Abstract: Static tests of horizontal loads short horizontal loads of short (3.3 and 3.9 meters) reinforced concrete piles have been conducted in the autumn of 2009 and the spring of 2010. These bored pales have been drilled with continuous auger in two cases of subsoils: the natural soil occurring as silty clays, sandy silts, silts in the moderately and the slightly plastic states, and the imported fill occurring on the natural soil as a slightly plastic sandy clay.

In spite of the same length and the horizontal load values of the test piles depending on the subsoil zone, a different image of horizontal displacements of the test pile caps has been obtained. In case of the test piles founded in the natural soils, the horizontal displacements of the pile caps have become stabilized almost immediately after the induction of the test load and they have had very low values. In case of the test piles founded in their upper part in the manmade fill and in their bottom part in the natural soil, the horizontal displacements of the pile caps have occurred in four minutes after the test load induction and they have had significant values.

Keywords: horizontal bearing capacity test, test pile, horizontal load, pile cap, horizontal displacement

Osiadanie grupy pali w odniesieniu do współczesnych metod obliczeniowych

Kazimierz Gwizdała, Przemysław Kęsik

Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska,
e-mail: kgwiz@pg.gda.pl, pke@aarsleff.com.pl

Streszczenie: W pracy omówiono zagadnienie osiadania fundamentów palowych obciążonych siłami pionowymi. Przedstawiono wykorzystywane na świecie metody obliczeniowe umożliwiające racjonalne oszacowanie osiadania pali w grupie. Metody wymieniono począwszy od prostych i mało dokładnych metod empirycznych po wyrafinowane techniki obliczeniowe, korzystające z metod numerycznych. Główny nacisk położono na nowoczesne metody analityczne, w obrębie których przedstawiono kilka podejść obliczeniowych. Celem potwierdzenia słuszności zaprezentowanych metod, przedstawiono wyniki pomiarów osiadań rzeczywistego obiektu, do których odniesiono rezultaty uzyskane w obliczeniach.

Słowa kluczowe: grupa pali, fundamenty palowe, osiadanie pali w grupie, metody numeryczne

1. Wprowadzenie

Przekazywanie obciążenia poprzez fundament palowy na podłoże gruntowe nieodłącznie związane jest z osiadaniem każdego pala i przemieszczeniami całego fundamentu palowego. Ze względu na pracę konstrukcji to właśnie osiadanie fundamentów jest najbardziej istotnym czynnikiem, wpływającym na bezpieczeństwo użytkowania całego obiektu budowlanego. W powszechnej praktyce projektowej kwestia osiadania pali i fundamentów palowych jest często pomijana. W polskich realiach zdecydowana większość projektantów swoją uwagę skupia przede wszystkim na nośności pali, a prognozy określające osiadanie odnoszą się zazwyczaj do pala pojedynczego i pochodzą z próbnych obciążeń statycznych. Na taki stan rzeczy wpływa fakt, iż w stosunku do pali pojedynczych przeprowadzono wiele badań i analiz ich pracy w gruncie, umożliwiających wystarczająco precyzyjne obliczenie ich nośności. Znacznie mniej wykonanych badań i opracowań odnosi się do grup palowych, z którymi mamy do czynienia w praktyce.

Kwestia osiadania grupy pali jest również mało dokładnie sprecyzowana w obowiązującej w Polsce normie EC-7 [1], gdzie przedstawiono jedynie ogólne stwierdzenia, nie wskazując projektantowi bezpośredniej ścieżki postępowania i właściwej metody obliczania osiadania grupy palowej. W punkcie 7.6.4.2 (2)P pierwszej części Eurokodu, 7 tj. PN-EN 1997-1 2008 ogólnie stwierdzono „by analiza osiadań obejmowała zarówno osiadania pojedynczych pali, jak i osiadanie grupy pali".

W pracy przedstawiono obecnie stosowane metody obliczeniowe, umożliwiające dosyć dokładne oszacowanie osiadania fundamentu palowego.

2. Charakterystyka metod obliczeń osiadania pali w grupie

Liczba istniejących metod obliczania osiadań grup palowych jest duża i są one ciągle modyfikowane w miarę poszerzania się wiedzy na ten temat i w miarę rozwoju technik obliczeniowych.

Metody obliczania osiadania fundamentów palowych można podzielić następująco:

- metoda współczynnika osiadania, w której uwzględnia się osiadanie pala pojedynczego s_p określone dla obciążenia charakterystycznego; osiadanie grupy pali oblicza się jako iloczyn osiadania s_p i współczynnika osiadania grupy R; współczynnik osiadania grupy R określa się na podstawie badań modelowych lub terenowych; ten sposób oceny jest zaliczany do grupy metod empirycznych,
- metoda fundamentu zastępczego polegająca na zastąpieniu grupy pali zastępczym fundamentem bezpośrednim lub zastępczą kolumną, osiadanie fundamentu zastępczego można obliczyć następnie metodami stosowanymi dla tego rodzaju fundamentów,
- metody analityczne opracowane na podstawie rozwiązań teoretycznych opisujących pracę pali w grupie i oddziaływanie między nimi; analizuje się współpracę układu pal – grunt – pal, korzystając z procedur matematycznych oraz innych rozwiązań macierzowych.

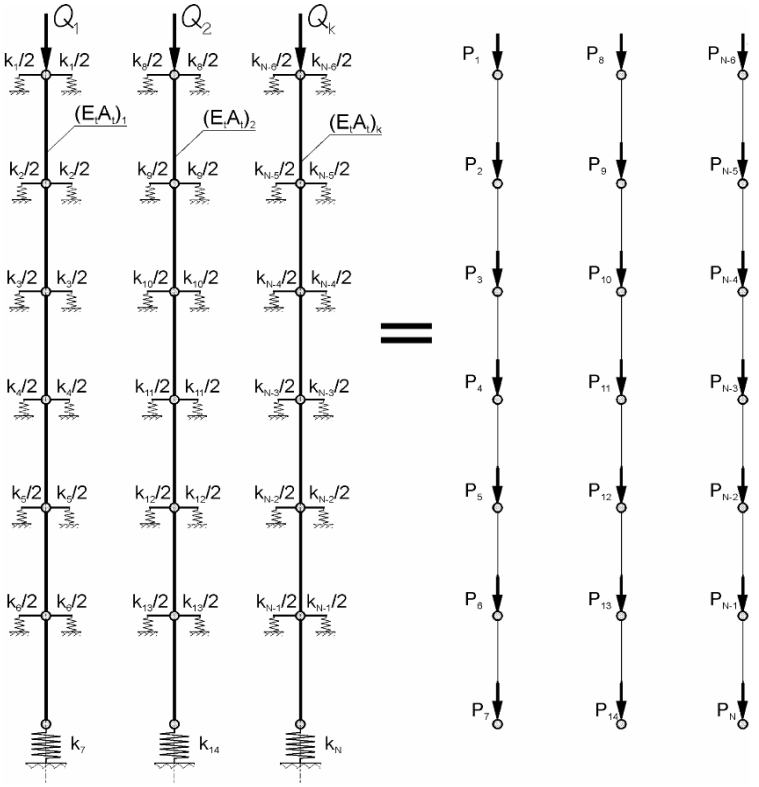
Dwie pierwsze grupy metod przy przyjęciu odpowiednich założeń umożliwiają proste i szybkie oszacowanie osiadania fundamentu palowego. Szczególnie wyniki metody fundamentu zastępczego wykazują obiecującą zbieżność z pomiarami osiadań rzeczywistych obiektów. O skuteczności metody decyduje przede wszystkim wybór poziomu posadowienia fundamentu zastępczego i określenie kąta rozchodzenia się naprężeń wzdłuż pobocznicy grupy pali. Metody te mogą stanowić podstawę w analizie bardziej złożonych przypadków grup palowych jako weryfikacja wyników zaawansowanych metod obliczeniowych. Dokładny opis metod został przedstawiony w pracach [2, 4, 6].

Metody teoretyczne stanowią grupę najbardziej zaawansowanych obliczeniowo sposobów szacowania osiadań fundamentów palowych. Większość istniejących obecnie podejść teoretycznych bazuje na rozwiązaniach teorii sprężystości. W analizach tych nie uwzględnia się efektów plastycznych na powierzchni kontaktu pomiędzy palem a gruntem, a podstawy analityczne opierają się głównie na rozwiązaniu Mindlina [3]. Stosowanie metod korzystających z rozwiązań teorii sprężystości do obliczania osiadania grup palowych nie pozwala na miarodajną ocenę rzeczywistych wartości [4, 5].

2.1. Metoda Dyki

Jednym ze współczesnych podejść obliczeniowych, umożliwiającym obliczenie osiadania grupy pali jest metoda przedstawiona w pracy doktorskiej Ireneusza Dyki [6]. W tej metodzie zmienność modułu odkształcenia gruntu wraz ze zwiększaniem się stanu naprężenia (odkształcenia) jest uwzględniania w strefie kontaktu pobocznicy i podstawy pala. Oddziaływanie między palami, ze względu na niewielkie odkształcenia zostało z pewnym przybliżeniem przyjęte jak dla ośrodka liniowo-sprężystego. Zaproponowane podejście można zakwalifikować do grupy metod hybrydowych.

Nieliniowy charakter pracy pala w odniesieniu do pala pojedynczego uwzględniono poprzez zastosowanie funkcji transformacyjnej t-z dla oporu pobocznicy i q-z pod podstawą pala. Zastosowanie metody funkcji transformacyjnych do obliczeń osiadania pali w grupie umożliwia metoda hybrydowa przedstawiona m.in. przez Chowa [7].



Rys. 1. Schemat pracy pali w grupie

Oddziaływanie między palami w grupie rozpatruje się w ramach rozwiązań teorii sprężystości z zastosowaniem modułu ścinania G_0 dla małych odkształceń w równaniu Mindlina. Grunt uwarstwiony jest charakteryzowany przez moduł odkształcenia i współczynnik Poissona. Po dyskretyzacji układu pali (rys. 1) buduje się macierz sztywności o wymiarze N, gdzie N jest całkowitą liczbą węzłów wszystkich pali grupy.

Osiadanie poszczególnych węzłów pali otrzymuje się w wyniku rozwiązania układu równań:

$$\{Q\}=[K]\{S\} \tag{1}$$

gdzie:

[K] – macierz sztywności układu, będąca sumą sztywności gruntu oraz pali: [K]=[Ks]+[Kp];

{Q} – wektor obciążeń zewnętrznych węzłów układu,

{S} – wektor poszukiwanych przemieszczeń węzłowych.

Macierz sztywności pala $[K_p]$ tworzy się, opierając się na rozwiązaniu wynikającym z metody elementów skończonych dla zagadnienia jednowymiarowego. Macierz sztywności gruntu $[K_s]$ powstaje w wyniku odwrócenia macierzy podatności [F], której wyrazy f_{ij} opisują przemieszczenia węzła *i* pod wpływem jednostkowej siły przyłożonej węźle *j*. Dla $i=j$ stosuje się równania krzywych transformacyjnych, dla $i\neq j$ – rozwiązanie Mindlina. Obliczenia wykonuje się dla kolejnych przyrostów obciążenia. W każdym kroku oblicza się nową wartość modułu odkształcenia dla aktualnego stanu naprężenia w rozpatrywanym

węźle. Nieliniowe zachowanie gruntu odwzorowano poprzez zastosowanie hiperbolicznej zależności między wartością modułu odkształcenia a naprężeniem. Dokładny opis procedury obliczeniowej został przedstawiony w pracy [6].

2.2. Metody analityczne oparte na MES

Wykorzystanie metody elementów skończonych do analizy osiadań pali pojedynczych oraz grup palowych pozwala na szeroką analizę rozważanego problemu. Obecne programy komputerowe bazujące na MES, dają możliwość wariantowego uwzględnienia wielu sytuacji obliczeniowych związanych zarówno ze sposobem dyskretyzacji zagadnienia oraz z zastosowaniem dowolnych praw konstytutywnych i warunków brzegowych.

Fundament palowy można rozpatrywać w układzie płaskim 2-D lub przeprowadzić przestrzenną analizę (3-D) rozważanego zagadnienia. W trakcie obliczeń w dość szybki sposób można rozważyć liczne warianty posadowienia związane z układem warstw podłoża, zmiennością charakterystyk danego ośrodka, sposobem obciążenia, układem geometrycznym itp.

Do najbardziej popularnych w Polsce aplikacji komputerowych, które umożliwiają modelowanie zagadnień geotechnicznych z wykorzystaniem metody elementów skończonych można zaliczyć programy PLAXIS, Z-SOIL, ABAQUS, SOFISTIK oraz GEO5.

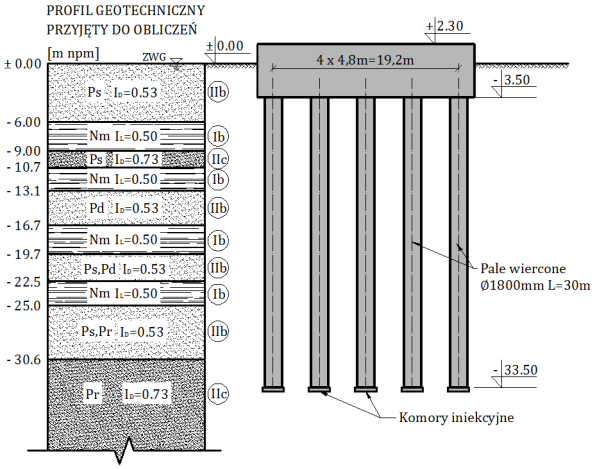
3. Analiza osiadań fundamentu palowego

Najlepszym sposobem weryfikacji poprawności założeń i wyników metod obliczeniowych jest porównanie osiadań otrzymanych w wyniku obliczeń z osiadaniami pomierzonymi na rzeczywistych obiektach. W pracy przedstawiono wyniki pomiarów oraz analizę osiadania fundamentu palowego pod pylonem mostu podwieszonego im. Jana Pawła II przez Martwą Wisłę w Gdańsku.

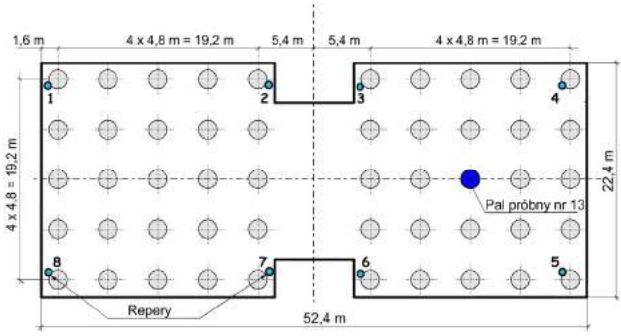
Analizowany obiekt stanowi przeprawę przez Martwą Wisłę w ciągu trasy mjr. Henryka Sucharskiego w Gdańsku. Głównym elementem nośnym mostu jest żelbetowy pylon posadowiony na 50 palach wierconych o średnicy ϕ 1800 mm i długości 30 m z iniekcją cementową pod podstawami pali, według rozwiązania Katedry Geotechniki Politechniki Gdańskiej [4, 8]. Zwieńczenie pali stanowi masywny blok żelbetowy o całkowitych wymiarach 52,4 x 22,4 m x 5,8 m. Maksymalne obciążenie obliczeniowe przypadające na pojedynczy pal wynosi Q_r=12600 kN (maksymalne obciążenie charakterystyczne Q_n=9600 kN). Pale rozmieszczono w dwóch siatkach kwadratowych po 25 pali w rozstawach osiowych 4,8 m.

Podłoże w rejonie posadowienia analizowanego fundamentu pylonu jest bardzo silnie uwarstwione (rys. 2). Pod wierzchnią warstwą nasypów zalegają warstwy piasków drobnych i średnich na przemian z warstwami namułów. Podstawy pali wprowadzono w warstwę zagęszczonych piasków grubych ze żwirem.

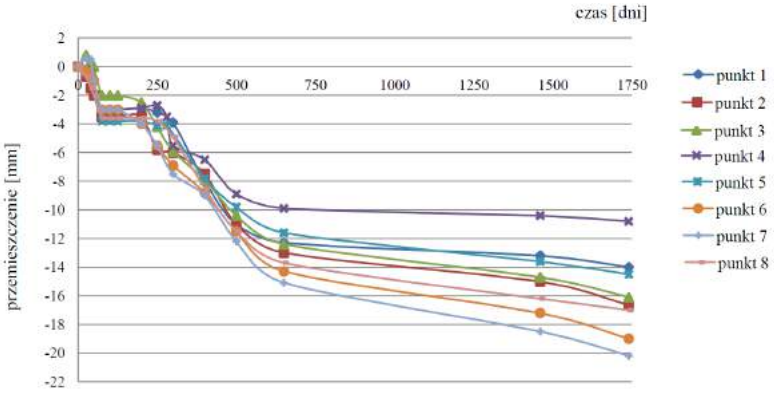
W celu przeprowadzenia pomiarów osiadań, po zabetonowaniu bloku fundamentowego, zainstalowano 8 reperów, których lokalizację na fundamencie przedstawia rysunek 3. Pierwszy pomiar „0” wykonano 31 marca 2000 roku po zabetonowaniu bloku fundamentowego. Pomiary prowadzono do momentu ustabilizowania się osiadań obiektu (rys. 4) [8, 9].



Rys. 2. Przyjęty do obliczeń przekrój fundamentu oraz profil geotechniczny



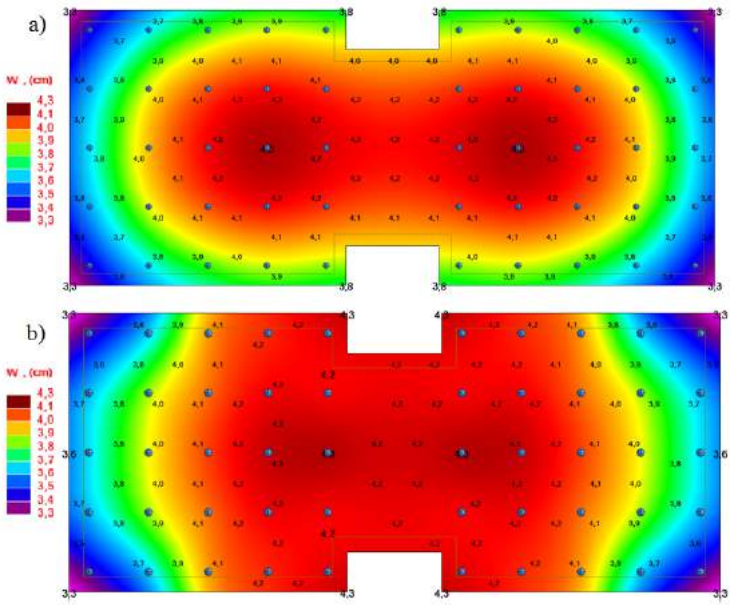
Rys. 3. Plan palowania fundamentu pod pylonem mostu im. Jana Pawła II w Gdańsku



Rys. 4. Przebieg osiadań fundamentu pylonu w czasie

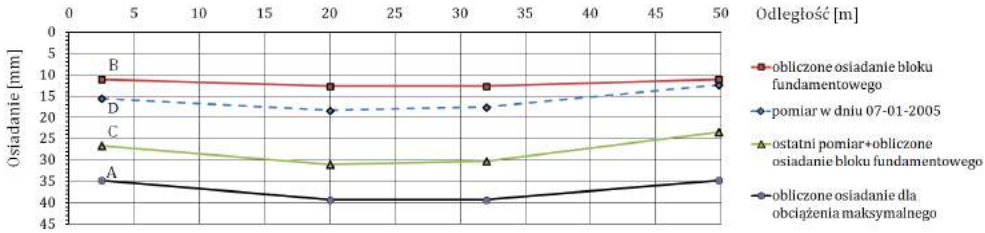
W celu porównania, obliczenia osiadań fundamentu przeprowadzono, opierając się na metodzie *Dyki* z wykorzystaniem autorskiego programu komputerowego OSPAL. W pierwszej kolejności obliczenia wykonano standardową procedurą obliczeń jak dla oczepu wiotkiego. Wyznaczono osiadania grupy pali zarówno od obciążenia masywnym

blokiem fundamentowym o ciężarze 165 MN (Q_n=3300 kN/pal), jak i od obciążenia całkowitego o wartości 480 MN (Q_n=9600 kN/pal). Następnie wyznaczono osiadania grupy pali z uwzględnieniem sztywności nadbudowy postępując według procedury przedstawionej w pracy [2, 6]. Do obliczeń statyki oraz wizualizacji wyników osiadań w postaci map przemieszczeń pionowych wykorzystano program Robot Structural Analysis 2011 (rys. 5). Porównując mapy osiadań przedstawione na rysunkach 5a i 5b, można zaobserwować wpływ uwzględnienia sztywności fundamentu. Rozkład osiadań przedstawiony na rys. 5b jest bardziej równomierny. Maksymalne wartości osiadań fundamentu zarówno dla wariantu oczepu wiotkiego, jak i sztywnego są na tym samym poziomie.



Rys. 5. Mapa osiadań grupy pali przy założeniu a) wiotkiego b) sztywnego oczepu

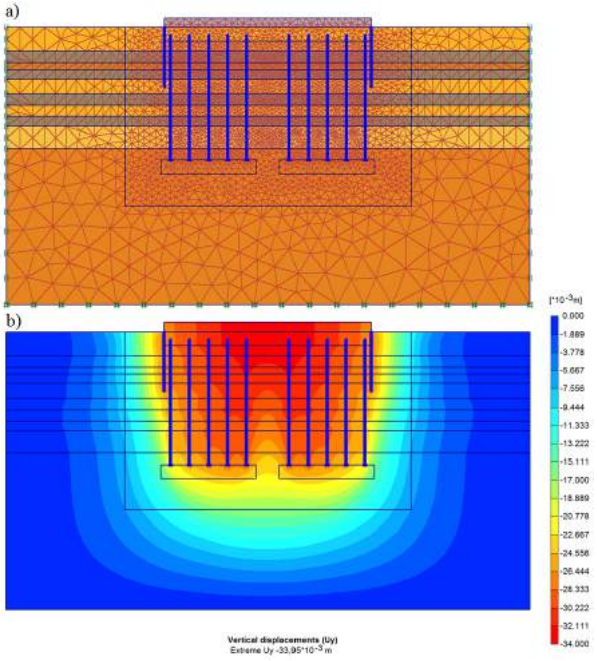
Na rysunku 6. przedstawiono profil podłużny osiadań wzdłuż dłuższej krawędzi fundamentu. Krzywa A przedstawia profil osiadań wyznaczony dla maksymalnego obciążenia charakterystycznego. Profil B przedstawia obliczone osiadanie fundamentu od obciążenia blokiem fundamentowym. Profil C wynika z sumy wartości osiadań pomierzonych (krzywa D) i obliczonego osiadania bloku fundamentowego (krzywa B).



Rys. 6. Przebieg osiadań wzdłuż dłuższej krawędzi fundamentu według metody *Dyki*

Obliczenia osiadań analizowanego fundamentu przeprowadzono również, opierając się na metodzie elementów skończonych (MES) z wykorzystaniem programu *Plaxis 2D v 8.2*.

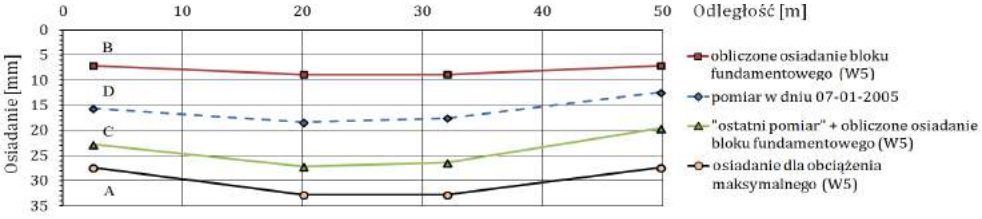
Przestrzenną konstrukcję sprowadzono do płaskiego stanu odkształcenia (PSO), analizując dwa wzajemnie prostopadłe przekroje obliczeniowe. W pracy zamieszczono wyniki dla analizowanego przekroju podłużnego B-B (rys. 7). Do opisu warstw gruntowych wykorzystano różne modele konstytutywne, które przypisano konkretnym warstwom w obrębie pięciu zastosowanych wariantów obliczeniowych. Analizę przeprowadzono, uwzględniając siedem faz obliczeniowych wynikających z technologii wykonania obiektu [2].



Rys. 7. a) Dyskretyzacja przekroju obliczeniowego B-B na elementy skończone; b) Wizualizacja przemieszczeń pionowych dla wariantu W5

Wyniki osiadań najbliższe rzeczywistości uzyskano w wariancie obliczeniowym W5, gdzie zastosowano zaawansowany model Hardening Soil (HS) w odniesieniu do warstw piaszczystych oraz model Soft Soil (SS) w warstwach namułów. Model HS jest wrażliwy na historię obciążenia i zakłada stosunkowo wysoką sztywność gruntu w przypadku stanów odpowiadającym obciążeniom wtórnym.

Krzywe porównujące osiadania pomierzone i obliczone wzdłuż dłuższej krawędzi fundamentu przedstawiono na rysunku 8. Zostały one skonstruowane analogiczne do krzywych na rysunku 6.



Rys. 8. Przebieg osiadań wzdłuż dłuższej krawędzi fundamentu według obliczeń numerycznych MES

4. Podsumowanie

Obliczenia wykonane metodą *Dyki* za pomocą programu OSPAL oraz porównanie ich wyników z wynikami pomiarów terenowych świadczą o dobrej zgodności otrzymanych osiadań, zarówno co do wielkości, jak i profilu ich rozkładu. Pozwala to stwierdzić, że metoda uwzględniająca nieliniową charakterystykę pracy pala umożliwia racjonalne oszacowanie osiadań fundamentu palowego, dla złożonych warunków gruntowych, w szerokim zakresie obciążeń oraz dla dowolnego układu pali, ich liczby i wymiarów.

Dobrą, zadowalającą dokładność obliczeń uzyskano, opierając się na numerycznej analizie osiadań, w programie *Plaxis 2D* z wykorzystaniem zaawansowanych modeli konstytutywnych gruntu. W obliczeniach uwzględniono wpływ iniekcji cementowej według rozwiązania Katedry Geotechniki Politechniki Gdańskiej poprzez wprowadzenie obszarów symulujących komory iniekcyjne, którym nadano odpowiednie odkształcenie objętościowe [2].

Intensywny rozwój oraz ogólna dostępność oprogramowania komputerowego zorientowanego geotechnicznie sprawia, że inżynierowie coraz częściej sięgają w swojej praktyce po narzędzia numeryczne. Należy zauważyć, że uzyskanie miarodajnych i praktycznych wyników w takim przypadku jest tylko z pozoru łatwe. Najistotniejszy wpływ na uzyskane wyniki mają parametry geotechniczne przyjęte do analizy, warto jednak podkreślić znaczenie znajomości i poprawnego stosowania modeli materiałowych gruntu. To właśnie wiedza na temat wad i zalet, ograniczeń i zakresu stosowania poszczególnych modeli w praktyce, daje możliwość uzyskania wyników osiadań zadowalająco zbieżnych z pomiarami terenowymi. Otrzymany na tej podstawie materiał jest doskonałym źródłem wiedzy o współpracy fundamentów z podłożem i może stanowić materiał naukowy służący tworzeniu bardziej racjonalnych metod obliczeniowych.

Literatura

1. PN-EN 1997-1:2008 – Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne; część 1: Zasady ogólne.
2. Kęsik P., 2013. Osiadanie grupy pali, metody, przykłady obliczeń w odniesieniu do wyników badań terenowych (praca magisterska, promotor Kazimierz Gwizdała). Politechnika Gdańska.
3. Poulos H.G., Davis E.H., 1980. Pile Foundation Analysis and Design. John Willey and Sons, New York.
4. Gwizdała K., 2011. Fundamenty palowe. Tom 1. Technologie i obliczenia. Wyd. Naukowe PWN, Wydanie 2 uzupełnione, Warszawa.
5. Tejchman A., Gwizdała K., Świniański J., Krasiński A., Dyka I., 2001. Nośność i osiadanie fundamentów palowych (monografia), Politechnika Gdańska.
6. Dyka I., 2001. Analiza i metoda obliczeń osiadania grupy pali (praca doktorska, promotor Kazimierz Gwizdała). Politechnika Gdańska.
7. Chow Y.K., 1986. Analysis of Vertically Loaded Pile Groups. International Journal for Numerical and Analytical Methods of Geomechanics, Vol. 10, s. 59-72.
8. Gwizdała K., Dyka I., 2004. Nośność i osiadanie pylonu mostu podwieszonego przez Martwą Wisłę w Gdańsku. Materiały L Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Warszawa – Krynica.
9. Gwizdała K., Kęsik P., 2014. Osiadanie grupy pali w odniesieniu do obiektów mostowych. „Mosty", 3, 16-20.

Pile group settlement in relation to modern calculation methods

Kazimierz Gwizdała, Przemysław Kęsik

Faculty of Civil and Environmental Engineering, Gdansk University of Technology,
e-mail: kgwiz@pg.gda.pl, pke@aarsleff.com.pl

Abstract: This paper presents the problem of pile group settlement under vertical loading. A wide range of pile group settlement estimation methods from all over the world has been presented. The methods are listed from simple empirical methods to sophisticated computational techniques that feature numerical analysis. The main emphasis is put on modern analytical methods where several computational approaches have been discussed. In order to clarify the correctness of taken assumptions and the accuracy of presented methods, the comparison of settlements estimated during the analysis and obtained in the monitoring has been presented and discussed.

Keywords: pile group, pile foundations, settlement of pile groups, numerical methods

Nośność graniczna oraz interpretacje metod bezpośrednich dla pali przemieszczeniowych

Kazimierz Gwizdała, Paweł Więcławski

Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska,
e-mail: kgwiz@pg.gda.pl, pawwiecl@pg.gda.pl

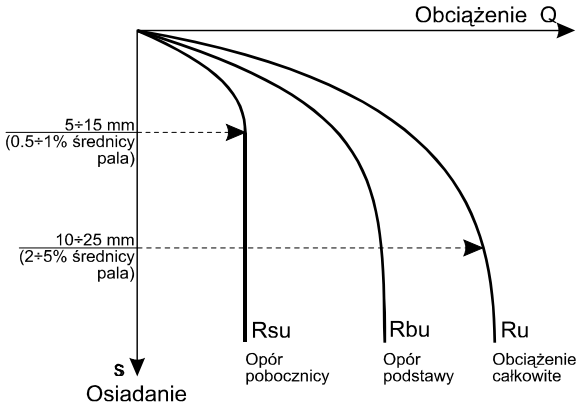
Streszczenie: W ocenie możliwości przenoszenia przez pale obciążenia od projektowanych obiektów należy wykorzystywać pełną krzywą zależności obciążenie – osiadanie pala aż do wartości stanu granicznego. Problemem jest wybór miarodajnej metody określenie pełnej krzywej osiadania pala. W pracy przedstawiono różne podejścia obliczeniowe i interpretacje próbnych obciążeń statycznych oraz bezpośrednie metody analityczne oceny pracy pala w gruncie. Ustalono wzajemne relacje między poszczególnymi metodami oraz zakres bezpieczeństwa w stosunku do rzeczywistej nośności pali.

Słowa kluczowe: krzywa osiadania pali, nośność graniczna pali, SPLT, metody bezpośrednie

1. Wprowadzenie

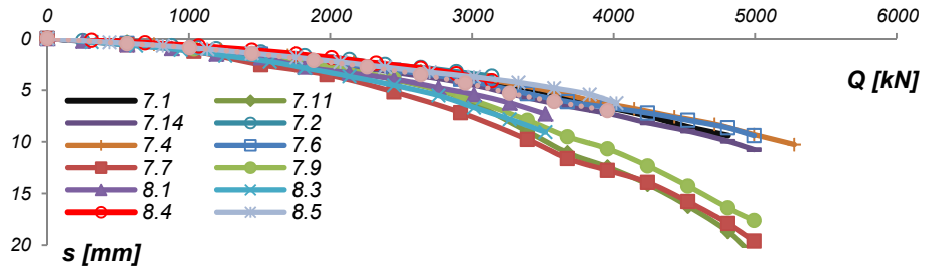
Wykorzystując zasady dobrej praktyki inżynierskiej w Eurokodzie 7 przyjęto, że próbne obciążenia pali są podstawowymi badaniami, na których bazować powinny podejścia projektowe dla tego typu posadowienia[1, 3].

W przypadku niektórych technologii pali wykonanie próbnego obciążenia stycznego nie zawsze gwarantuje możliwość określenie nośności granicznej. Przekazanie obciążeń na nośne warstwy podłoża jest bardzo złożone, uzależnione od wielu czynników i może być charakteryzowane odpowiednimi rozkładami oporów pod podstawą i wzdłuż pobocznicy (rys. 1).



Rys. 1. Uogólniona krzywa osiadania pali wbijanych

Dla rozpatrywanych pali Vibro otrzymano krzywe z badania statycznego SPLT o charakterze niemal liniowym, co utrudnia interpretację badania i określenie stanu granicznego nośności. Przykładowe krzywe osiadania przedstawiono na rysunku 2.



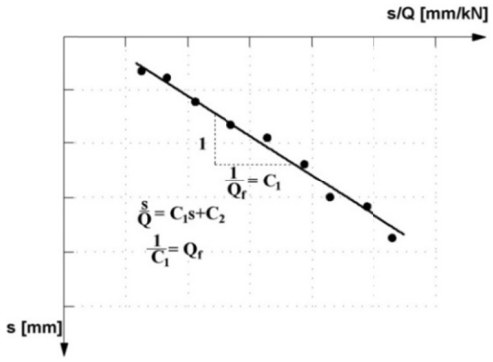
Rys. 2. Krzywe osiadania dla pali Vibro

2. Interpretacji próbnych obciążeń statycznych

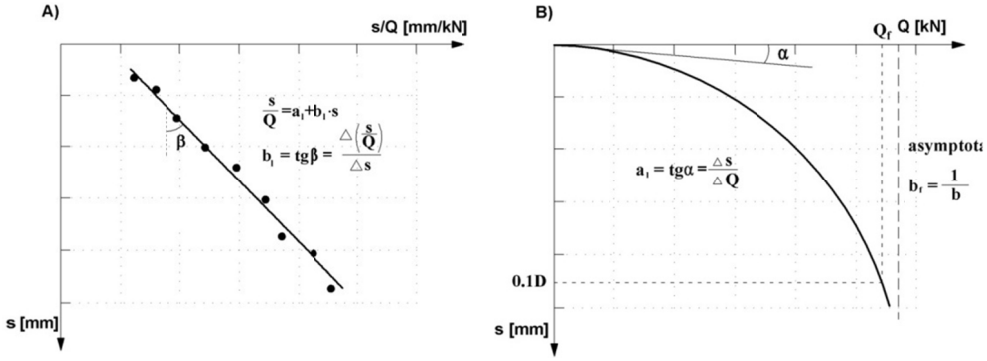
Możliwym rozwiązaniem zagadnienia jest zastosowanie jednej z metod interpretacji SPLT, które wykorzystują wzajemne zależności osiadań i obciążeń z początkowej fazy obciążania pala.

W metodzie China [4, 5, 7] obciążenie graniczne Q_f definiuje się jako odwrotność nachylenia prostej $Q_f = 1/C_1$ (rys. 3).

W metodzie zmodyfikowanej hiperboli wg Gwizdały [4] na podstawie wartości obciążenia Q i osiadań s wyznacza się parametry pomocnicze, równanie krzywej (hiperboli) oraz asymptotę.



Rys. 3. Obciążenie graniczne wg metody Chin'a



Rys. 4. Założenia do metody zmodyfikowanej hiperboli A) parametry pomocnicze krzywej, B) krzywa ogólna

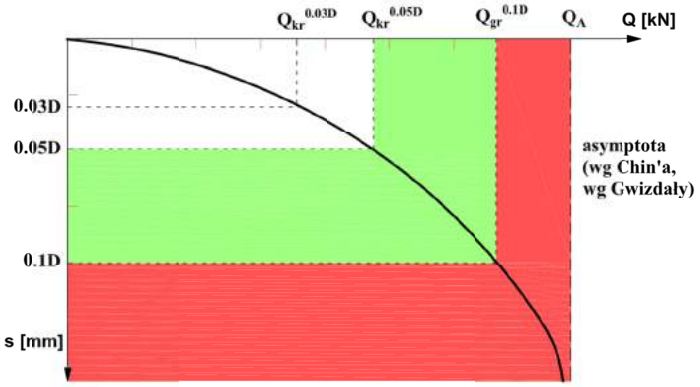
3. Nośność pali na podstawie wyników sondowania CPT

Sonda statyczna wciskana CPT jest szczególnie przydatna w projektowaniu fundamentów palowych. Możliwość wykonania sondowania na duże głębokości, najczęściej kilka metrów poniżej podstawy pala, umożliwia racjonalne dobranie długości pala. Bieżąca rejestracja oporu pod stożkiem sondy q_c w czasie jej wciskania bardzo dobrze charakteryzuje zmiany jakościowe w podłożu (uwarstwienie podłoża) i zmiany wytrzymałości wraz z głębokością. Uzyskane z badań *in situ* parametry sondowania q_c i f_s są bezpośrednio wykorzystywane do określenia jednostkowych oporów pod podstawą i na pobocznicy pala. Najczęściej przyjmuje się empiryczne korelacje, potwierdzone wynikami próbnych obciążeń pali w skali naturalnej. Metody obliczania nośności pali różnią się sposobem uśredniania wartości qc oraz współczynnikami korelacji zależnymi od rodzaju i stanu gruntu, np. znormalizowane wartości q_c, oraz metody wykonania pala [2, 6]. Wynikiem przeprowadzonych obliczeń może być:

- nośność krytyczna pala, która zapewnia bezpieczną pracę pala i zawiera zapas niewykorzystanej nośności. Wartość osiadań krytycznych zawiera się w przedziale od 3% do 5% średnicy pala D. Przykładowymi metodami wykorzystującymi to założenie są metody: Bustamante-Gianeselliego (LCPC, 1983); Gwizdały-Stęczniewskiego (2004) [6, 7].
- nośność graniczna, odpowiadającą umownym osiadaniom np. równym 10% średnicy pala, przykładem są metody przedstawione w PN-EN 1997:2008 bazujące na normach niemieckiej (DIN 1054) oraz holenderskiej (NEN 6743) [12].
- pełna krzywa osiadania pala, która umożliwia określenie wartości nośności pośrednich, krytycznych oraz granicznych odpowiadających przemieszczeniu równemu 10% średnicy pala (patrz metoda przedstawiona przez Więcławskiego w pracach [8, 9]).

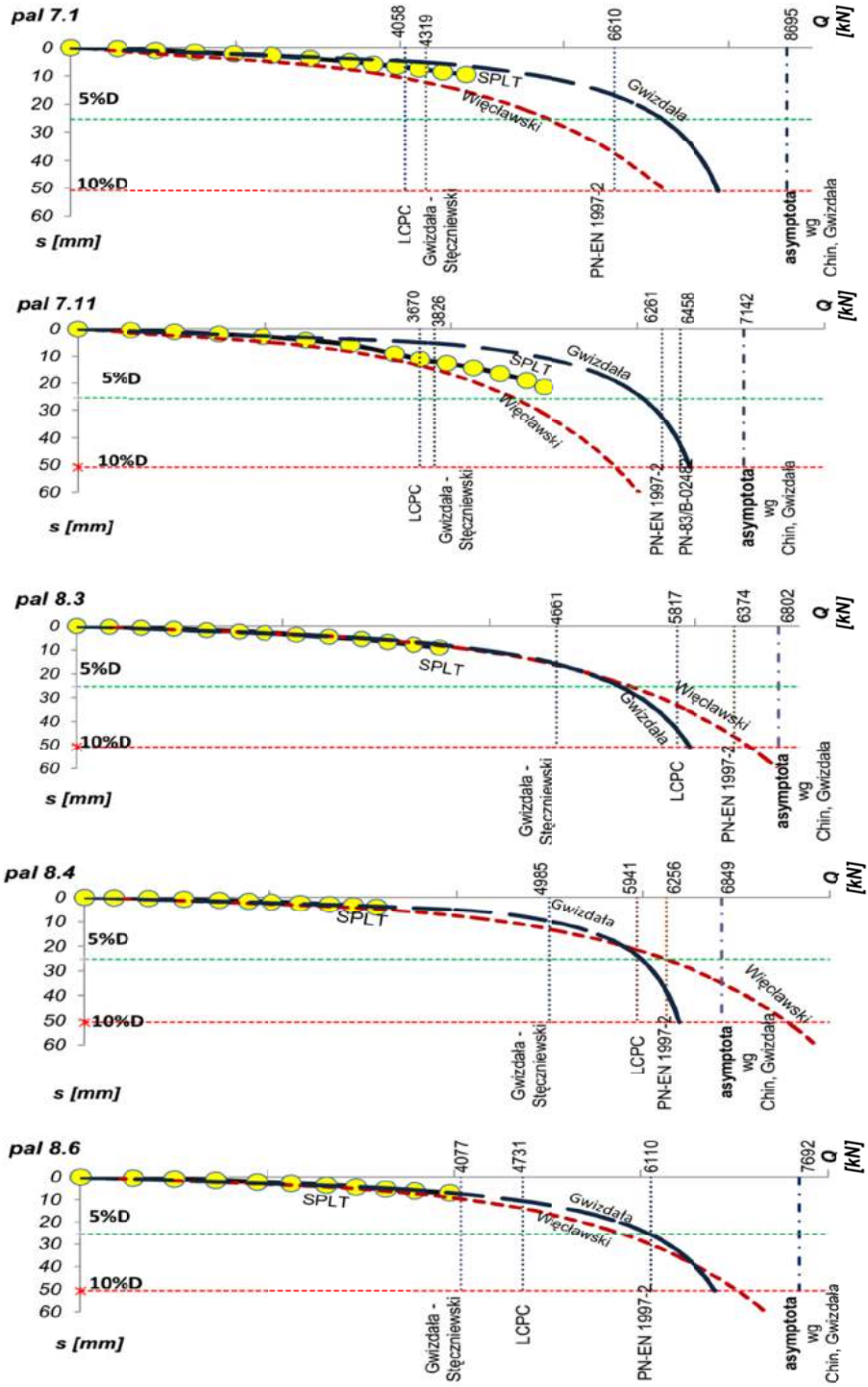
4. Nośność pali Vibro na podstawie interpretacji badań in-situ

W celu weryfikacji założeń i interpretacji powyższych metod wykonano analizę porównawczą w odniesieniu do krzywych osiadania z próbnych obciążeń statycznych, zakres poszczególnych wartości nośności i osiadań przedstawiono na rysunku 5.



Rys. 5. Zakresy nośności i osiadań pali wg interpretacji badań in-situ.

Poniżej (rys. 6) zestawiono wyniki dla pali Vibro, których krzywe z próbnych obciążeń statycznych (SPLT – Static Pile Load Test) przedstawiono na rysunku 2.



Rys. 6. Zestawienie krzywej rzeczywistej i obliczeniowych wartości nośności pali Vibro

Ważnym elementem jest odniesienie uzyskanych wartości nośności do granicy stanu granicznego (tabela 1). W trakcie próbnych obciążeń statycznych analizowanych pali nie osiągnięto stanu granicznego nośności. Jako wartość graniczną przyjęto asymptotę zgodnie z metodą China i Gwizdały. Przez nośność graniczną należy rozumieć wartość obciążenia po przekroczeniu, którego następuje szybki przyrost osiadania, bez stabilizacji w ustalonym przedziale czasu, bądź umowne obciążenie, przy którym osiadania równe są 10% średnicy pala D.

Tabela 1. Zestawienie wartości nośności pali Vibro

nr pala	Metody interpretacji SPLT				Metody bezpośrednie na podstawie CPT				
	nośność graniczna (Q_{gr})			n. krytyczna (Q_{kr})	nośność graniczna (Q_{gr})		nośność krytyczna (Q_{kr})		
	Chin Gwizdała (Q_A)	Gwizdała (0.1D)	PN-83/B-02482	Gwizdała (0.05D)	Więcławski (0.1D)	PN-EN 1997-2	Więcławski (0.05D)	Gwizdała-Stęczniewski	LCPC
[-]	[kN]								
(1)	**(2)**	**(3)**	**(4)**	**(5)**	**(6)**	**(7)**	**(8)**	**(9)**	**(10)**
7.1	8695	7872	-	7191	7418	6610	5878	4319	4058
7.11	7142	6558	6458	6063	5776	6261	4685	3826	3670
7.14	8474	7446	-	6640	8469	6472	6732	4187	3744
7.2	9433	8243	-	7320	6310	7994	5149	5451	5769
7.4	9174	8119	-	7281	6279	6986	5118	4682	4546
7.6	10405	8869	-	7729	8898	5163	6918	3379	2905
7.7	8333	7105	6843	6193	6531	6156	5258	4097	3868
7.9	7751	6832	7329	6109	5925	4480	4852	2992	2710
8.1	7042	6210	-	5554	7140	6256	5904	4074	4791
8.3	6802	5940	-	5272	6518	6374	5377	4661	5817
8.4	6849	6389	-	5987	7552	6256	6247	4985	5941
8.5	7462	6661	-	6015	9860	6359	7914	4762	5043
8.6	7692	6799	-	6092	7039	6110	5800	4077	4731

Po przyjęciu krzywej osiadania jako hiperboli w analizie przyjęto następujące oznaczenia:

- dla wartości granicznych :

$$R_{f,gr} = \frac{Q_A}{Q_{gr}} \tag{1}$$

- dla wartości krytycznych:

$$R_{f,kr} = \frac{Q_A}{Q_{kr}} \tag{2}$$

gdzie:

Q_A – położenie asymptoty krzywej Q-s zgodnie z metodą China i Gwizdały, w metodzie China przyjęto $Q_{gr}=Q_A$, w metodzie Gwizdały $Q_{gr}=Q(0.1D)$,

Q_{gr} – wartość nośności granicznej uzyskana dla metod bezpośrednich (interpretacje SPLT i metody CPT) odpowiadającą osiadaniom równym 10% średnicy pala,

Q_{kr} – wartość nośności krytycznej uzyskana dla metod bezpośrednich wykorzystujących wyniki CPT,

$R_{f,gr}$, $R_{f\,kr}$ – współczynnik niemianowany określający zakres obciążenia granicznego lub krytycznego do stanu granicznego nośności (asymptoty hiperboli).

Tabela 2. Zestawienie wartości współczynnika zapasu bezpieczeństwa w stosunku stanu granicznego

nr pala	Metody interpretacji SPLT			Metody bezpośrednie na podstawie CPT				
	R_{fsgr}		R_{fskr}	R_{fsgr}		R_{fskr}		
	Gwizdała (0.1D)	PN-83/B-02482	Gwizdała (0.05D)	Więcławski (0.1D)	PN-EN 1997-2	Więcławski (0.05D)	Gwizdała-Stęczniewski	LCPC
[-]	[kN]							
(1)	**(2)**	**(3)**	**(4)**	**(5)**	**(6)**	**(7)**	**(8)**	**(9)**
7.1	1,10	-	1,21	1,17	1,32	1,48	2,01	2,14
7.11	1,09	1,11	1,18	1,24	1,14	1,52	1,87	1,95
7.14	1,14	-	1,28	1,00	1,31	1,26	2,02	2,26
7.2	1,14	-	1,29	1,49	1,18	1,83	1,73	1,64
7.4	1,13	-	1,26	1,46	1,31	1,79	1,96	2,02
7.6	1,17	-	1,35	1,17	2,02	1,50	3,08	3,58
7.7	1,17	1,22	1,35	1,28	1,35	1,58	2,03	2,15
7.9	1,13	1,06	1,27	1,31	1,73	1,60	2,59	2,86
8.1	1,13	-	1,27	0,99	1,13	1,19	1,73	1,47
8.3	1,15	-	1,29	1,04	1,07	1,27	1,46	1,17
8.4	1,07	-	1,14	0,91	1,09	1,10	1,37	1,15
8.5	1,12	-	1,24	0,76	1,17	0,94	1,57	1,48
8.6	1,13	-	1,26	1,09	1,26	1,33	1,89	1,63
Śred.	**1,130**	**1,127**	**1,260**	**1,147**	**1,314**	**1,415**	**1,947**	**1,961**
Odch. stand.	**0,029**	**-**	**0,058**	**0,213**	**0,271**	**0,263**	**0,459**	**0,681**
Wsp. zmien	**0,026**	**-**	**0,046**	**0,048**	**0,183**	**0,186**	**0,206**	**0,183**

Tabela 3. Bezpośrednia zależność między wartością nośności granicznej a krytycznej

nr pala	Metody interpretacji SPLT			Metody bezpośrednie na podstawie CPT			
	η_{gr}			η_{gr}			
	Chin	Gwizdała	PN-83/B-02482	Więcławski	PN-EN 1997-2	Gwizdała-Stęczniewski	LCPC
[-]		[kN]					
(1)	**(2)**	**(3)**	**(4)**	**(5)**	**(6)**	**(7)**	**(8)**
7.1	1,21	1,09	-	1,26	1,12	1,72	1,83
7.11	1,18	1,08	1,07	1,23	1,34	1,51	1,57
7.14	1,28	1,12	-	1,26	0,96	2,02	2,26
7.2	1,29	1,13	-	1,23	1,55	1,16	1,09
7.4	1,26	1,12	-	1,23	1,36	1,34	1,38
7.6	1,35	1,15	-	1,29	0,75	2,63	3,06
7.7	1,35	1,15	1,10	1,24	1,17	1,59	1,69
7.9	1,27	1,12	1,20	1,22	0,92	1,98	2,19
8.1	1,27	1,12	-	1,21	1,06	1,75	1,49
8.3	1,29	1,13	-	1,21	1,19	1,40	1,12
8.4	1,14	1,07	-	1,21	1,00	1,51	1,27
8.5	1,24	1,11	-	1,25	0,80	2,07	1,96
8.6	1,26	1,12	-	1,21	1,05	1,73	1,49
Śred.	**1,260**	**1,114**	**1,123**	**1,234**	**1,099**	**1,725**	**1,723**

Kolejnym zdefiniowanym parametrem jest współczynnik bezpośredniej zależności między nośnością graniczną odpowiadającą 10% średnicy pala i umowną nośnością krytyczną odpowiadającą osiadaniom 5% średnicy pala.

$$\eta_{gr} = \frac{Q_{gr}}{Q_{kr}} = \frac{Q_{0.1D}}{Q_{0.05D}} \tag{3}$$

Określono dwie krzywe teoretyczne: dla interpretacji SPLT wg Gwizdały, analityczną na podstawie wyników CPT wg Więcławskiego. Wyniki z pozostałych metod odniesiono właśnie do nich. W kolumnach tabeli 3. (2)-(4) porównano wyniki z krzywą Gwizdały, w kolumnach (5)-(8) do Więcławskiego.

5. Podsumowanie

Określenie wartości granicznej lub krytycznej zarówno na podstawie próbnego obciążenia statycznego (SPLT), jak i obliczeń jest istotnym problemem w praktyce inżynierskiej. Analityczne metody bezpośrednio wykorzystujące wyniki badań sondy statycznej można uznać za wiarygodne jeżeli są skorelowane za pomocą metod statystycznych z wynikami próbnych obciążeń statycznych. Przedstawiono wyniki przykładowych obliczeń dla 13 pali przemieszczeniowych Vibro.

Oceny odniesiono do metod zawartych w Eurokodzie 7 oraz metod opracowanych i stosowanych w warunkach polskich. Taki sposób oceny jest zgodny z zaleceniami zawartymi w Eurokodu 7 o wykorzystaniu doświadczeń krajowych w projektowaniu fundamentów palowych.

Przedstawione zależności pozwoliły ocenić stosowane metody interpretacji oraz metody obliczeń i usytuować uzyskiwane wartości nośności na krzywej osiadania dla pali pojedynczych.

Literatura

1. Gwizdała K., Stęczniewski M., Dyka I., 2009. Wykorzystanie sondowań statycznych do obliczania nośności i osiadań pali. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, nr 4, s. 62-69.
2. Gwizdała K., Brzozowski T., Więcławski P., 2010. Calculation aspects used in Eurocode 7 for pile foundation. From Research to Design in European Practice. Bratislava, Slovak Republic, June 2-4.
3. Gwizdała K., 2011. Fundamenty palowe. Technologie i obliczenie. Wydawnictwo naukowe PWN.
4. Gwizdała K., 2013. Fundamenty palowe. Badania i zastosowania. Wydawnictwo naukowe PWN.
5. Mayne P.W., Mitchell J.K., Auxt J.A., Yilmaz R., 1995. U.S. National Report on CPT, Proc. Intl. Symposium on Cone Penetration Testing, Vol. 1, Swedish Geotechnical Society, Report 3:95, Linköping.
6. Mayne P.W., 2007. Cone Penetration Testing. A Synthesis of Highway Practice. Transportation Research Board, NCHRP368, Washington D.C.
7. Salgado, R., Lee, J. 1999. Pile Design on Cone Penetration Test Results. Final Report, FHWA/IN/JTRP-99/8.
8. Więcławski P., 2015. Ocena współpracy pali Vibro z podłożem gruntowym na podstawie badań in-situ. 61. Konferencji Naukowej Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej Polskiej Akademii Nauk oraz Komitetu Nauki Polskiego Związku Inżynierów i Techników Budownictwa, Krynica.
9. Więcławski P., 2015. Nośność graniczna pali Vibro obciążonych osiowo na podstawie próbnych obciążeń statycznych i wyników sondowania CPT, Interdyscyplinarne Zagadnienia Budownictwa, Konferencja naukowo – techniczna młodych naukowców z okazji 100-lecia Wydziału Inżynierii Lądowej PW, Warszawa.
10. Więcławski P., 2009. Obliczeniowe i ekonomiczne aspekty posadowienia na palach wg PN-EN 1997-1:2004, Politechnika Gdańska. Praca magisterska, promotor: Gwizdała K.
11. PN-EN 1997-1:2008, Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne.
12. PN-EN 1997-2:2008, Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 2: Rozpoznanie i badania podłoża gruntowego.
13. PN-83/B-02482, Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych.

The ultimate bearing capacity and interpretations of direct methods for displacement piles

Kazimierz Gwizdała, Paweł Więcławski

Faculty of Civil and Environmental Engineering, Gdansk University of Technology,
e-mail: kgwiz@pg.gda.pl, pawwiecl@pg.gda.pl

Abstract: The rating of load bearing capacity for piles foundations should take into account the full load-settlement relationship, up to the limit state. An important problem is the selection of a reliable method to determine the full settlement curve for piles. The paper presents different approaches and interpretations of static load tests and direct analytical methods in order to determine the work of the pile in the ground. The article shows the relationships between different methods and the scope of security in relation to the actual bearing capacity of piles based on the static load test.

Keywords: load-settlement curve, ultimate bearing capacity of a pile, static pile load test, direct methods

Analiza stateczności skarpy składowiska wzmocnionej konstrukcją oporową z gruntem zbrojonym

Eugeniusz Koda[1], Anna Miszkowska[1], Piotr Osiński[1], Paweł Pitera[2]

[1] Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska,
Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie,
e-mail: eugeniusz_koda@sggw.pl, anna_miszkowska@sggw.pl, piotr_osinski@sggw.pl
[2] GEOTEKO Projekty i Konsultacje Geotechniczne Sp. z o.o., Warszawa,
e-mail: pawel.pitera@geoteko.com.pl

Streszczenie: Konstrukcję oporową na składowisku odpadów Radiowo stanowi bierna ściana oporowa, gdzie betonowe lico i konstrukcja z gruntu zbrojonego geotkaniną są od siebie niezależne, oddzielone drenażową zasypką piaszczystą. W części skarpy nad konstrukcją oporową zaprojektowano zbrojenie skarpy georusztem heksagonalnym PEHD. W pracy przedstawiono obliczenia stateczności skarpy z wykorzystaniem programu SLOPE/W (metoda Bishopa) dla dwóch wariantów konstrukcji – ze wzmocnieniem georusztem oraz bez. Zaprezentowano również wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie dwóch geotkanin polipropylenowych, wykorzystanych do zbrojenia gruntu omawianej konstrukcji. Materiały te na składowisku mogą być narażone na działanie podwyższonej temperatury, stąd istotne było wyznaczenie ich parametrów wytrzymałościowych w temperaturach 20°C i 80°C.

Słowa kluczowe: konstrukcje oporowe, grunt zbrojony, geotkanina polipropylenowa, georuszt PEHD, składowisko odpadów

1. Wprowadzenie

W ramach zmiany ukształtowania bryły składowiska odpadów Radiowo oraz jego rekultywacji z kierunkiem ukształtowania jako stok narciarski, konieczne było wybudowanie konstrukcji oporowej w południowo-wschodnim narożu składowiska [1] (rys. 1, rys. 2).

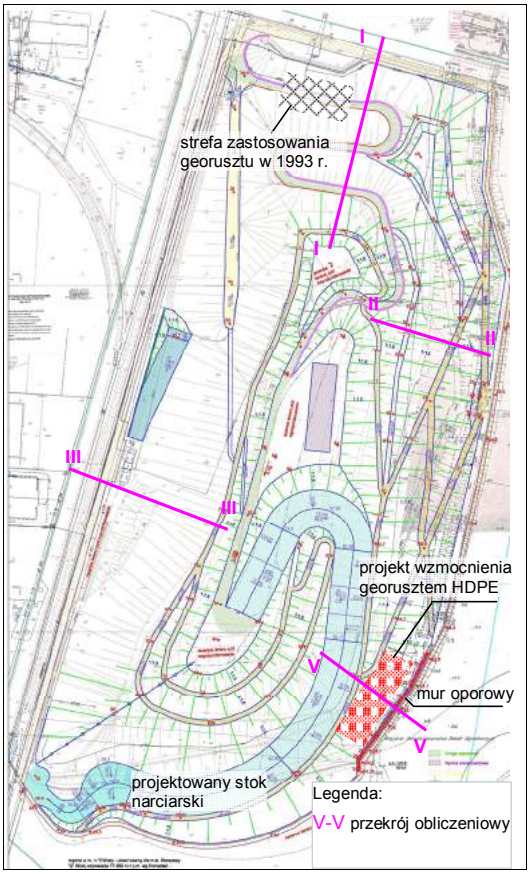
Zgodnie z [2] konstrukcje oporowe definiowane są jako budowle zapewniające stateczność materiałów, takich jak grunt rodzimy, zasypka, skała. Materiał jest zbrojony w celu utrzymania nachylenia bardziej stromego niż nachylenie skarpy, jakie materiał osiągnąłby bez wzmocnienia. Konstrukcje oporowe obejmują wszystkie rodzaje systemów podtrzymujących oraz ścian, gdzie na elementy konstrukcyjne są wywierane siły parcia bocznego od podpieranego materiału.

Obliczenia stateczności ogólnej konstrukcji oporowych [2] można przeprowadzić metodą Bishopa, zakładając m.in. płaski stan naprężeń i odkształceń, niezależność parametrów kąta tarcia wewnętrznego i spójności od czasu oraz występowanie wzdłuż całej powierzchni poślizgu jednakowych przemieszczeń. Kryterium stateczności stanowi równowaga momentów sił zsuwających i sił stawiającym opór przy ścinaniu gruntu wzdłuż cylindrycznej powierzchni poślizgu. Zważając na pracochłonność metody Bishopa, obliczenia wykonuje się programami komputerowymi, np. SLOPE/W [3].

Wśród konstrukcji oporowych wyróżnia się masywne ściany oporowe, ściany zagłębione w podłożu oraz ściany o konstrukcji złożonej, w tym konstrukcje z gruntu zbrojonego materiałami geosyntetycznymi takie, jak na składowisku Radiowo [2, 4].

Geosyntetyki, czyli wyroby z tworzyw sztucznych, stosowane są na szeroką skalę w budownictwie [5-8], w tym w oporowych konstrukcjach ziemnych, ze względu na elastyczność, trwałość i niski koszt wykonania [4, 8]. Efektem tego jest dynamiczny wzrost

produkcji tworzyw sztucznych oraz optymalizacja ich właściwości mechanicznych, fizycznych i hydraulicznych. Znaczenie ma odpowiedni dobór omawianych materiałów, ponieważ podczas eksploatacji, zmieniają wraz z upływem czasu swoje właściwości użytkowe [9]. Istotne jest przeprowadzenie badań laboratoryjnych uwzględniających wymagane parametry wytrzymałościowe, w przypadku działania na wyrób czynników środowiskowych, na przykład temperatury [10, 11], która wewnątrz składowiska odpadów komunalnych może osiągać 70°C [12]. Temperatura ma bowiem wpływ na właściwości mechaniczne geosyntetyków [13], co zostało omówione w punkcie 2.



Rys. 1. Plan zagospodarowania składowiska ze wskazaniem lokalizacji muru oporowego [1]

2. Parametry wytrzymałościowe geotkaniny polipropylenowej

W omawianej konstrukcji oporowej do zbrojenia gruntu w klinie odłamu wykorzystano geotkaniny polipropylenowe PP (rys. 2). Polipropylen ma budowę półkrystaliczną, która cechuje się dużą sztywnością oraz trwałością, a także minimalnym wskaźnikiem chłonności wody. Ponadto, tworzywa termoplastyczne, w tym PP, charakteryzują się zmianą konsystencji w podwyższonej temperaturze oraz ponownym twardnieniem po ochłodzeniu. Mogą być one wielokrotnie wykorzystywane do wytwarzania kolejnych produktów geosyntetycznych [14, 15] lub też stosowane ponownie jako domieszki do innego materiału. Parametry zastosowanych geotkanin I i II przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Dane techniczne producentów geotkanin I i II zastosowanych do zbrojenia gruntu w konstrukcji oporowej

Lp.	Parametr	Produkt	
		Geotkanina I	Geotkanina II
1	Masa powierzchniowa [kg·m^{-2}]	0,12±10%	0,10±10%
2	Wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż [kN·m^{-1}]	>25	>23
3	Wytrzymałość na rozciąganie wszerz [kN·m^{-1}]	>20	>20
4	Wydłużenie względne przy zerwaniu wzdłuż [%]	18±4	18±4
5	Wydłużenie względne przy zerwaniu w poprzek [%]	12±3	13±3

Badania wpływu temperatury na parametry wytrzymałościowe zastosowanych geotkanin przeprowadzono zgodnie z normą PN-EN ISO 10139:2010 [16] za pomocą zrywarki wydłużnej o maksymalnej sile 75 kN w temperaturze 20°C oraz 80°C. Badania te wykonano w Pracowni Badań Geosyntetyków Centrum Wodnego SGGW. W każdej temperaturze zbadano po pięć próbek.

Wytrzymałość na rozciąganie T badanych materiałów została obliczona na podstawie następującego wzoru [16]

$$T=F_{max}\cdot c \ [\mathrm{kN\cdot m^{-1}}] \tag{1}$$

gdzie:
F_{max} – maksymalna siła rozciągająca [kN],
$c=B^{-1}$, dla geotkanin,
B – nominalna szerokość próbki [m].

Wytrzymałość na rozciąganie T (1) jest wartością maksymalną uzyskaną przy statycznym zerwaniu materiału i utracie nośności. Odpowiednio dla niej odczytano wydłużenie względne ε [%] przy maksymalnym obciążeniu w kierunku wzdłużnym [17] i poprzecznym.

Na podstawie analizy statystycznej, w tabeli 2 przedstawiono średnie wytrzymałości na rozciąganie oraz wydłużenia względne przy maksymalnym obciążeniu, a także odchylenia standardowe *s* i współczynniki zmienności *V* w temperaturach 20°C i 80°C dla badanych próbek geotkanin I oraz II.

Tabela 2. Średnie wielkości wytrzymałości na rozciąganie T i wydłużenia względnego ε, w kierunku wzdłużnym i poprzecznym badanych próbek geotkaniny w temperaturach 20°C i 80°C

Lp.	Kierunek	Rodzaj geotkaniny		PP I		PP II	
		Temperatura[°C]		20	80	20	80
1	wzdłużny	T-max	$\bar{x}$ [kN·m^{-1}]	21,23	12,41	24,13	16,25
			s[kN·m^{-1}]	0,80	0,29	0,86	0,51
			V [-]	0,04	0,02	0,04	0,03
		ε -max	$\bar{x}$ [%]	17,15	25,26	16,71	23,71
			s [%]	1,72	1,75	0,79	0,71
			V [-]	0,10	0,07	0,05	0,03
2	poprzeczny	T-max	$\bar{x}$ [kN·m^{-1}]	16,27	11,93	21,01	14,30
			s[kN·m^{-1}]	0,47	0,40	0,36	0,23
			V [-]	2,90	3,34	1,71	1,63
		ε -max	$\bar{x}$ [%]	10,08	16,22	11,75	17,51
			s [%]	0,25	1,35	0,28	1,57
			V [-]	2,52	8,31	2,41	3,23

Z przeprowadzonych badań wynika, że wytrzymałość na rozciąganie w kierunku wzdłużnym jest większa od wytrzymałości na rozciąganie w kierunku poprzecznym (dla geotkaniny I o 23%, zaś dla geotkaniny II o 13% w temperaturze 20°C).

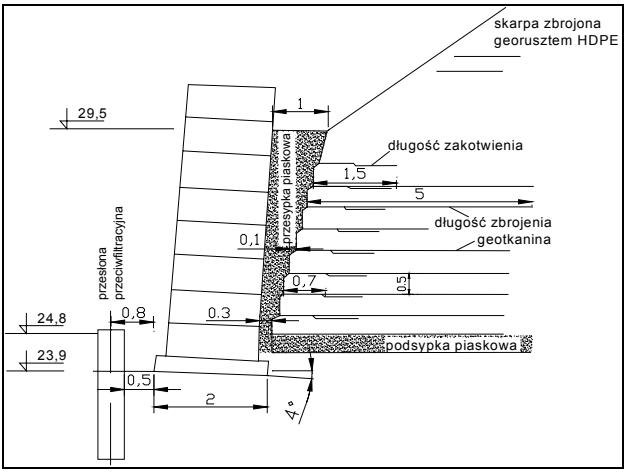
Stwierdzono także, że wraz ze wzrostem temperatury wytrzymałość na rozciąganie zmniejsza się zarówno w kierunku wzdłużnym, jak i poprzecznym. Średnia wytrzymałość na rozciąganie w kierunku wzdłużnym w przypadku geotkaniny I zmniejszyła się o około 42%, natomiast dla geotkaniny II o 33%, przy wzroście temperatury z 20°C do 80°C. W kierunku poprzecznym wykazano zmniejszenie omawianego parametru odpowiednio o 27% i 32%.

Zaobserwowano również, iż geotkanina II charakteryzuje się wyższą wytrzymałością na rozciąganie niż geotkanina I (o 12% w kierunku wzdłużnym i o 23% w kierunku poprzecznym, w temperaturze 20°C). Co więcej, w przypadku geotkaniny I stwierdzono odstępstwa między danymi podanymi przez producentów, a uzyskanymi w wyniku badań laboratoryjnych (por. tab. 2 i 3). Z tego względu podczas realizacji inwestycji z zastosowaniem geotkaniny I, zwiększono zakład poszczególnych arkuszy geotkaniny, a do dalszej realizacji zmieniano ją na geotkaninę II. Wyniki badań uwzględniono w obliczeniach stateczności.

3. Analiza stateczności

3.1. Charakterystyka konstrukcji oporowej

Konstrukcja oporowa na składowisku Radiowo została zaprojektowana jako betonowy mur o łącznej długości 111,7 m oraz wysokości do 5,8 m, zbudowany na płycie fundamentowej o szerokości 2 m i grubości 0,3 m. Płytę uformowano z nachyleniem w stronę skarpy, równym 4°. Na płycie fundamentowej ustawiono prefabrykowane elementy betonowe o ciężarze objętościowym 23 kN/m^3 i wymiarach: 0,8 x 0,8 x 1,6 m, tj. wysokość x szerokość x długość. Schemat omawianej konstrukcji oporowej przedstawiono na rysunku 2.



Rys. 2. Przekrój charakterystyczny muru oporowego [1, 17]

Konstrukcję z gruntu zbrojonego dwiema geotkaninami polipropylenowymi PP, oznaczonymi symbolami I i II, oddzielono od betonowego lica, drenażową zasypką piaszczystą. Geotkaniny to geotekstylia tkane, które są zbudowane z dwóch układów włókien krzyżujących się pod kątem prostym [8]. Z ośmiu warstw geotkaniny, cztery (licząc od dołu) stanowi geotkanina I, natomiast cztery górne – geotkanina II. Wszystkie warstwy mają długość co najmniej 5 m oraz wysokość rozstawu 0,5 m, natomiast długość zbrojenia

w strefie czołowej równą 1,5 m. Zakład dla obu geotkanin wynosi co najmniej 0,5 m. Lico kolejnej warstwy przesunięte jest o 0,1 m względem lica warstwy niższej (rys. 2).

Dodatkowymi elementami zabezpieczającymi stateczność skarpy nad konstrukcją oporową było zbrojenie georusztem heksagonalnym PEHD ułożonym w pięciu warstwach. Wytrzymałość i sztywność żeber tego materiału uniemożliwia przemieszczanie się gruntu na boki. Georuszt jednokierunkowy PEHD wykorzystano już w 1993 roku do wzmocnienia północnej skarpy tego składowiska (rys. 1) [18, 19].

3.2. Parametry geotechniczne warstw podłoża i odpadów

Parametry geotechniczne podłoża składowiska przyjęto na podstawie wyników badań in situ, natomiast parametry mechaniczne wyznaczone zostały z wyników badań polowych, próbnych obciążeń płytami, sondowań CPT, sondowań WST i analizy wstecznej osuwisk zinwentaryzowanych na składowisku. W podłożu pod fundamentem muru występują piaski średnie w stanie średnio zagęszczonym.

Parametry fizyczne odpadów np. gęstość objętościowa i wilgotność, zostały przyjęte na podstawie pomiarów we wkopach badawczych oraz danych z wagi dowożonych odpadów balastowych. Zestawienie parametrów uwzględnianych w obliczeniach stateczności konstrukcji oporowej przedstawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Parametry geotechniczne przyjęte do obliczeń stateczności

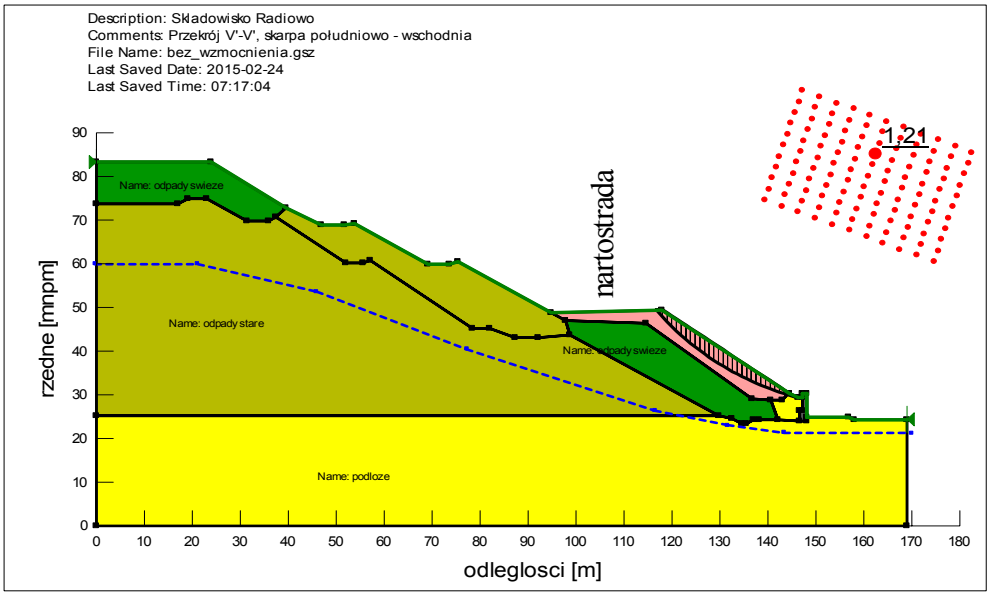
Lp.	Rodzaj warstwy	Ciężar objętościowy γ [kN·m^{-3}]	Kąt tarcia wewnętrznego φ [°]	Spójność c_u [kPa]
1	Odpady „stare”	14,0	26,0	20,0
2	Odpady balastowe	13,3	22,0	25,0
3	Naturalne podłoże gruntowe	18,5	31,0	0,0

3.3. Obliczenie stateczności

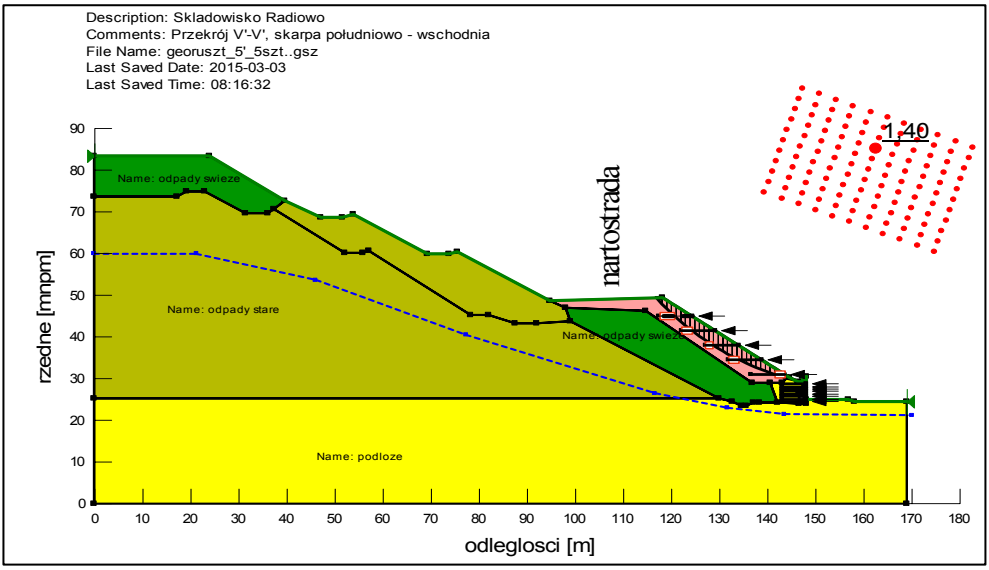
W celu oceny stateczności skarp bryły składowiska w rejonie muru południowo-wschodniego, wybrano przekrój obliczeniowy dla największej wysokości muru. Obliczenia przeprowadzono programem SLOPE/W za pomocą klasycznej metody Bishopa, dla dwóch przypadków: nie uwzględniając wzmocnienia skarpy oraz po wzmocnieniu skarpy nad konstrukcją oporową georusztem PEHD (rys. 3 i 4).

Przed wzmocnieniem współczynnik stateczności skarpy wynosił F= 1,21, zaś po wzmocnieniu F= 1,40. Zwiększenie współczynnika stateczności skarpy w drugim przypadku potwierdza słuszność zastosowania georusztu jako zbrojenia w analizowanej konstrukcji oporowej, który zapewnia uzyskanie współczynnika stateczności F > 1,3, wymaganego dla skarp składowiska odpadów.

Podobne wzmocnienie (georuszt PEHD) zastosowano na skarpie północnej w 1993 roku. W ostatnim okresie pobrano próbki materiału (georuszt jednokierunkowy PEHD) i przeprowadzono badania jego stanu po 20 latach od wbudowania na składowisku. Wyniki badań pozwoliły na weryfikację współczynników redukcyjnych do wytrzymałości na rozciąganie georusztu w długim okresie użytkowania na składowisku [18, 19].



Rys. 3. Przekrój obliczeniowy V-V Skarpa bez wzmocnienia



Rys. 4. Przekrój obliczeniowy V-V Skarpa wzmocniona georusztem PEHD (5 warstw o długości 7 m; wytrzymałość zredukowana 30 kN)

4. Podsumowanie

W pracy przeprowadzono analizę stateczności konstrukcji oporowej na składowisku odpadów balastowych Radiowo przed i po wzmocnieniu georusztem PEHD. Wyznaczono także parametry wytrzymałościowe geotkanin polipropylenowych, wykorzystanych do zbrojenia gruntu przy formowaniu konstrukcji, w temperaturach 20°C i 80°C.

W korpusie składowiska odpadów, gdzie temperatura wewnętrzna może osiągać około 70°C, należy zachować szczególną ostrożność, dobierając materiały geosyntetyczne. Przyjęcie zawyżonych wartości wytrzymałości na rozciąganie w fazie projektowania może nieść za sobą ryzyko utraty stateczności konstrukcji oporowej, spowodowanej obniżeniem tych wartości wskutek wzrostu temperatury.

W wyniku przeprowadzonych badań i obliczeń stwierdzono, że zaproponowany sposób zabezpieczenia skarpy składowiska odpadów jest właściwy. Przed wzmocnieniem skarpy georusztem współczynnik stateczności skarpy wynosił F = 1,21, natomiast po wzmocnieniu F = 1,40, czyli powyżej wartości 1,3 uznawanej dla składowisk za bezpieczną. Autorzy zalecają, aby proces formowania bryły składowiska odbywał się pod stałym nadzorem geotechnicznym, celem kontroli jakości stosowanych materiałów i zapewnienia należytego bezpieczeństwa wynikającego ze stateczności skarp.

Literatura

1. Koda E., Fołtyn P., Laskowski M., 2012. Projekt budowlany zamienny rekultywacji składowiska odsiewów balastowych Radiowo z kierunkiem rekultywacji jako stok narciarski-etap I. Geoteko, Warszawa.
2. PN-EN 1997-1 Eurokod 7 Projektowanie geotechniczne. Część 1:Zasady ogólne.
3. Rabarijoely S., Kukawska K., 2014. Stateczność skarpy przy drodze powiatowej w Winnicy, w gminie Połaniec. Przegląd Naukowy-Inżynieria i Kształtowanie Środowiska 65, 304-313.
4. Kosiński T., 2010. Konstrukcje oporowe i nasypy z gruntu zbrojonego elementami stalowymi. Seminarium IBDiM i PZWFS – Warszawa.
5. Koerner R.M., 1999. Designing with Geosynthetics. 4th Edition, Upper Saddle River, Prentice Hall, New Jersey.
6. Duszyńska A., 2012. Wykorzystanie badań geotekstyliów w projektowaniu budowli ziemnych. Inżynieria Morska i Geotechnika 4, 293-301.
7. Maślanka K., Pielichowski J., 2006. Geosyntetyki w inżynierii i ochronie środowiska. Wydawnictwo Naukowo-Techniczne TEZA, Kraków.
8. Wesołowski A., Krzywosz Z., Brandyk T., 2000. Geosyntetyki w konstrukcjach inżynierskich, Wydawnictwo SGGW, Warszawa.
9. Mandhavi Latha G., Murthy Vidya S., 2007. Effects of reinforcement form on the behavior of geosynthetic reinforced sand. Geotextiles and Geomembranes 25, 23-32.
10. Zornberg J.G., Byler B.R., Knudsen W.J., 2004. Creep of Geotextiles Using Time- Temperature Superposition Methods. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 11, 1158-1168.
11. Alenowicz J., 2009. Zastosowania i funkcje geosyntetyków w budowie dróg, cz. 2. Geosyntetyk w funkcji zbrojącej. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne 3/24, 82-87.
12. Yoshida H., Rowe R.K., 2003. Consideration of landfill liner temperature. Proc. 9th. Int. Landfill Sym., Cagliari, Italy.
13. Karademir T., Frost J.D., 2014. Micro-scale tensile properties of single geotextile polypropylene filaments at elevated temperatures. Geotextiles and Geomembranes 42, 201-213.
14. Linek M., Tarniowy A., 2001. Włókna mieszane typu polipropylen-kauczuk butadienowo-akrylonitrylowy – otrzymywanie i właściwości. Kompozyty 1/2, 163-167.
15. Greenwood J.H., Schroeder H.F., Voskamp W., 2012. CUR Report 243. Durability of Geosynthetics. Stichting CURNET, Gouda, The Netherlands, 68.
16. PN-EN ISO 10319:2010 Geosyntetyki. Badanie wytrzymałości na rozciąganie metodą szerokich próbek.
17. Miszkowska A., Stępień S., Jasko A., Koda E., 2015. Wpływ temperatury na parametry wytrzymałościowe geotkaniny wykorzystanej do budowy konstrukcji oporowej na składowisku. ACTA Scientiarum Polonorum - Architektura 14(1) [w druku].
18. Kiersnowska A., Osiński P., Koda E., 2015. Ocena stanu wzmocnienia skarpy składowiska georusztem PEHD po 20 latach eksploatacji. Inżynieria Morska i Geotechnika 36/ 5 [w druku].
19. Kiersnowska A., Koda E., Fabianowski W., Kawalec J., 2014. The impact of chemical and environmental factors on the mechanical parameters of HDPE geogrid. Proceedings of 7th International Congress on Environmental Geotechnics. Engineers Australia 696-705.

The stability analysis of the landfill slope reinforced with a retaining structure and reinforced soil

Eugeniusz Koda[1], Anna Miszkowska[1], Piotr Osiński[1], Paweł Pitera[2]

[1] *Faculty of Civil and Environmental Engineering, Warsaw University of Life Sciences WULS – SGGW, e-mail: eugeniusz_koda@sggw.pl, anna_miszkowska@sggw.pl, piotr_osinski@sggw.pl*

[2] *GEOTEKO Geotechnical Projects and Consultations Sp. z o.o., Warsaw, e-mail: pawel.pitera@geoteko.com.pl*

Abstract: The retaining structure in Radiowo landfill is a passive retaining wall where concrete elements and reinforced soil are independent and separated with sandy backfill drainage. As part of the slope designed HDPE hexagonal geocell reinforcing a landfill slope. The stability analyses have been computed with limit equilibrium method (Bishop) applied in SLOPE/W. The paper presents results of analyses obtained from laboratory tests of tensile strength of two polypropylene geotextile woven samples used for soil reinforcement as a part of remedial work on the landfill. Geosynthetics in the landfill can be exposed to elevated temperatures so the aim of the research was to determine tensile strength and deformation at temperatures of 20°C and 80°C.

Keywords: retaining structure, reinforced soil, polypropylene woven geotextile, geocell, HDPE, landfill

Współczynnik filtracji gruntów słabo przepuszczalnych jako funkcja wybranych parametrów fizycznych i strukturalnych

Tomasz Kozłowski, Agata Ludynia

Wydział Inżynierii Środowiska, Geomatyki i Energetyki, Politechnika Świętokrzyska w Kielcach, e-mail: aludynia@tu.kielce.pl, tomkoz@tu.kielce.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki badań współczynnika filtracji gruntów słabo przepuszczalnych metodą Heada w komorze aparatu trójosiowego. Badaniom poddano osiem gruntów spoistych o skrajnie zróżnicowanych właściwościach. Przeprowadzono analizę korelacji otrzymanych wartości z podstawowymi parametrami geotechnicznymi i parametrami strukturalnymi. Zaproponowano równanie empiryczne, umożliwiające oszacowanie współczynnika filtracji gruntów słabo przepuszczalnych w funkcji spadku hydraulicznego oraz średniej średnicy porów.

Słowa kluczowe: grunty słabo przepuszczalne, współczynnik filtracji, spadek hydrauliczny, porozymetria rtęciowa

1. Wprowadzenie

O ile w literaturze przedmiotu można znaleźć wiele równań empirycznych pomocnych przy szacowaniu wartości współczynnika filtracji gruntów przepuszczalnych (piaski lub żwiry), rozwiązania dotyczące gruntów słabo przepuszczalnych praktycznie nie istnieją. Grunty te znajdują rozliczne zastosowania jako uszczelnienia w budownictwie wodnym i inżynierii środowiska. Celem pracy jest znalezienie najlepiej dopasowanego modelu opisującego zależność współczynnika filtracji gruntów nieprzepuszczalnych od innych parametrów geotechnicznych. Do określenia wodoprzepuszczalności gruntu wybrano metodę laboratoryjną przy zastosowaniu przyrządu stałogradientowego, jakim jest aparat trójosiowego ściskania.

2. Materiał badawczy

Eksperymentom poddano osiem gruntów spoistych, które w celu identyfikacji ponumerowano w zakresie od 1 do 8. Nazwano je na podstawie polskiej normy [1] oraz normy europejskiej [2] odpowiednio: grunt nr 1 – piasek gliniasty/piasek pylasty – siSa, grunt nr 2 – glina piaszczysta/piasek ilasty – clSa, grunt nr 3 – ił/ił – Cl, grunt nr 4 – glinia/glina pylasta – saclSi, grunt nr 5 – ił/ił – Cl, grunt nr 6 – glina pylasta zwięzła/glina ilasta – sasiCl, grunt nr 7 – ił/ił – Cl – siSa, grunt nr 8 – pył/pył piaszczysty – saSi. Cechy podstawowe gruntów zostały zebrane w tabeli 1 natomiast właściwości opisujące strukturę podano w tabeli 2.

3. Metodyka badawcza

3.1. Charakterystyka stanowiska badawczego

Jednym z istotnych czynników, który kształtuje wodoprzepuszczalność gruntu jest stopień nasączenia porów wodą. Wyeliminowanie wpływu tego czynnika wiąże się z przeprowadzeniem badań w aparaturze, która umożliwia przeprowadzenie eksperymentu w warunkach całkowitego nasycenia [3]. W związku z powyższym współczynnik filtracji

dla badanych gruntów wyznaczono w komorze trójosiowego ściskania, zgodnie z metodyką Head'a (po raz pierwszy opublikowaną w 1982 roku) [4], [5] oraz norm: [6-9]. Aparat trójosiowego ściskania uważany jest za urządzenie bardzo precyzyjne, co znajduje potwierdzenie w literaturze, na przykład [10]. W skład aparatury badawczej wchodzą: trzy kontrolery objętości i ciśnienia wody, komora aparatu trójosiowego ściskania (maksymalne ciśnienie 1700 kPa), rama o obciążeniu do 50 kN, miniskaner MPX 3000 odbierający informację z czujników oraz komputer sterujący wraz ze specjalistycznym oprogramowaniem VJ Clisp Studio produkcji firmy VJ Tech. Schemat akcesorium badawczego przedstawiono na rysunku 1.

Tabela 1. Podstawowe właściwości badanych gruntów

Właściwość	**Metoda**	**Grunt nr 1**	**Grunt nr 2**	**Grunt nr 3**	**Grunt nr 4**	**Grunt nr 5**	**Grunt nr 6**	**Grunt nr 7**	**Grunt nr 8**
Gęstość objętościowa, [t/cm^3]	pierścienia	2,13	2,11	2,04	2,10	1,97	2,03	2,15	2,03
Gęstość objętościowa szkieletu ρ_d, [t/cm^3]	obliczeniowa	1,81	1,79	1,67	1,92	1,95	1,72	1,66	1,74
Wilgotność naturalna, [%]	suszarkowo--wagowa	17,64	17,58	22,39	9,04	1,04	17,83	29,75	16,89
Granica płynności, [%]	Casagrande'a	13,50	14,04	19,78	10,27	34,80	15,27	15,50	15,39
Granica plastyczności, [%]	wałeczkowania	21,87	29,30	64,21	26,37	62,55	35,82	71,34	20,22
Aktywność koloidalna, [-]	obliczeniowa	0,93	1,09	1,23	1,24	0,51	0,89	1,36	0,69
Zawartość części organicznych, [%]	prażenia	1,39	1,99	4,45	2,31	0,00	4,29	2,74	1,7
Zawartość frakcji f_i<2 mm, [%]	areometryczna	9,00	14,00	36,00	13,00	54,00	23,00	41,00	7,00
Zawartość frakcji 2 <f_π<50 μm, [%]	areometryczna	27,00	28,00	48,00	46,00	46,00	52,50	48,00	66,00
Zawartość frakcji 50<f_p<2000 μm, [%]	areometryczna	62,00	57,80	16,00	39,50	0,00	24,00	11,00	26,00
Zawartość frakcji f_i< 2mm, [%]	dyfrakcji laserowej	6,71	6,38	15,19	10,01	25,51	17,06	26,29	5,79
Zawartość frakcji 2<f_π<50 μm, [%]	dyfrakcji laserowej	24,48	33,10	57,06	37,68	74,47	46,70	55,98	70,97
Zawartość frakcji 50<f_p<2000 μm, [%]	dyfrakcji laserowej	67,07	60,06	27,76	50,35	0,02	35,77	17,61	23,24

3.2. Procedura badawcza

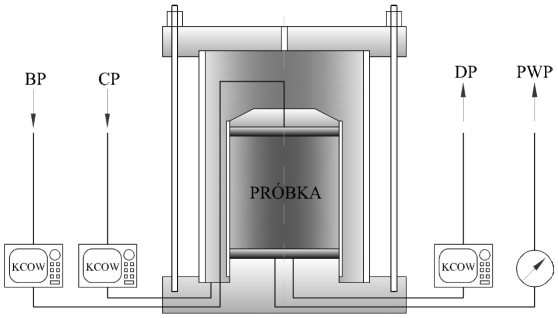
3.2.1. Przygotowanie próbki do badania

Próbki uformowano sztucznie poprzez zagęszczenie w aparacie Proctora, przy uprzednio ustalonej wilgotności. Następnie za pomocą cylindrów Shelby'ego otrzymano walce o średnicy 38 mm. Po makroskopowej ocenie jakości rdzenia wybierano ten segment, który wydawał się najmniej naruszony i z niego wycinano próbkę o wysokości $h \geq 2d$, czyli ≈ 76 mm. Tak przygotowane próbki umieszczano w gumowej membranie na podstawie, a od góry przykrywano kopułką. Elastyczna osłona okrywająca próbkę była dociskana do podstawy i kopułki poprzez cztery pierścienie uszczelniające o przekroju kołowym, typu O (o-ringi). Ponadto między próbką a wyżej wymienionymi elementami umieszczano kamienie porowe o współczynniku filtracji przynajmniej 10-krotnie

wyższym niż badanej próbki [9]. Na tak przygotowaną próbkę zakładano komorę, którą następnie wypełniano odpowietrzoną wodą, co umożliwiało zadawanie izotropowych naprężeń. Przykładanie różnych ciśnień hydraulicznych na górną i dolną część próbki poprzez kopułkę i podstawę powodowało wytworzenie gradientu hydraulicznego.

Tabela 2. Właściwości strukturalne badanych gruntów

Właściwość	Metoda	Grunt nr 1	Grunt nr 2	Grunt nr 3	Grunt nr 4	Grunt nr 5	Grunt nr 6	Grunt nr 7	Grunt nr 8
Wskaźnik porowatości, [-]	obliczeniowa	0,341	0,265	0,224	0,367	0,749	0,156	0,142	0,591
Porowatość, [-]	porozymetrii rtęciowej	0,254	0,210	0,183	0,268	0,428	0,135	0,124	0,372
Zawartość porów P<3 nm, [%]	porozymetrii rtęciowej	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Zawartość porów <3P<10 nm, [%]	porozymetrii rtęciowej	4,66	2,13	12,08	4,71	1,11	41,75	41,04	0,38
Zawartość porów P>10 nm, [%]	porozymetrii rtęciowej	95,34	97,87	87,92	95,29	98,89	58,25	58,96	99,62
Objetość intruzji V, [mL/g]	porozymetrii rtęciowej	0,13	0,10	0,08	0,14	0,29	0,06	0,05	0,22
Średnia średnica porów D, [nm]	porozymetrii rtęciowej	137	125	41,4	113	69,6	15	14,8	404
Sferyczność cząstek, [-]	dynamicznej analizy obrazu	0,859	0,852	0,870	0,858	0,809	0,837	0,854	0,862
Współczynnik kształtu cząstek, [-]	dynamicznej analizy obrazu	0,715	0,697	0,702	0,700	0,647	0,689	0,723	0,683
Wypukłość cząstek, [-]	dynamicznej analizy obrazu	0,893	0,894	0,866	0,898	0,851	0,891	0,901	0,880
Pow. właściwa dla frakcji f_i<2 μm, [m^2/g]	geometrycznej analizy obrazu	0,407	0,407	1,008	0,619	1,531	1,146	1,610	0,428
Pow. właściwa dla fr. 2<f_π<50 μm, [m^2/g]	geometrycznej analizy obrazu	0,247	0,262	0,559	0,390	0,900	0,514	0,704	0,274



Rys. 1. Schemat aparatury badawczej

3.2.2. Opis przebiegu badania

Zastosowana procedura badania współczynnika wodoprzepuszczalności składała się z trzech etapów: nasycania, konsolidacji i filtracji. Pierwszy etap, tj. nasycanie, prowadzono w dwóch fazach:

– faza I – działanie niewielkim ciśnieniem hydrostatycznym na dolną podstawę próbki, jest to tzw. flushing,

– faza II – wtłaczanie odpowietrzonej wody do próbki za pośrednictwem zamkniętego układu połączonego z dołem i górą próbki, tzw. metoda z użyciem dwóch ciśnień wyrównawczych.

Na tym etapie badania ciśnienie w komorze trójosiowej i ciśnienie wyrównawcze zwiększano w taki sposób, aby izotropowe naprężenie efektywne w próbce pozostawało na stałym poziomie podczas całej procedury nasączania. Stosowano wzrost o 100 kPa, a wielkość tego naprężenia dobierano w taki sposób, aby zapobiec promieniowemu pęcznieniu gruntu. Z przeprowadzonych przez autora pracy eksperymentów wynika, że dla badanych gruntów wystarczającym naprężeniem było 10 kPa (tzn. zastosowano naprężenie nieznacznie większe od ciśnienia pęcznienia). Podczas nasycania cały czas obserwowano wysokość próbki.

Stan nasycenia gruntu badanego w warunkach niemożliwej bocznej rozszerzalności szacowano na podstawie wartości parametru Skemptona B [11] wyznaczanego na podstawie wzoru [4, 7, 8]:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \tag{1}$$

gdzie Δu jest zmianą ciśnienia wody w porach [kPa], a Δσ jest zmianą ciśnienia w komorze [kPa].

Parametr B uzależniony jest od właściwości ośrodka gruntowego a przebieg nasycania gruntów o różnej spoistości i stanie jest odmienny. Ogólnie przyjmuje się stan pełnego nasycenia dla wartości parametru B = 1. Jednakże dla gruntów nieprzepuszczalnych (będących przedmiotem badań) uzasadnione jest przyjęcie stanu pełnego nasycenia dla parametru $B \geq 0{,}95$. Czas niezbędny do uzyskania takiej wartości dla każdej próbki wynosił około 2-3 dni.

Po zakończonym etapie saturacji próbki konsolidowano izotropowo do wartości naprężeń efektywnych rzędu 50 kPa. Do obliczeń wykorzystywano wzory podane przez Heada [Head, 2011]:

$$\sigma' = \sigma - \bar{u} \tag{2}$$

gdzie:

σ’ – pożądane naprężenie efektywne [kPa],

σ – ciśnienie izotropowe w komorze [kPa] – w badaniach prowadzonych przez autorów niniejszej pracy jest to ciśnienie równe ostatniemu przyłożonemu ciśnieniu w fazie nasycania, tj. 650 kPa,

$\bar{u}$ – średnie ciśnienie porowe obliczone na podstawie wzoru

$$\bar{u} = \frac{2}{3} \cdot u_c + \frac{1}{3} \cdot u_b \tag{3}$$

gdzie:

u_b – ciśnienie u góry próbki (ciśnienie wyrównawcze) [kPa],

u_c – ciśnienie u podstawy próbki [kPa].

Na tym etapie nadwyżka ciśnienia wody w porach (czyli różnica pomiędzy końcowym stałym ciśnieniem wody porowej a ciśnieniem wyrównawczym z ostatniego kroku saturacji) była rozpraszana.

Po zakończonej konsolidacji rozpoczynano trzeci etap badania, tj. filtrację. Serie pomiarów współczynnika wodoprzepuszczalności wykonywano przy użyciu dwóch ciśnień wyrównawczych, przy różnych wartościach spadku hydraulicznego. W tym celu wykorzystano różnice ciśnień między górną i dolną podstawą próbki w zakresie 5-45 kPa (co odpowiadało spadkom hydraulicznym i rzędu 7; 10; 20; 30 kPa). Wartości dobrano tak, aby uzyskane wydatki były miarodajne. Stałą filtracji wyznaczono dla przepływu w kierunku z góry do dołu. Pomiary przeprowadzono w stałej temperaturze 22°C, w pomieszczeniu klimatyzowanym. Po zakończeniu serii pomiarowej wszystkie wyniki eksportowano do programu Excel w celu dokonania dalszych obliczeń.

Znając przepływ, zadawany spadek, powierzchnię oraz wysokość próbki obliczano wodoprzepuszczalność gruntu na podstawie wzoru podanego poniżej:

$$k = \frac{Q \cdot l}{A \cdot h} \tag{4}$$

gdzie:
k – współczynnik filtracji [m/s],
Q – wydatek [m^3/s]
l – wysokość próbki [m],
A – powierzchnia przekroju poprzecznego próbki [m^2],
h – różnica ciśnień na górze i na dole próbki.

4. Wyniki i analiza

Zmierzone wartości współczynników filtracji zależą od rodzaju gruntu oraz w mniejszym stopniu od wartości spadku hydraulicznego. W tym ostatnim przypadku obserwuje się zależność o charakterze funkcji rosnącej. Wyniki przeprowadzonych badań zebrano w tabeli 3.

Tabela 3. Wartości współczynnika filtracji dla zadanych spadków hydraulicznych

Nr gruntu	Wartości współczynnika filtracji [m/s] przy spadku hydraulicznym				
	i = 6,71	i = 10,73	i = 20,12	i = 30,85	k_sr
Grunt nr 1	$2{,}05\times10^{-9}$	$2{,}21\times10^{-9}$	$2{,}37\times10^{-9}$	$2{,}47\times10^{-9}$	$2{,}27\times10^{-9}$
Grunt nr 2	$6{,}93\times10^{-10}$	$7{,}66\times10^{-10}$	$8{,}38\times10^{-10}$	$8{,}76\times10^{-10}$	$7{,}93\times10^{-10}$
Grunt nr 3	$5{,}62\times10^{-11}$	$6{,}14\times10^{-11}$	$6{,}90\times10^{-11}$	$7{,}64\times10^{-11}$	$6{,}58\times10^{-11}$
Grunt nr 5	$8{,}38\times10^{-11}$	$1{,}19\times10^{-11}$	$1{,}19\times10^{-10}$	$1{,}43\times10^{-10}$	$8{,}94\times10^{-11}$
Grunt nr 5	$2{,}82\times10^{-10}$	$3{,}10\times10^{-10}$	$3{,}39\times10^{-10}$	$3{,}51\times10^{-10}$	$3{,}21\times10^{-10}$
Grunt nr 6	$1{,}02\times10^{-9}$	$1{,}08\times10^{-9}$	$1{,}16\times10^{-9}$	$1{,}19\times10^{-9}$	$1{,}11\times10^{-9}$
Grunt nr 7	$7{,}79\times10^{-11}$	$9{,}27\times10^{-11}$	$1{,}00\times10^{-10}$	$1{,}23\times10^{-10}$	$9{,}84\times10^{-11}$
Grunt nr 8	$1{,}07\times10^{-08}$	$1{,}07\times10^{-08}$	$1{,}30\times10^{-08}$	$1{,}35\times10^{-08}$	$1{,}20\times10^{-08}$

Skonstruowano macierz korelacji wartości współczynników filtracji przy poszczególnych spadkach oraz współczynnika uśrednionego dla czterech spadków z następującymi parametrami gruntów: granica płynności, granica plastyczności, wskaźnik plastyczności, aktywność koloidalna, zawartość części organicznych, wartość pH, udział frakcji iłowej, pyłowej, piaskowej (zmierzone dwoma metodami: areometryczną i dyfrakcji laserowej), frakcje zredukowane wyliczone dla analizy areometrycznej, średnica porów w zakresach: <3 nm, 3-10 nm, >10 nm, całkowita powierzchnia porów, mediana wymiarów porów (mierzona objętościowo), mediana wymiarów porów (mierzona powierzchniowo), całkowita objętość intruzji, średnia średnica porów, gęstość objętościowa porów przy ciśnieniu 3,65 kPa, porowatość, wskaźnik porowatości, współczynniki kształtu: sferyczność (*spheri-*

city), wypukłość (*convexity*), współczynnik kształtu (*aspect ratio*) oraz powierzchnia właściwa w przedziałach frakcyjnych: <2, 2-50 wyznaczona metodą geometryczną.

Otrzymane wartości współczynników korelacji wskazywały w przypadku większości parametrów na słabą korelację ($|R| < 0{,}5$). Umiarkowanie silne korelacje ($0{,}5 < |R| < 0{,}6$) współczynników filtracji obserwowano jedynie z wartościami frakcji zredukowanych iłowej i pyłowej otrzymanymi metodą areometryczną, granicą płynności i wskaźnikiem plastyczności. Ponadto bardzo silnie korelowały między sobą współczynniki filtracji tego samego gruntu otrzymane przy różnych spadkach. Jedynym parametrem strukturalnym gruntu, który wykazał silną korelację z wartościami współczynników filtracji okazała się średnia średnica porów D dana równaniem

$$D = \frac{4V}{S} \tag{5}$$

gdzie:
V – objętość porów, wyznaczona metodą porozymetrii rtęciowej,
S – pole powierzchni porów, wyznaczona metodą porozymetrii rtęciowej.

Zmierzone wartości współczynników filtracji zależą od rodzaju gruntu oraz w mniejszym stopniu od wartości spadku hydraulicznego. W tym ostatnim przypadku obserwuje się zależność o charakterze funkcji rosnącej. Wstępna analiza diagramów korelacyjnych pokazała, że w obrębie danego gruntu zależność od spadku hydraulicznego przedstawia zależność zbliżona do funkcji logarytmicznej.

W pierwszym rzędzie poszukiwano ogólnej zależności, opisującej średnią wartość współczynnika filtracji w funkcji średnicy D. Najlepiej dopasowany okazał się model postaci:

$$k_{śr} = a_1 \exp(a_2 D) \tag{6}$$

gdzie:
D – średnia średnica porów dana równaniem (5), nm
$k_{śr}$ – współczynnik filtracji, m/s x 10^{-11}.

Wszystkie parametry modelu okazały się istotne dla $p < 0{,}05$.

Z kolei najlepiej dopasowanym modelem, opisującym zależność współczynnika filtracji od spadku hydraulicznego, okazała się funkcja logarytmiczna:

$$k_{śr} = b_1 \ln(i) + b_2 \tag{7}$$

gdzie:
i – spadek hydrauliczny, -

Biorąc pod uwagę stwierdzony charakter zależności k od spadku hydraulicznego oraz zależność $k_{śr}$ od D, znaleziono najlepiej dopasowany model opisujący zależność współczynnika filtracji od spadku hydraulicznego i średnicy D:

$$k = (a_1 \cdot \ln(i) + a_2) \cdot \exp(a_3 \cdot D) \tag{8}$$

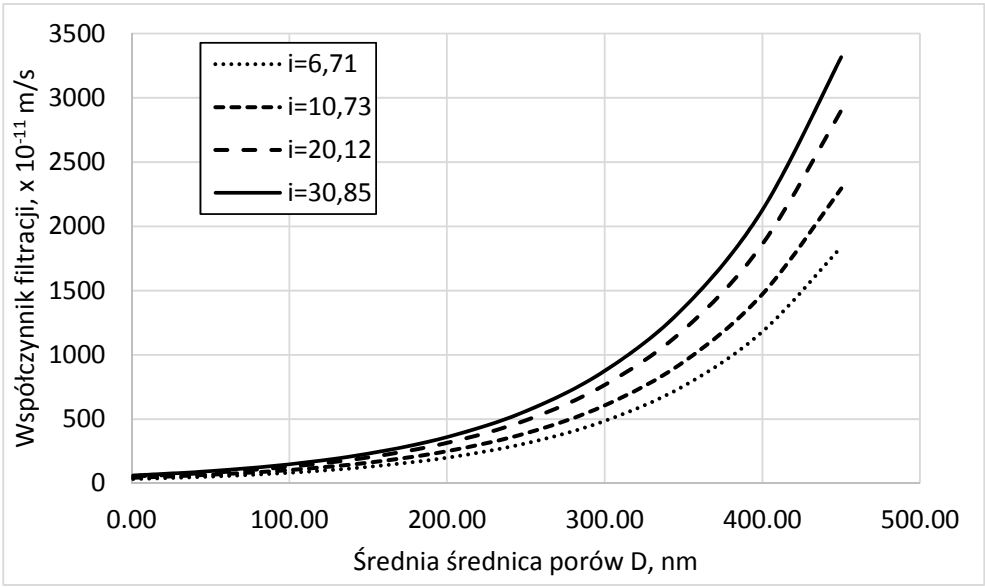
gdzie:
k – współczynnik filtracji, m/s x 10^{-11}
i – spadek hydrauliczny, -
D – średnia średnica porów, nm.

Tabela 4. Parametry dopasowania modelu

$R^2 = 0{,}97375506$ R = 0,98679028						
	Estymator	Odchylenie standardowe	wartość t df = 30	poziom p	Lo. Conf - Limit	Up. Conf - Limit
a_1	5,786	1,982	2,918	0,006	1,731	9,841
a_2	17,777	5,708	3,114	0,004	6,102	29,453
a_3	0,008	0,000	16,099	0,000	0,007	0,010

Dane w tabeli 4 wskazują na bardzo dobre dopasowanie modelu. Estymatory parametrów są statystycznie istotne dla $p < 0{,}05$.

Wykres zależności opisanej równaniem (7) dla czterech spadków hydraulicznych uwzględnionych w badaniach pokazuje rysunek 2.



Rys. 2. Współczynnik filtracji jako funkcja średniej średnicy porów dla czterech spadków hydraulicznych występujących w badaniach według równania (8)

5. Wnioski końcowe

1. Współczynnik filtracji gruntów słabo przepuszczalnych wykazuje istotną zależność od spadku hydraulicznego.
2. Nie stwierdzono istotnych korelacji współczynnika filtracji z powszechnie używanymi parametrami gruntu.
3. Otrzymana zależność opisująca współczynnik filtracji w funkcji średniej średnicy porów D oraz spadku hydraulicznego jest wysoce istotna statystycznie i może być wykorzystywana przy szacowaniu własności filtracyjnych gruntów słabo przepuszczalnych.
4. Średnia średnica porów D musi zostać wyznaczona metodą porozymetrii rtęciowej, jednak badanie to wymaga nieporównanie mniej czasu niż bezpośrednie wyznaczenie współczynnika filtracji drogą eksperymentalną, z uwzględnieniem spodziewanych spadków hydraulicznych.

Literatura

1. PN-B-04481:1988. Grunty budowlane. Badanie próbek gruntu.
2. PN-EN ISO 14688. Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Część 1, 2.
3. Wdowska M.K., Lipiński M.J., 2005. Ocena przepuszczalności gruntu antropogenicznego w świetle badań laboratoryjnych. Przegląd Naukowy Wydziału Inżynierii i Kształtowania Środowiska SGGW. Rocznik XIV, Zeszyt 2(32), 50-59.
4. Head K.H., 1998. Manual of soil laboratory testing. Effective stress tests. Vol. 3. John Wiley & Sons Ltd., West Sussex, England.
5. Head K.H., Epps R., 2011. Manual of soil laboratory testing. Permeability, shear strength and compressibility test. Vol. 2, Whittles Publishing, Dunbeath Mill.
6. BS 1377: Part 6: 1990 British Standard Methods of test for Soils for civil engineering purposes. Part 6. Consolidation and permeability tests in hydraulic cells and with pore pressure measurement, British Standards Institution, London.
7. BS 1377: Part 8: 1990 British Standard Methods of test for Soils for civil engineering purposes. Part 8. Shear strength tests (effective stress), British Standards Institution, London.Burton T. Wind Energy. John Wiley & Sons, Ltd, 2001.
8. PKN-CEN ISO/TS 17892-9: 2009. Badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów. Część 9: Badanie gruntów w aparacie trójosiowego ściskania po nasyceniu wodą.
9. PKN-CEN ISO/TS 17892-11: 2009. Badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów. Część 11: Badanie filtracji przy stałym i zmiennym gradiencie hydraulicznym.
10. Carpenter G.W. Stephenson R.W., 1986. Permeability testing in the triaxial cell. Geotechnical Testing Journal. Vol. 9, No. 1, 3-9.
11. Skempton A.W., 1954. The pore pressure coefficients A and B. Geotechnique. Vol. 4, No. 4, 143-147.

Permeability coefficient of low permeable soils as a function of physical and structural parameters

Tomasz Kozłowski, Agata Ludynia

Faculty of Environmental, Geomatic and Energy Engineering, Kielce University of Technology, e-mail: aludynia@tu.kielce.pl, tomkoz@tu.kielce.pl

Abstract: Results of investigation of the permeability coefficient for low permeable soils developed with Head's method have been presented. Eight cohesive soils of different properties have been used as the material. The analysis of correlation with physical and structural parameters has been performed. An empirical equation is proposed, enabling determination of the permeability coefficient as a function of hydraulic gradient and the average diameter of pores, the latter determined with mercury porosimetry.

Keywords: low permeable soil, permeability coefficient, hydraulic gradient, mercury porosimetry

Zastosowanie termoporometrii konwolucyjnej DSC w badaniach gruntów spoistych

Tomasz Kozłowski, Łukasz Walaszczyk

Wydział Inżynierii Środowiska, Geomatyki i Energetyki, Politechnika Świętokrzyska w Kielcach, e-mail: tomkoz@tu.kielce.pl, lukaszw@tu.kielce.pl

Streszczenie: W pracy zaproponowano metodę termoporometrii konwolucyjnej, dzięki której można uzyskać rozkład wielkości porów w wilgotnych gruntach spoistych. Zastosowano dekonwolucję stochastyczną sygnału DSC w celu uzyskania rzeczywistych efektów termicznych towarzyszących przemianom fazowym w gruntach ilastych. Podczas ogrzewania dla gruntów spoistych uzyskiwane są niewyraźne i szerokie piki DSC. Sygnał DSC jest splotem funkcji rzeczywistych efektów termicznych i funkcji aparaturowej. Układ efektów termicznych, który daje najbardziej zbliżony obliczony sygnał DSC do obserwowanego jest uznawany za rzeczywisty. Wyniki uzyskane dla próbek dwóch bentonitów (montmorylonity SWy-2 z Wyoming i STX-1b z Teksasu) przy różnych wilgotnościach wskazują na wyższą rozdzielczość i czułość niż w klasycznej termoporometrii z użyciem nieprzetworzonego sygnału DSC.

Słowa kluczowe: termoporometria, rozkład porów, dekonwolucja sygnału DSC, bentonit

1. Wprowadzenie

Materiały porowate cieszą się coraz większym zainteresowaniem w wielu dziedzinach nauki i techniki. Obecnie są wykorzystywane począwszy od budownictwa, a skończywszy na katalizie i separacji. Struktura materiałów porowatych wpływa na rzeczywisty przebieg procesów adsorpcji i filtracji. Znajomość mechanizmów rządzących filtracją w danym ośrodku gruntowym jest niezbędna dla prawidłowego modelowania tego zjawiska w odniesieniu do wielu problemów inżynierii lądowej, wodnej i środowiska. Wiele szczegółowych studiów wykazało, że to właśnie dystrybucja porów wpływa najbardziej na charakterystyki transportu cieczy w gruntach.

Bardzo szczególnym materiałem porowatym są grunty spoiste. Zmiany objętości oraz przestrzeni porowej podczas pęcznienia/skurczu stanowi poważne wyzwanie na drodze modelowania właściwości hydraulicznych takich gruntów. Dotychczas znane metody określania przestrzeni porowej, tj. porozymetria rtęciowa, sorpcja azotu, elektronowy mikroskop skaningowy i wiele innych były ograniczone do badania gruntów suchych. Jednak, jak wiadomo, wskutek nasycenia wodą pod wpływem pęcznienia struktura przestrzeni porowej może ulegać zmianie, dlatego tak ważna jest możliwość badania gruntów w stanie wilgotnym. W 1977 roku Brun [2] przedstawił metodę termoporometrii, w której charakterystyka przestrzeni porowej jest wyznaczana na drodze zamrażania cieczy w porach badanego materiału. Równanie Gibbsa-Thomsona określa relację pomiędzy zmianą temperatury zamarzania i wymiarem porów.

W ostatnich latach podejmowano próby zastosowania termoporometrii w badaniach przestrzeni porowej różnych materiałów. Pierwszym, który zastosował termoporometrię w odniesieniu do systemu woda-grunt był Homshaw w 1980 [5]. Na podstawie histerezy między temperaturą zamarzania a topnieniem wody w porach dwóch gruntów ilastych i syntetycznej włókniny, została zaprezentowana teoria mówiąca o wpływie kształtu porów

na wartości temperatur równowagowego zamarzania i topnienia. Stwierdzono, że dla większości systemów woda-ił lepsze oszacowanie dystrybucji porów otrzymuje się za pomocą analizy niskotemperaturowych endoterm (uzyskanych w trakcie ogrzewania) niż dzięki danym egzotermicznym. Autorzy [5] zajmowali się krzywą dystrybucji porów z użyciem adsorpcji azotu, porozymetrii rtęciowej oraz termoporometrii w oparciu o dane DSC (Differential Scanning Calorimetry – różnicowa kalorymetria skaningowa).

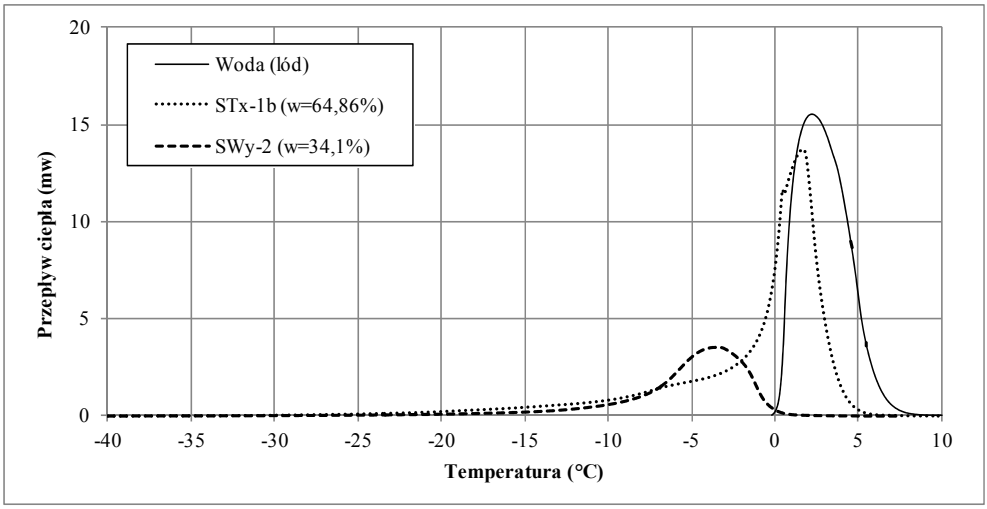
W metodzie różnicowej kalorymetrii skaningowej zakłada się ciągłą zmianę temperatury komory, w której umieszcza się badaną próbkę i próbkę odniesienia. Urządzenie rejestruje różnicę strumienia ciepła pomiędzy badaną próbką a próbką odniesienia. Taki sposób pomiaru ma jednak pewną istotną wadę. Wszystkie zdarzenia termiczne zachodzące wewnątrz próbki są rejestrowane z pewnym rozłożonym w czasie przesunięciem. Pojedynczy impuls termiczny jest przedstawiany jako pik o pewnej szerokości. Piki sąsiadujących impulsów nakładają się na siebie. Zjawisko to jest szczególnie niekorzystne w aspekcie termoporometrii, bowiem metoda ta zakłada ścisły związek funkcyjny pomiędzy wymiarem poru a temperaturą przemiany fazowej zamkniętej w nim wody. Otrzymane dane są częściowo na siebie nałożone, dlatego powoduje to pewne zafałszowanie uzyskanej krzywej dystrybucji porów. Naukowcy, którzy zajmują się termoporometrią zdają sobie sprawę z istnienia tego problemu, jednocześnie panuje powszechne przekonanie, że jest to problem metody, z którym należy się po prostu pogodzić. Próby takie, jaka została przedstawiona w pracy [3], z wykorzystaniem oprogramowania FitPeak, należą do rzadkości. Niestety program FeatPeak radzi sobie tylko z nałożonymi na siebie pikami, w których widać wyraźnie wystające wierzchołki. Na termogramach uzyskiwanych za pomocą DSC dla próbek woda-ił nie obserwuje się takiej sytuacji.

2. Metodyka

W celu uzyskania rzeczywistych efektów termicznych towarzyszących przemianom zachodzącym w próbkach należy posłużyć się metodą różnicowej kalorymetrii skaningowej. Termogramy uzyskiwane za pomocą DSC dla próbek woda-ił stwarzają wspomniany podstawowy problem. Wszystkie zdarzenia termiczne zachodzące wewnątrz próbki są rejestrowane z pewnym rozłożonym w czasie przesunięciem. Mając to na uwadze Kozłowski [7- 9] podjął próbę rozwiązania problemu, a cały związany z tym zespół technik obróbki sygnału DSC nazwał „termoporometrią konwolucyjną". Praca różnicowego kalorymetru skaningowego jest oparta na ciągłej zmianie temperatury próbki w założonym zakresie czasu. Zmianom temperatury w układzie różnicowym podlegają równocześnie naczynie z badaną próbką i naczynie referencyjne zwane odnośnikiem. Obserwowane efekty termiczne w badanym materiale powodują opóźnienie lub wyprzedzenie temperatury próbki względem temperatury odnośnika. Na rysunku 1 przedstawiono wykres mocy cieplnej względem temperatury *g(T),* który objawia się w postaci piku. Pole piku *F* pod wykresem *g(T)* mocy względem czasu równa się ciepłu obserwowanej przemiany fazowej (należy uwzględnić stałą prędkości skaningu):

$$\Delta H = \int_{Tp}^{T_k} h(T)dT \tag{1}$$

gdzie: *h(T)* oznacza funkcję mocy *g(T)* skorygowaną względem płynnej linii bazy (rys. 1), stanowiącej płynne przejście od wystąpienia przemiany fazowej do zakończenia przemiany (*h(T)=0*, gdy nie zachodzą przemiany fazowe), a T_p i T_k są oszacowanymi temperaturami początku i końca piku.



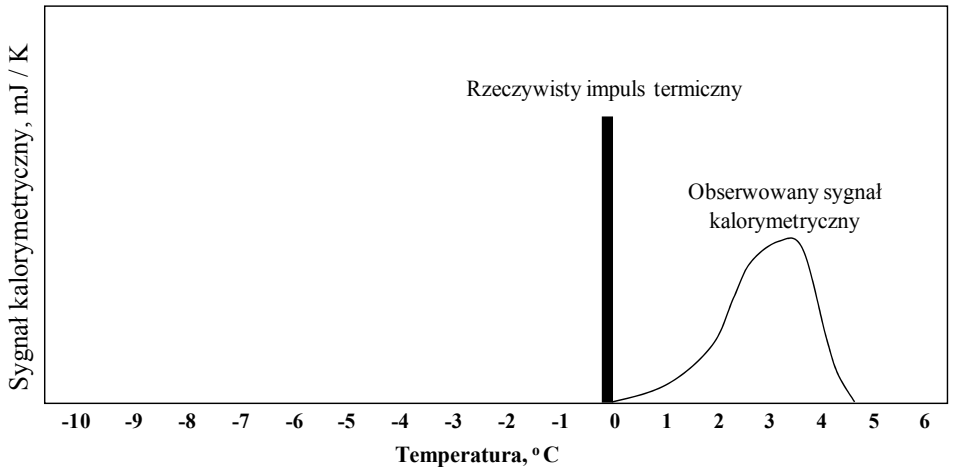
Rys. 1. Piki endotermiczne DSC

Temperatura początku przemiany fazowej jest reprezentowana jako temperatura początku piku T_p. Z uwagi na bezwładność cieplną układu, „impuls cieplny" związany z przemianą fazową w pewnej temperaturze T_0 poajwia się jako rozmyty pik na obserwowanym termogramie *g(T)*. W związku z tym, w przypadku, gdy kilka przemian fazowych zachodzi w zbliżonej temperaturze lub mamy do czynienia z tak zwaną ciągłą przemianą fazową, bezpośrednia analiza danych DSC nie pozwala na identyfikację zarówno temperatur, jak i zmian entalpii poszczególnych przejść fazowych, ze względu na nakładanie się poszczególnych pików. Dodatkowo temperatura końca piku T_k nie jest temperaturą końca przemiany fazowej. W wyniku badań uzyskuje się wyłącznie temperaturę początku przejść fazowych oraz sumaryczne ciepło wszystkich przejść fazowych. Bez względu na konstrukcję kalorymetru, termogram DSC nie odwzorowuje rzeczywistej mocy cieplnej pochłanianej przez rozmrażaną próbkę w danej temperaturze. Występowanie oporu cieplnego pomiędzy próbką a czujnikiem temperatury skutkuje rozmyciem otrzymanego piku.

Wspomniane zjawisko zostanie dokładnie przeanalizowane na przykładzie jednego endotermicznego „impulsu cieplnego" związanego z przemianą fazową pierwszego rodzaju substancji krystalicznej. Z pewną dokładnością można założyć, że rozpad sieci krystalicznej ciała stałego ma miejsce niemal natychmiast w pewnej konkretnej temperaturze T_0 zwanej punktem topnienia. Na krzywej zależności ciepła właściwego od temperatury przejawia się to istnieniem anomalii w postaci dążenia ciepła właściwego do nieskończoności (w tym przypadku ciepło właściwe jest rozumiane jako wielkość „efektywna" wraz z ciepłem przemiany). W trakcie badania kalorymetrem zamiast „funkcji rzeczywistego impulsu cieplnego" *q(T)* rejestrowana jest funkcja piku *h(T)*, wynikająca z bezwładności cieplnej układu pomiarowego. Różnica ta została zaprezentowana na rysunku 2. Większą liczbę impulsów termicznych daje pik będący superpozycją odpowiedniej liczby pików składowych, co zostało pokazane na rysunku 3.

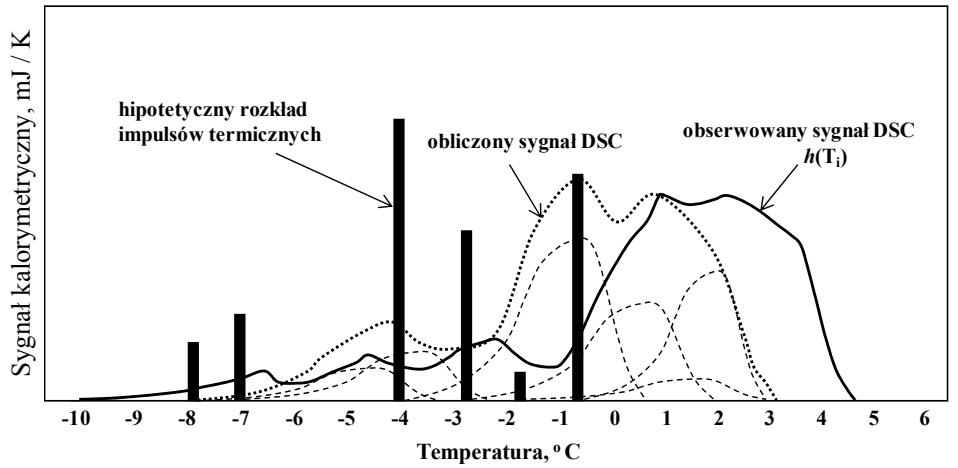
Stosując normalizację funkcji *h(T)* względem wartości impulsu Q oraz temperatury przemiany T_0, otrzymuje się tak zwaną funkcję aparaturową *f(T)*:

$$f(T-T_0)=\frac{h(T-T_0)}{Q} \tag{2}$$



Rys. 2. Odpowiedź kalorymetru *h(T)* na pojedynczy impuls termiczny *q(T)* [7]

Funkcja aparaturowa określa dystrybucję jednostkowego impulsu cieplnego na obserwowanym termogramie. Zależy ona od prędkości skaningu i musi zostać wyznaczona eksperymentalnie, ponieważ jest ściśle związana z konkretnym egzemplarzem kalorymetru.



Rys. 3. Pik zarejestrowany *h(T)* jako superpozycja odpowiedzi na kilka impulsów termicznych *q(T)* [7]

W przypadku wystąpienia wielu impulsów termicznych w różnych temperaturach *T'*, obserwowaną funkcję piku *h(T)* można przedstawić w postaci tak zwanego splotu funkcji rzeczywistych efektów *q(T)* oraz funkcji aparaturowej *f(T)*:

$$h(T)=\int_{-\infty}^{\infty} f(T-T')q(T')dT'=q(T)*f(T) \tag{3}$$

Prawą stronę równania (7) nazywa się iloczynem konwolucyjnym [6].

Problem znalezienia funkcji rzeczywistych efektów termicznych względem temperatury wiąże się z koniecznością rozwiązania równania splotu (7) ze względu na *q(T)* dla znanych funkcji *h(T)* i *f(T)*. W praktyce rozwiązanie całkowego równania splotu (7) ze względu na funkcję *q(T)* sprawia dużą trudność.

Metoda proponowana w pracy opiera się na analizie odchylenia kwadratowego obserwowanej funkcji *h(T)* od splotu funkcji aparaturowej *f(T)* z funkcją $q_i(T)$, będącą kolejnym przybliżeniem szukanej funkcji *q(T)*.

W początkowym etapie obliczeń należy dyskretyzować funkcję *f(T)* i funkcję piku skorygowanego *h(T)*. Kolejno wyznacza się średnią wartość sygnału w przedziałach ΔT_i o szerokościach 0,1 K, a następnie tę wartość przypisuje się temperaturze T_i, która jest początkiem danego przedziału. Taki zabieg stosujemy, aby wyeliminować wpływ szumu krótkookresowego. W efekcie takiego rozwiązania jest zmniejszona dokładność wyznaczania temperatury oraz aprobata na przedstawienie impulsu termicznego w postaci procesu o stałej wartości w przedziale o szerokości 0,1 K. Równanie splotu (7) można wówczas zapisać w postaci sumy wyrażeń skończonych:

$$h(T_j) = \sum_{i=1}^{n} \sum_{j=i}^{i+m} f(T_{j-i+1}) g(T_i) \Delta T_i \tag{4}$$

gdzie *n* oznacza liczbę elementów funkcji obserwowanej, zaś *m* liczbę elementów funkcji aparaturowej.

Algorytm określania najbardziej poprawnej postaci funkcji *q(T)* polega na wyznaczeniu postaci $q_k(T)$, takiej której splot wyznaczony zgodnie z (3) z funkcją aparaturową daje minimalne odchylenie kwadratowe od funkcji obserwowanej *h(T)*:

$$D_k = \sum_{i=1}^{n} (h(T_i) - h_k(T_i))^2 \tag{5}$$

gdzie $h_k(T)$ oznacza splot przybliżenia funkcji *q(T)* z funkcją aparaturową.

Rozkład rzeczywistych efektów termicznych, przedstawiony na rysunku 3 w postaci czarnych słupków, może zostać wykorzystany do analizy przestrzeni porowej. W przypadku systemu woda-grunt równania termoporometrii można opisać następującymi wzorami [4]:

$$T_f = g^{-1}\left(\frac{2\gamma}{r_p - e}\right) \tag{6}$$

$$T_m = g^{-1}\left(\frac{\gamma}{r_p - e}\right) \tag{7}$$

gdzie T_f oznacza temperaturę krzepnięcia, a T_m oznacza temperaturę topnienia wody w porze o wymiarze r_p, natomiast *e* to grubość warstwy wody związanej nie ulegającej przemianom fazowym, zaś g^{-1} to funkcja odwrotna do pewnej funkcji stanu:

$$g(T) = S_f(T_0 - T) + C_f\left(T - T_0 + T\ln\left(\frac{T_0}{T}\right)\right) \tag{8}$$

gdzie S_f to entropia topnienia na jednostkę objętości kryształu lodu, C_f różnica pojemności cieplnych wody i lodu odniesiona do jednostki objętości kryształu lodu, natomiast T_0 punkt zamarzania wody w warunkach normalnych.

Zatem równania (6) - (8) pozwalają na powiązanie temperatur przejść fazowych z wymiarami porów. Wartość efektu termicznego powiązanego z danym wymiarem poru

wykorzystuje się do określenia ilości wody podlegającej przemianie fazowej, co w efekcie pozwala na obliczenie objętości porów o danej średnicy. W tym celu konieczne jest jednak wiarygodne określenie zależności wartości utajonego ciepła przemiany w funkcji temperatury.

Możemy powiązać temperatury przemian fazowych z wymiarami porów. Znając wartości efektów termicznych w danych temperaturach, możemy je wykorzystać do określenia objętości wody podlegającej przemianie fazowej:

$$m_w(\Delta T_i) = \frac{q(\Delta T_i)}{L(T_i)} \tag{9}$$

gdzie $m_w(\Delta T_i)$ stanowi ilość wody ulegającej przemianie fazowej w przedziale ΔT_i, $q(\Delta T_i)$ to efekt termiczny odpowiadający zmianie temperatury o ΔT_i, a $L(T_i)$ to średnia wartość utajonego ciepła topnienia w przedziale ΔT_i.

Równanie (13) przy uwzględnieniu gęstości wody umożliwia wyznaczenie zmiany objętości lodu podczas rozmrażania, przy wzroście temperatury o ΔT_i:

$$V_{ice}(\Delta T_i) = \frac{q(\Delta T_i)}{L(T_i) \cdot \rho_{ice}} \tag{10}$$

W pracy [11] przedstawiono więcej szczegółów metodologii, między innymi opisano problem identyfikacji temperatur początku i końca piku oraz korekcję linii bazy ze względu na zmianę ciepła właściwego wody.

3. Materiał i procedura badawcza

Badania zostały przeprowadzone na materiałach ilastych bentonit STx-1b z Teksasu (USA) oraz bentonit SWy-2 z Wyoming (USA). Grunty te są uznawane za iły modelowe [1]. Grunty zostały zakupione w Source Clays Repository przy The Clay Minerals Society, Chantilly, Virginia, USA. Wybrane właściwości badanych bentonitów przedstawia tabela 1.

Tabela 1. Wybrane właściwości gruntów

Właściwości	Bentonit STx-1b	Bentonit SWy-2	Metoda badania
wilgotność sorpcyjna w_{50}, %	16,90	9,47	WST (Water Sorption Test)
wilgotność sorpcyjna w_{95}, %	28,76	22,68	
zewnętrzna powierzchnia właściwa S', m^2/g	98,87	55,42	
całkowita powierzchnia właściwa S, m^2/g	593,24	332,53	
frakcja pyłowa f_π, %	85,5	54,50	dyfrakcja laserowa
frakcja iłowa f_i, %	14,5	45,50	

Dostarczony grunt nie był poddawany żadnym modyfikacjom. Przygotowanie próbki gruntu polegało jedynie na zalaniu wodą demineralizowaną, w ten sposób uzyskiwano pastę gruntową. Następnie jednolitą próbkę umieszczano w naczynku Tzero™. Grunt formowano na płaską warstewkę na dnie naczynia, przykrywano wieczkiem i hermetycznie zamykano. Próbki ważono z dokładnością do 10^{-6} g i umieszczano w gnieździe kalorymetru Q200 firmy TA Instruments. Badanie polegało na ochładzaniu z prędkością 2,5 K/min do -90^oC, a następnie na ogrzewaniu z prędkością 5 K/min do $+20^oC$. Po zakończeniu eksperymentu próbkę ponownie ważono, w celu kolejnej kontroli szczelności. Po to, aby określić dokładną wilgotność próbki, wieczko naczynka nakłuwano i umieszczano pojemnik w

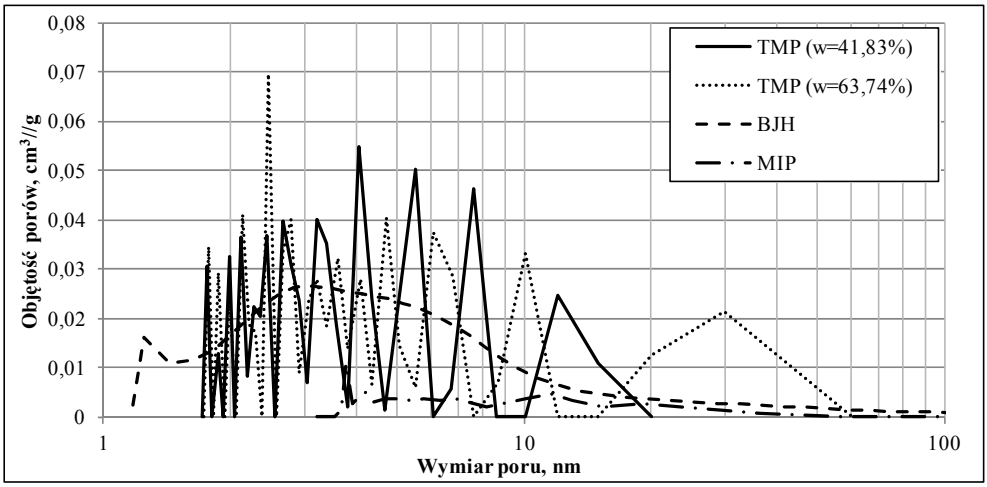
suszarce laboratoryjnej w temperaturze 110°C i suszono, aż masa wysuszonej próbki była stała. Wilgotność próbki obliczano jako procent suchej masy.

Z powodu efektu przechłodzenia, do analizy termoporometrycznej wykorzystano dane otrzymane w trakcie ogrzewania. Początek piku zazwyczaj obserwowano około −40°C. Temperatura końca piku zależała pośrednio od wilgotności (która ma wpływ na bezwładność urządzenia), a bezpośrednio od temperatury końca topnienia sprzężonej z wilgotnością [10].

W celu zweryfikowania metody termoporometrii konwolucyjnej (TMP), uzyskane wyniki porównano z wynikami uzyskanymi metodą adsorpcji azotu i porozymetrii rtęciowej. Należy zaznaczyć, że badania wspomnianymi metodami porównawczymi były przeprowadzane na suchych gruntach, dlatego też wyniki nie są w pełni porównywalne.

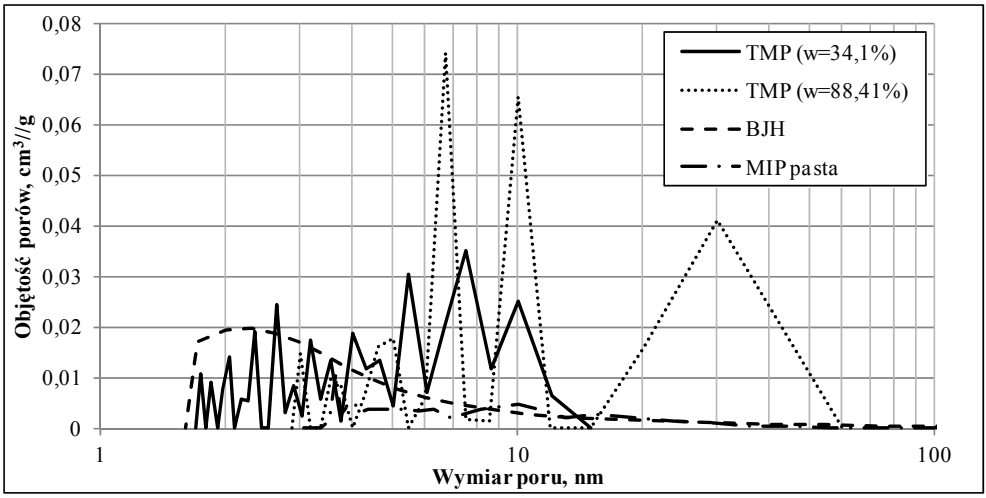
4. Wyniki badań

Biorąc pod uwagę uzyskane krzywe różnicowe rozkładów porów (rys. 4 i 5) należy stwierdzić, że metoda termoporometrii konwolucyjnej daje wiarygodne i racjonalnie uzasadnione wyniki. Wraz ze zwiększeniem wilgotności obserwuje się wzrost wymiarów porów na skutek pęcznienia. Należy podkreślić wyjątkową zbieżność uzyskanych wyników dla próbek o zbliżonych wilgotnościach zarówno dla SWy-2, jak i dla STx-1b (rys. 6).

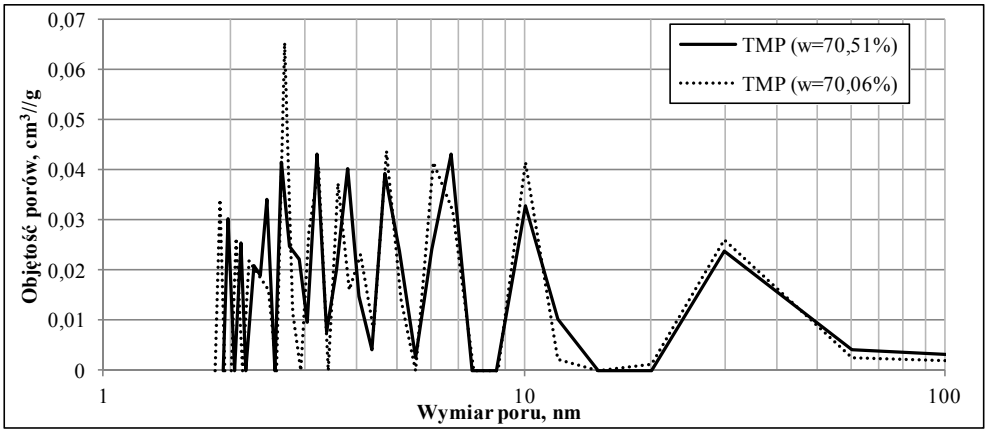


Rys. 4. Przykładowe krzywe różnicowe rozkładu porów uzyskane metodą termoporometrii konwolucyjnej dla dwóch próbek o różnej wilgotności oraz metodami BJH i MIP dla bentonitu STx-1b

Krzywe różnicowe obliczone metodą TMP mają ostre piki, co może świadczyć o bardziej ostrych zmianach liczby porów. Rozkład rzeczywistych efektów termicznych w niektórych temperaturach sugeruje, że nie doszło w niej do przemiany fazowej. Sytuacja z zerowymi wartościami ma wielokrotnie miejsce. Najprawdopodobniej powodem tego jest nieciągły rozkład wymiarów porów. Należy zaznaczyć, że może to być związane z wadami TMP, czyli ograniczeniem do 1/560 części całkowitego efektu termicznego towarzyszącego przemianie fazowej w danej próbce. Natomiast trzeba pamiętać, że przy podziale na ułamkowe części 1/1120 efektu, w miejscu wystąpienia wartości zerowej mogłaby się znaleźć co najwyżej jedna taka część. Mimo to należy zaznaczyć, że uzyskane wyniki TMP jednoznacznie wskazują na nierównomierny rozkład wielkości porów, przeciwnie niż pokazują analizy BJH adsorpcji azotu.



Rys. 5. Przykładowe krzywe różnicowe rozkładu porów uzyskane metodą termoporometrii konwolucyjnej dla dwóch próbek o różnej wilgotności oraz metodami BJH i MIP dla bentonitu SWy-2



Rys. 6. Krzywe różnicowe rozkładu porów uzyskane metodą termoporometrii konwolucyjnej dla dwóch próbek bentonitu Stx-1b o bardzo zbliżonej wilgotności

Metoda porozymetrii rtęciowej MIP wykazuje istnienie pików na krzywych różnicowych w dużym stopniu pokrywających się z pikami termoporometrii TMP, zwłaszcza otrzymanymi dla próbek o najniższych wilgotnościach. W szczególności dotyczy to piku ok. 10 nm, obserwowanego zarówno w SWy-2, jak i w STx-1b. Główną wadą metody MIP pozostaje mało imponująca dolna granica pomiaru ok. 3 nm. Jej główną zaletą jest natomiast niska dolna granica stosowalności. Jednak jak pokazują rozkłady dla bentonitu z Wyoming (rys. 5), dolna granica w przypadku TMP może nie odbiegać od BJH pod warunkiem, że badana próbka jest odpowiednio sucha. Pokazane na rysunku 5 wyniki dla próbki o wilgotności 34,10% dają informację o porach od 1,74 nm. Interesujące, że topienie próbki bentonitu z Teksasu o wilgotności 41,83% wykazało obecność porów o średnicach 1,76 nm. Te dwie próbki reprezentują grunty w konsystencji zwartej, poniżej granicy plastyczności, są więc w pełni porównywalne. Jednak w przypadku bentonitu z Teksasu metoda BJH wykazała istnienie znaczącej frakcji mikroporów o wymiarach

1,24 nm, manifestującej się ostrym pikiem na początku rozkładu BJH. Taki wymiar porów będzie odpowiadał temperaturze topnienia równej -66°C. Nie zaobserwowano żadnej zmiany sygnału obserwowanego podczas ogrzewania przy tak niskich temperaturach. Teoretycznie, takie obserwacje byłyby możliwe zwłaszcza przy dużych prędkościach skaningu ($10\ K \cdot min^{-1}$ i wyższych).

5. Wnioski

1. Zastosowanie metody dekonwolucji stochastycznej do analizy sygnału DSC umożliwia uzyskanie rozkładu rzeczywistych impulsów cieplnych *q(T)* zaabsorbowanych przez zamarzniętą próbkę gruntu w procesie ogrzewania. Opiera się ona na poszukiwaniu rozkładu efektów termicznych związanych z temperaturą, które w splocie z funkcją aparaturową *a(T)* dają minimalne odchylenie od funkcji obserwowanego strumienia ciepła *h(T)*.
2. Metoda termoporometrii konwolucyjnej wydaje się być odpowiednia do badania przestrzeni porowej gruntów spoistych.
   Główne zalety termoporometrii konwolucyjnej:
   (a) możliwość badania gruntów spoistych przy obecności wody,
   (b) wyeliminowanie błędów związanych z rozmyciem sygnału DSC,
   (c) szeroki efektywny zakres badanych średnic porów: 1 – 600 nm,
   (d) metoda uwzględnia temperaturową zależność ciepła topnienia.

   Główne wady metody:

   (a) wyjątkowo czasochłonne (dla jednej próbki 1-6 tygodni),
   (b) zależność rozdzielczości od wilgotności,
   (c) konieczność dyskretyzacji sygnału do przedziałów o szerokościach 1 K, co prowadzi do zmniejszenia rozdzielczości,
   (d) problematyczne wartości wyników dla porów powyżej 60 nm.
3. Uzyskane wyniki świadczą o nieciągłym charakterze rozkładu wymiarów porów w systemach woda-ił.

Literatura

1. Bergaya F., Lagaly G., 2001. Surface modification of clay minerals, Applied Clay Science 19, 1-30.
2. Brun M., Lallemand A., Quinson J.F., Eyraud Ch., 1977. A new method for the simultaneous determination of the size and the shape of pores: the thermoporometry, Thermochimica Acta 21, 59-88.
3. Fashandi H., Karimi M., 2012. Characterization of porosity of polystyrene fibers electrospun at humid atmosphere, Thermochimica Acta 547, 38-46.
4. Fen-Chong T., Fabbri A., Azouni A., 2006. Transient freezing-thawing phenomena in water-filled cohesive porous materials. Cold Regions Science and Technology 46, 12-26.
5. Homshaw L.G., Cambier P., 1980. Wet and dry pore size distribution in a kaolinitic soil before and after removal of iron and quartz, European Journal of Soil Science 31, 415-428.
6. Höhne G.W.H., Hemminger W.F., Flammersheim H.-J., 2003. Differential Scanning Calorimetry, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg New York.
7. Kozłowski T., 1997. Skład fazowy wody w gruntach spoistych poniżej 0°C, Monografie, studia, rozprawy 6, PŚk, Kielce.
8. Kozlowski T., 2003. A comprehensive method of determining the soil unfrozen water curves. 1. Application of the term of convolution, Cold Regions Science and Technology 36, 71-79.

9. Kozlowski T., 2003. A comprehensive method of determining the soil unfrozen water curves. 2. Stages of the phase change process in frozen soil–water system, Cold Regions Science and Technology 36, 81-92.
10. Kozlowski T., 2004. Soil freezing point as obtained on melting, Cold Regions Science and Technology 38, 93-101.
11. Kozlowski T., Walaszczyk Ł., 2014. Analyzing Expanding Clays by Thermoporometry Using a Stochastic Deconvolution of the DSC Signal, Clays and Clay Minerals, Vol. 62, No. 5, 386-402.

The application of convolution thermoporometry DSC during the analysis of the cohesive soils

Tomasz Kozłowski, Łukasz Walaszczyk

Faculty of Environmental Engineering, Geomatics and Power Engineering,
Kielce University of Technology,
e-mail: tomkoz@tu.kielce.pl, lukaszw@tu.kielce.pl

Abstract: A version of the thermoporometry dedicated to analyzing the pore network of expanding clays is proposed in the paper. The blurred, wide DSC peak obtained during melting of a frozen clay sample is processed by the use of a deconvolutive analysis based on the searching for such a temperature distribution of "pulse-like heat events" that, convoluted with the apparatus function, gives a minimal deviation from the observed heat flux function, i.e. the calorimetric signal. As a result, a sharp thermogram is obtained and can be easily transformed into the pore distribution curve. The results, obtained for samples of two source clays (montmorillonites SWy 2 from Wyoming and STx-1b from Texas) with different water content, indicate a higher resolution and sensitivity than the classical thermoporometry using the unprocessed DSC signal. Phenomena corresponding to the evolution of the pore network as a function of the water content have been detected in samples of high water contents subjected to free drying prior to the experiments.

Keywords: thermoporometry, pore size distribution, DSC signal deconvolution, source clays; bentonites

Wyznaczanie parametrów przepływu wody w gruntach spoistych na podstawie badań in situ

Mariusz Lech, Marek Bajda, Katarzyna Markowska-Lech

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska,
Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie,
e-mail: mariusz_lech@sggw.pl,marek_bajda@sggw.pl,
katarzyna_markowska_lech@sggw.pl

Streszczenie: Rozpoznanie budowy podłoża i jego parametrów odkształceniowych, wytrzymałościowych i filtracyjnych stanowi bardzo ważny element w praktyce inżynierskiej. Badania *in situ* umożliwiają szybkie otrzymanie niezbędnych w projektowaniu parametrów podłoża, w tym m.in. parametrów związanych z przepływem wody w gruncie (współczynnika filtracji i współczynnika konsolidacji). W pracy przedstawione zostały wyniki badań sondami CPTU, dylatometrem Marchettiego i systemem do monitoringu wód podziemnych BAT. Badania przeprowadzone na dwóch obiektach badawczych obejmowały pomiary rozpraszania wzbudzonej nadwyżki ciśnienia wody w porach. Ponadto, przedstawiono metody interpretacji badań proponowane w literaturze przez różnych autorów i dokonano porównania tych metod.

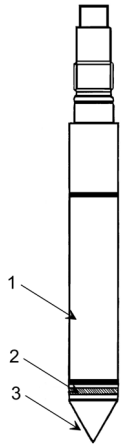
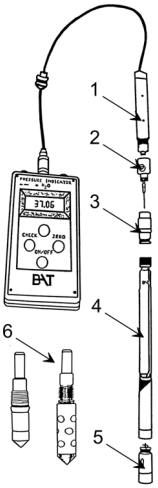
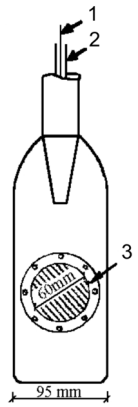
Słowa kluczowe: współczynnik filtracji, współczynnik konsolidacji, CPTU, DMT, BAT, grunty spoiste

1. Wprowadzenie

W ostatnich latach określaniem przepuszczalności hydraulicznej gruntów drobnoziarnistych zajmują się w zasadzie wszystkie ośrodki geotechniczne. Wzrost zainteresowania tą właściwością wynika głównie z powstania nowego działu geotechniki – geotechniki środowiskowej. Badaniem wpływu na przepuszczalność hydrauliczną czynników związanych z właściwościami przepływającej cieczy (np. lepkość i gęstość), jak i ośrodka gruntowego (np. wskaźnik porowatości, naprężenie efektywne, stopień nasycenia wodą) zajmują się zarówna geotechnicy, jak i hydrogeolodzy.

Metody badań przepuszczalności hydraulicznej gruntów można podzielić na bezpośrednie, w tym terenowe i laboratoryjne oraz pośrednie. W przypadku badań gruntów drobnoziarnistych metody bezpośrednie wymagają długotrwałych obserwacji przepływu cieczy i nie zawsze mogą być zaakceptowane. Metody pośrednie wykorzystują sprawdzone zależności korelacyjne pomiędzy przepuszczalnością hydrauliczną a łatwym do określenia parametrem. Do metod pośrednich należy zaliczyć określanie przepuszczalności hydraulicznej z badań konsolidacyjnych, w których wyznacza się współczynnik konsolidacji c_v, na podstawie analizy rozpraszania w czasie ciśnienia wody w porach (np.: [1-3]). Metoda pośrednia określania przepuszczalności hydraulicznej w warunkach *in situ* wykorzystywana jest również w sondowaniach CPTU i DMT, natomiast badanie przyrządem BAT oparte jest na pomiarze ilości wypływającej/wpływającej wody do/z ośrodka (tab. 1).

Tabela 1. Schematy sond geotechnicznych stosowanych w badaniach

Schemat urządzenia	Nazwa i opis	Zastosowanie
	Sonda CPTU 1 – tuleja cierna, 2 – porowaty filtr, 3 – stożek Badanie sondą CPTU polega na wciskaniu z prędkością 2 cm/s stożkowej końcówki w grunt. Stożek zainstalowany na końcu zestawu żerdzi ma kąt 60^o i powierzchnię przekroju 10 lub 15 cm^2. W trakcie badania rejestrowane są co 2 cm zagłębienia następujące dane: głębokość, czas, opór stożka (q_c), tarcie gruntu na tulei (f_s), wzbudzone ciśnienie wody w porach (u_2) i kąt odchylenia zestawu żerdzi od pionu.	✓ Rozpoznanie rodzaju gruntu; ✓ Określenie parametrów gruntów: stopnia zagęszczenia (I_D), stopnia plastyczności (I_L), wytrzymałości na ścinanie (τ_{fu}), naprężenia prekonsolidacji (σ_p'), współczynnika prekonsolidacji (OCR), współczynnika parcia spoczynkowego (K_0), modułów: ściśliwości (M), odkształcenia (E) ścinania (G_0) oraz współczynnika filtracji (k_h) i konsolidacji poziomej (c_h); ✓ Określenie prędkości fali poprzecznej (V_s) i podłużnej (V_p), przewodności elektrycznej (EC) (SCPTU i RCPTU)
	System BAT 1 – przetwornik ciśnienia, 2 – zbiornik zakończony igłą, 3 – tuleja redukcyjna, 4 – szklany pojemnik, 5 – tuleja prowadząca, 6 – stożki. System pomiarowy BAT umożliwia przeprowadzenie monitoringu środowiska wodno-gruntowego i określenie parametrów przepływu wody w warunkach in situ. Jednostką pomiarową jest zestaw membran, igieł, szklanych zbiorników oraz przetwornika ciśnienia.	✓ Pobieranie próbek wody lub powietrza, ✓ Pomiar wartości ciśnienia porowego (dodatniego i ujemnego - u), ✓ Pomiar współczynnika filtracji (k_h), ✓ Pomiar ciśnienia „pęknięcia” hydraulicznego,
	Dylatometr Marchettiego (DMT) 1 – przewód stalowy, 2 – przewód pneumatyczny, 3 – membrana. Dylatometr Marchettiego składa się z płaskiej, stalowej łopatki o szerokości 95 mm połączonej pneumatycznym przewodem z jednostką kontrolno-pomiarową. W centralnej części łopatki zainstalowana jest elastyczna membrana, którą odkształca się za pomocą gazu. Badania polegają na wciskania łopatki w podłoże i wykonaniu pomiarów trzech wartości ciśnień, które umożliwiają wyznaczenie wskaźników dylatometrycznych stanowiących podstawę określenia parametrów badanego gruntu.	✓ Rozpoznanie rodzaju i stanu gruntu; ✓ Określenie następujących parametrów gruntów: I_D, I_L, τ_{fu}, σ_p', OCR, K_0, M, E, G_0, k_h, c_h ✓ Określenie V_s, V_p^* (SDMT) * oznaczenia symboli jak w przypadku sondy CPTU

2. Metodyka i zakres badań

W trakcie wykonywania badań sondami statycznymi (CPTU, DMT) powstają duże wartości nadwyżki ciśnienia wody w porach (Δu). Określenie parametrów filtracyjnych gruntów polega na pomiarach rozpraszania ciśnienia wody w porach wzbudzonego podczas wciskania sondy i zależnego od współczynnika filtracji ośrodka, jak również od współczynnika konsolidacji poziomej [2].

Wyniki testu rozpraszania z badań CPTU przedstawiane są w postaci zależności pomiędzy logarytmem lub pierwiastkiem kwadratowym z czasu i znormalizowanym ciśnieniem porowym [1]. Krzywe rozpraszania ciśnienia wody w porach z badań CPTU mogą mieć charakter standardowy (monotoniczny) tzn. nadwyżka ciśnienia porowego zanika od momentu zatrzymania końcówki lub charakter niestandardowy (*dilatory dissipation*) [2]. Taka niestandardowa reakcja obserwowana jest w gruntach silnie prekonsolidowanych i spękanych, gdzie po rozpoczęciu badania następuje dalszy wzrost ciśnienia wody w porach, a dopiero później, po osiągnięciu wartości maksymalnej, zmniejsza się. W badaniach dylatometrycznych współczynnik konsolidacji poziomej c_h można wyznaczyć stosując, dwie metody: metodę DMTA lub metodę DMTC [4]. W metodzie DMTA wykorzystywane są pomiary rozpraszania w czasie odczytu A (ciśnienie kontaktu membrany z gruntem – początkowe) i na podstawie jego przebiegu w skali logarytmicznej określeniu czasu (T_{flex}) przegięcia krzywej A-log t. W metodzie DMTC wykorzystywany jest pomiar rozpraszania w czasie odczytu C.

Badanie przepuszczalności hydraulicznej za pomocą sondy BAT polega na wtłaczaniu wody z jednostki pomiarowej („out flow test") do otaczającego gruntu przez końcówkę filtrującą lub pobieraniu wody gruntowej z otaczającego gruntu („in flow test"). Rejestrując zmiany ciśnienia wody w zbiorniku sondy BAT w trakcie badania możemy obliczyć po ustabilizowaniu odczytów współczynnik filtracji [5]. W tabeli 2 zestawione zostały zależności pozwalające wyznaczyć współczynniki konsolidacji i filtracji na podstawie badań sondami CPTU, DMT i BAT.

Tabela 2. Zależności do określania parametrów filtracyjnych stosowane w obliczeniach

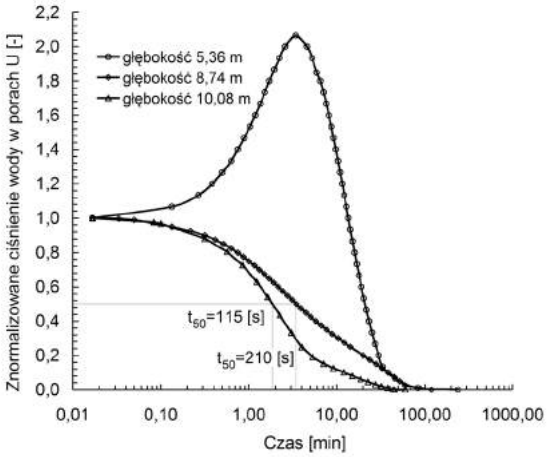
	Wzór		Autor i rok	Objaśnienia
CPTU	$c_h = \frac{T_{50} \cdot r_0^2}{t_{50}}$	(1)	Torstensson [5]	c_h – współczynnik konsolidacji [m^2/s]; k – współczynnik filtracji [m/s]; t_{50} – czas 50% rozproszenia nadwyżki wody w porach [s]; T_{50} – czynnik czasu [-], (u_2-T_{50}=1,2; Gupta i Davidson 1986); T^* – zmod. czynnik czasu [-], (T^*=0,245); I_R – wskaźnik sztywności gruntu (I_R=G/τ_{fu}) r_0 – promień sondy [m], (r_0=0,0178).
	$k = \frac{1}{(251 \ \ t_{50})^{1.25}}$	(2)	Parez Fauriel [6]	
	$c_h = \frac{T^* \cdot r_0^2 \cdot \sqrt{I_R}}{t_{50}}$	(3)	Teh i Houlsby [7]	
	$c_h = (1.67 \cdot 10^{-6}) \cdot 10^{1-\log t_{50}}$	(4)	Robertson [3]	
DMT	$c_h = \frac{7}{T_{flex}}$	(5)	Marchetti i Totani [4]	c_h – współczynnik konsolidacji [cm^2/s]; T_{flex} –czasu punktu przegięcia krzywej A-log t.
BAT	$k = \frac{P_0 \cdot V_0}{F \cdot t} \cdot \left[\frac{1}{P_1 \cdot P_0} - \frac{1}{P_1 \cdot P_t} + \frac{1}{P_1^2} \cdot \ln\left(\frac{P_0 \cdot P_1}{P_0} \cdot \frac{P_t}{P_t - P_1} \right) \right]$ (6)		Torstensson [5]	k – współczynnik filtracji [m/s]; P_0 – początkowe ciśnienie w zbiorniku [m], t – czas [s]; u_0 – ciśnienie wody w porach [m]; P_t – ciśnienie w czasie t [m]; F – stała filtra [-].

Badania parametrów filtracyjnych przeprowadzone były w gruntach spoistych (glinach i iłach) na dwóch obiektach badawczych zlokalizowanych na terenie Warszawy. Na terenie Kampusu SGGW zostały przeprowadzone badania rozpraszania ciśnienia wody w porach w glinach sondą CPTU na trzech wybranych głębokościach. Zakres badań przeprowadzonych na poligonie badawczym Stegny obejmował badania rozpraszania CPTU, DMT (typu A) oraz badania systemem BAT. W pracy przedstawione zostały wyniki badań iłów z głębokości 8,2 m.

Pierwszy obiekt, w podłożu którego prowadzone były badania – Kampus SGGW – zlokalizowany jest na wysoczyźnie morenowej. Powierzchniową warstwę podłoża stanowią piaski gliniaste i pyły w stanie twardoplastycznym. Poniżej do głębokości ok. 6 m występują gliny piaszczyste brązowe w stanie twardoplastycznym przeławicone piaskami gliniastymi. Pod glinami piaszczystymi brązowymi zalegają gliny piaszczyste szare w stanie twardoplastycznym i półzwartym i spąg tej warstwy dochodzi do 10 m. Pod glinami piaszczystymi szarymi zalegają bardzo zagęszczone piaski, drobne i średnie. Drugi obiekt (Stegny) zlokalizowany jest na terenie dzielnicy Mokotów na czwartorzędowym tarasie nadzalewowym Wisły. W profilu utworów czwartorzędowych do głębokości 4,3 m występują piaski drobne i średnie. Pod utworami czwartorzędowymi znajdują się osady, które reprezentowane są przez kompleks iłów pstrych z soczewkami i warstwami piasków. Profil osadów plioceńskich rozpoczyna warstwa iłu ciemnoszarego i brązowego w stanie twardoplastycznym, następnie od głębokości 7,7m zalega warstwa iłu płomienistego również w stanie twardoplastycznym i od głębokości 8,9 m zaczynają się iły pstre w stanie półzwartym.

3. Wyniki badań

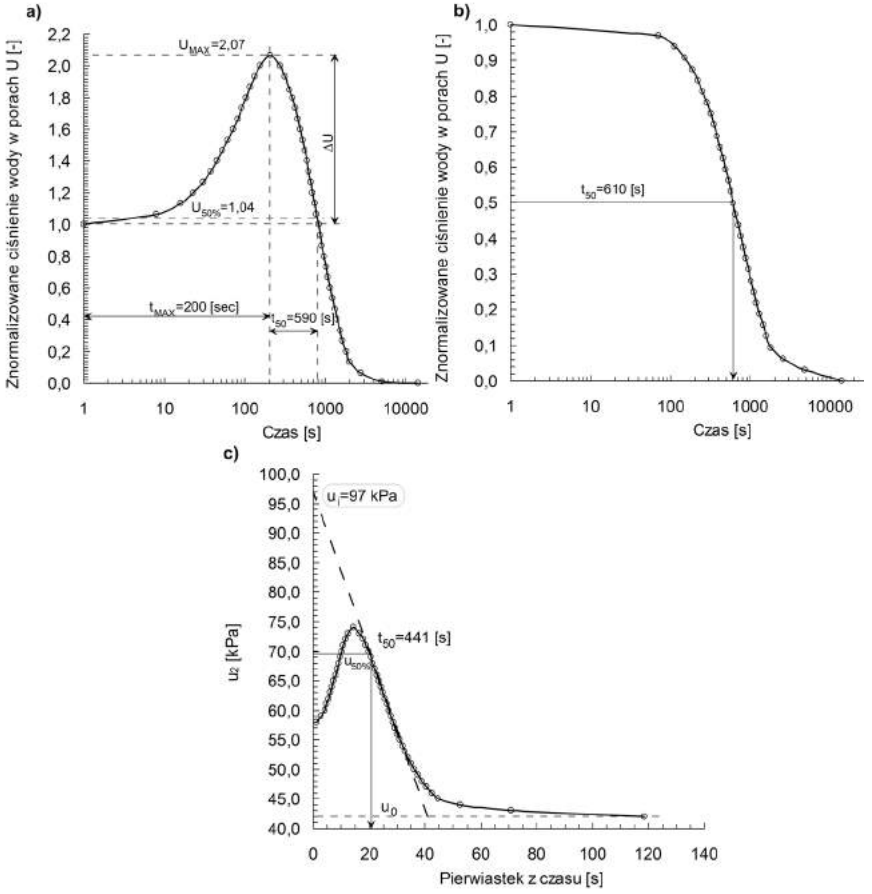
Na rysunku 1 przedstawione zostały wyniki badania rozpraszania wzbudzonej nadwyżki ciśnienia wody w porach otrzymane w glinach na terenie Kampusu SGGW.



Rys. 1. Krzywe rozpraszania wzbudzonej nadwyżki ciśnienia wody w porach glin – Kampus SGGW

Dwie krzywe rozpraszania z głębokości 8,74 m i 10,08 m są krzywymi standardowymi i w tym przypadku wyznaczenie czasu 50% rozproszenia wzbudzonego ciśnienia t_{50} nie stanowiło problemu. Czasy te zostały wyznaczone jako 115 i 210 sekund. W przypadku rozpraszania niestandardowego Sully i in. [8] oraz Chai i in. [9] zaproponowali trzy proste metody korekty krzywych. Rozwiązania zaproponowane przez powyższych autorów zostały przedstawione na rysunku 2. Wyniki obliczeń współczynników konsolidacji i filtracji dla

glin z kampusu SGGW zostały zamieszczone w tabeli 3 (przy rozpraszaniu standardowym) i 4 (rozpraszanie niestandardowe).



Rys. 2. Skorygowane krzywe rozpraszania nadwyżki ciśnienia wody w porach glin z głębokości 5,36 m metodami: a) Chai i in. [9], b) i c) Sully i in. [8]

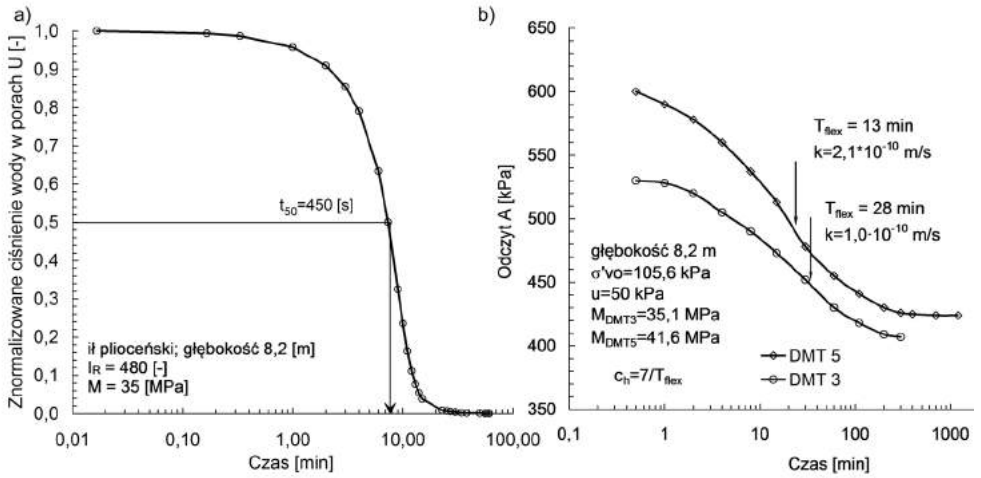
Tabela 3. Wyniki obliczeń współczynnika konsolidacji i współczynnika filtracji glin – kampus SGGW

z [m]	Wzór	Parametry do obliczeń	c_h [m^2/s]	k_h [m/s]
8,74	(1)	t_{50} = 210 [s] T* = 0,245 [-] T_{50} = 1,2 [-] I_R = 510 [-] M = 88 [MPa]	$1{,}8\cdot10^{-6}$	$2{,}1\cdot10^{-10}$
	(2)		-	$1{,}3\cdot10^{-8}$
	(3)		$8{,}3\cdot10^{-6}$	$9{,}5\cdot10^{-10}$
	(4)		$4{,}8\cdot10^{-6}$	$5{,}4\cdot10^{-10}$
10,08	(1)	t_{50} = 115 [s] I_R = 510 [-] M = 95 [MPa]	$8{,}4\cdot10^{-6}$	$1{,}1\cdot10^{-9}$
	(2)		-	$8{,}6\cdot10^{-8}$
	(3)		$3{,}9\cdot10^{-6}$	$5{,}2\cdot10^{-9}$
	(4)		$2{,}2\cdot10^{-5}$	$3{,}0\cdot10^{-9}$

Tabela 4. Wyniki obliczeń współczynnika konsolidacji i współczynnika filtracji glin z kampusu SGGW na podstawie krzywej rozpraszania niestandardowego

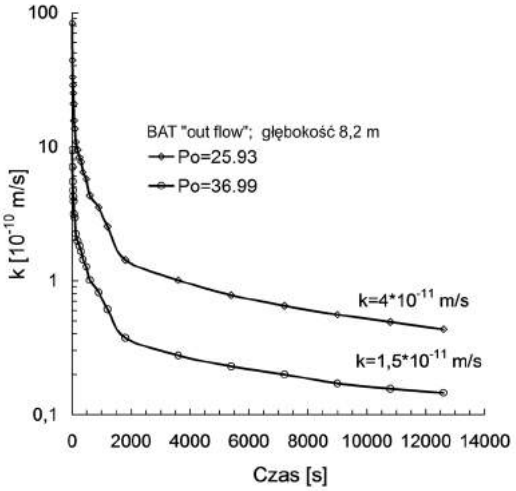
Wzór	Parametry do obliczeń	t_{50} = 45[s] w/g schematu rys. 2a Chai i in. [9]		t_{50} = 610[s] w/g schematu rys. 2b Sully i in. [8]		t_{50} = 441[s] w/g schematu rys. 2c Sully i in. [8]	
		c_h [m^2/s]	k_h [m/s]	c_h [m^2/s]	k_h [m/s]	c_h [m^2/s]	k_h [m/s]
(1)	t_{50} – zgodnie z rys. 2 T* = 0,245 [-] T_{50} = 1,2 [-] a = 0,0178 [m] I_R = 510 [-] M = 75 [MPa]	$8{,}5\cdot10^{-6}$	$1{,}1\cdot10^{-9}$	$6{,}2\cdot10^{-7}$	$8{,}3\cdot10^{-11}$	$8{,}6\cdot10^{-7}$	$1{,}1\cdot10^{-10}$
(2)		-	$8{,}6\cdot10^{-8}$	-	$3{,}3\cdot10^{-9}$	-	$5{,}0\cdot10^{-9}$
(3)		$3{,}9\cdot10^{-5}$	$5{,}2\cdot10^{-9}$	$2{,}9\cdot10^{-6}$	$3{,}8\cdot10^{-10}$	$3{,}9\cdot10^{-6}$	$5{,}3\cdot10^{-10}$
(4)		$2{,}2\cdot10^{-5}$	$3{,}0\cdot10^{-9}$	$1{,}6\cdot10^{-6}$	$2{,}2\cdot10^{-10}$	$2{,}3\cdot10^{-6}$	$3{,}0\cdot10^{-10}$

Krzywą rozpraszania ciśnienia wody w porach iłów plioceńskich otrzymaną z badania CPTU przedstawiono na rysunku 3. Dla badanych iłów z głębokości 8,2 m czas 50% rozproszenia nadwyżki wody porach t_{50} wynosił 450 sekund (rys. 3a).



Rys. 3. Krzywa rozpraszania wzbudzonej nadwyżki ciśnienia wody w porach z badań CPTU (a) i wyniki rozpraszania DMTA z badań dylatometrycznych – iły plioceńskie; Stegny

Na rysunku 3b przedstawione zostały również wyniki badań dylatometrem Marchettiego. Z przeprowadzonych badań wynika, że iły plioceńskie na głębokości 8,2 m charakteryzują się wartościami T_{flex} w zakresie od 13 do 28 minut. W przypadku obiektu badawczego Stegny badania CPTU i DMT zostały uzupełnione badaniami systemem BAT (rys. 4), Wyniki tych badań zostały przedstawione na rysunku 4. Wyniki badań na Stegnach zostały zestawione w tabeli 5.



Rys. 4. Wyniki badań współczynnika filtracji iłów plioceńskich sondą BAT

Tabela 5. Wyniki obliczeń współczynnika konsolidacji i współczynnika filtracji iłów plioceńskich – Stegny

	Wzór	Parametry do obliczeń	c_h [m^2/s]	k_h [m/s]
CPTU	(1)	t_{50} = 450 [s] T* = 0,245 [-] T_{50} = 1,2 [-] a = 0,0178 [m] I_R = 480 [-] M = 35 [MPa]	$8{,}4\cdot10^{-7}$	$2{,}4\cdot10^{-10}$
	(2)		-	$4{,}8\cdot10^{-9}$
	(3)		$3{,}8\cdot10^{-6}$	$9{,}9\cdot10^{-10}$
	(4)		$2{,}2\cdot10^{-6}$	$6{,}3\cdot10^{-10}$
DMT	(5)	T_{flex}= 28[min] M = 35,1 [MPa]	$3{,}5\cdot10^{-7}$	$1{,}0\cdot10^{-10}$
		T_{flex}= 13[min] M = 41,6[MPa]	$8{,}7\cdot10^{-7}$	$2{,}1\cdot10^{-10}$
BAT	(6)	P_0 = 25,9	-	$4{,}0\cdot10^{-11}$
		P_0 = 36,99	-	$1{,}5\cdot10^{-11}$

4. Podsumowanie i wnioski

Sondowania CPTU i DMT oraz system BAT pozwalają określić przepuszczalność hydrauliczną gruntów drobnoziarnistych w warunkach in situ, co stanowi ich główną zaletę o dużym znaczeniu praktycznym. Badania przepuszczalności hydraulicznej są wykonywane „równolegle" z określaniem innych parametrów geotechnicznych (wytrzymałościowych, odkształceniowych i historii naprężenia).

Analiza krzywej rozpraszania standardowego z badań CPTU zarówno w przypadku glin, jak i iłów pozwala na wyznaczenie współczynników konsolidacji i filtracji tych gruntów. W przypadku glin współczynnik filtracji oscyluje w granicach $k=10^{-8} \div 10^{-10}$ m/s, przy czym porównując wyniki obliczeń można stwierdzić, że wartości obliczone na podstawie wzoru (4) proponowanego przez Pareza i Fauriela [6] są wyższe w porównaniu z pozostałymi. Ponadto, wyniki obliczeń parametrów przepływu uzyskane na podstawie analizy krzywej rozpraszania standardowego wykazują znacznie większą zbieżność niż wyniki uzyskane na podstawie analizy krzywej niestandardowej.

Iły plioceńskie występujące w podłożu poligonu badawczego Stegny są gruntami o bardzo niskiej przepuszczalności hydraulicznej rzędu 10^{-9} do 10^{-11} m/s. W tym przypadku również najwyższe wartości współczynnika filtracji z badań rozpraszania CPTU uzyskane zostały przy zastosowaniu wzoru (4). Z porównania wartości współczynnika filtracji określonego na podstawie badań różnymi sondami wynika, że najmniejsze wartości ($1{,}5 \cdot 10^{-11}$ m/s) otrzymano z badań sondą BAT. Biorąc pod uwagę, że nie jest to pomiar pośredni, jak w przypadku testów rozpraszania CPTU i DMT, wynik ten powinien być uznany za referencyjny w stosunku do pozostałych metod.

Literatura

1. Lunne T., Robertson P.K., Powell K.J.M., 1997. Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. Blackie Academic and Professional.
2. Mayne P.W., 2002. Flow properties from piezocone dissipation tests. Interpretation of In-situ tests. Georgia University.
3. Robertson P.K., 2010. Estimating in-situ soil permeability from CPT & CPTU. Gregg Drilling & Testing Inc., Signal Hill, California, USA.
4. Marchetti S., Totani G., 1989. C_h evaluations from DMTA dissipation curves. Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Foun. Eng., vol. 1, 281-286, Rio de Janeiro.
5. Torstensson B.A., 1984. A New system for groundwater monitoring. Ground Water Monitoring Review, Vol. IV, (4), pp. 131-138.
6. Parez, Faureil., 1988. La piezocone ameliorations: apportees a la reconnaissance de sols. Revue Francaise de Geot., vol. 44: 13-27.
7. Teh C.I., Houlsby G.T., 1991. An Analytical Study of the Cone Penetration Test in Clay. Geotechnique, Vol. 41, No. 1.
8. Sully J.P., Robertson P.K., Campanella R.G., Woeller D.J., 1999. An approach to evaluation of field CPTU dissipation data in overconsolidated fine-grained soils. Can. Geot. J., 36: 369-381.
9. Chai J., Sheng D., Carter J.P., Zhu H., 2012. Coefficient of consolidation from non-standard piezocone dissipation curves. Computers and Geotechnics, vol. 41, 13-22

The determination of permeability parameters in cohesive soils based on in-situ tests

Mariusz Lech, Marek Bajda, Katarzyna Markowska-Lech

Faculty of Civil and Environmental Engineering, Warsaw University of Life Sciences WULS – SGGW, e-mail: mariusz_lech@sggw.pl, marek_bajda@sggw.pl, katarzyna_markowska_lech@sggw.pl

Abstract: Permeability parameters are very important for estimating rates of settlement in foundation loading or embankment construction. This paper presents the results of CPTU, DMT and BAT tests carried out on clayey soils in Warsaw along with the interpretation and comparison of results obtained with different computational approaches. The hydraulic conductivity of tested soils are in range of 10^{-8} m/s to 10^{-10} m/s (CPTU and DMT), while the hydraulic conductivity using BAT probe is in range of 10^{-11} m/s (pliocene clay). The results of in-situ tests confirmed that the BAT, CPTU and DMT tests are useful engineering tools for estimation of hydraulic conductivity of soils with low permeability.

Keywords: coefficient of permeability and consolidation, CPTU, DMT, BAT

Ocena ekspansywności wybranych iłów neogeńskich rejonu Raciborza

Marzena Lendo-Siwicka, Karina Niedźwiedzka, Małgorzata Wdowska

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska,
Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie,
e-mail: marzena_lendo_siwicka@sggw.pl, karina_niedzwiedzka@sggw.pl,
malgorzata_wdowska@sggw.pl

Streszczenie: W projektowaniu fundamentów posadowionych na gruntach ekspansywnych należy przeprowadzić: wstępną identyfikację podłoża gruntowego, ocenić ekspansywne właściwości gruntów, określić prawdopodobne warunki zmian objętości i opracować alternatywne rozwiązania projektowe uwzględniające ekspansywność gruntów [1].

Istnieje wiele metod identyfikacji i klasyfikacji gruntów ekspansywnych, przy czym zazwyczaj stosowane metody można podzielić na 3 grupy: identyfikacja mineralogiczna, metody bezpośrednie oraz metody pośrednie. Powszechnie stosowaną praktyką jest określanie potencjału gruntów do pęcznienia na podstawie metod pośrednich wykorzystując właściwości fizyczne badanych gruntów, jak np. granice Atterberga, wskaźnik plastyczności (I_P) czy zawartość frakcji ilastej (f_I). W celu uwiarygodnienia klasyfikacji gruntów ekspansywnych należy metodami bezpośrednimi zbadać ciśnienie pęcznienia, które może być wyznaczane w laboratoryjnych badaniach edometrycznych lub konsolidometrycznych za pomocą następujących metod: serii próbek, stopniowego obciążania spęczniałej próbki oraz stałej objętości próbki.

W pracy przedstawiono wyniki laboratoryjnych badań edometrycznych naturalnych prekonsolidowanych iłów neogeńskich pochodzących z okolic Raciborza wykonane w celu określenia ciśnienia pęcznienia.

Słowa kluczowe: iły neogeńskie, ekspansywność, ciśnienie pęcznienia, aktywność

1. Wstęp

Zmiana nomenklatury stratygraficznej, a w konsekwencji usunięcie przez Międzynarodową Komisję Stratygrafii okresu trzeciorzędu, może doprowadzić do pewnych nieścisłości w nazewnictwie różnych genetycznych typów gruntów spoistych. Nazwa tego okresu została zastąpiona przez terminy paleogen i neogen. Grunty wcześniej nazywane trzeciorzędowymi mogą nosić dziś nazwę gruntów paleogeńsko-neogeńskich (iły oligoceńskie, mioceńskie, plioceńskie, miopliocenskie) lub w zależności od czasu, w którym powstały przybierają nazwę odpowiadającego mu okresu.

Analizowane w pracy grunty nazywane są iłami neogeńskimi. Grunty te zazwyczaj nie występują na powierzchni terenu (pokrywają je utwory czwartorzędowe), jednakże w wielu przypadkach stanowią strefę aktywnego podłoża budowlanego. Zakres ich występowania na terenie Polski przedstawiono na rysunku 1.

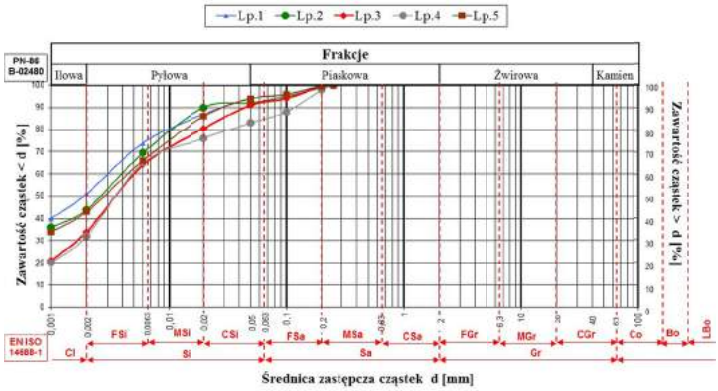
Rys. 1. Zasięg występowania iłów neogeńskich (Izdebska-Mucha, Wójcik, 2014)

Grunty neogeńskie charakteryzują się różną genezą. Wyróżnia się iły morskie (oligoceńskie i mioceńskie), jak również te powstałe w śródlądowym wysychającym zbiorniku (iły plioceńskie). Grunty badane w niniejszym artykule pobrane zostały z okolic Raciborza. Obszar ten należy do Kotliny Raciborskiej, która powstała poprzez obniżenie terenu w kenozoiku a następnie w miocenie zalana została przez morze. Po wycofaniu się z terenu wody jako pozostałość po tym zjawisku zostały duże pokłady piasków, wapieni i iłu. Nad tymi utworami znajdują się utwory osadowe pochodzenia lądowego położone na głębokości 20-150 metrów (plastyczne lub zwięzłe iły – możliwe wkładki iłów węglowych, węgli brunatnych i przewarstwienia piasków). Budowa tych iłów jest odmienna od budowy iłów rejonu północno wschodniej i centralnej Polski. Dlatego też mogą wykazywać odmienne właściwości ekspansywne. Na podstawie dotychczasowych badań stwierdza się, że iły serii poznańskiej z północno-wschodniej i centralnej części basenu, w którym sedymentowały wykazują mikrostrukturę matrycową, natomiast te z części południowo-wschodniej turbulentną, matrycową oraz matrycowo-turbulentną [2]. Na terenie Polski głównymi gruntami pęczniejącymi są iły, które różnią się znacznie ze względu na ich pochodzenie. Grunty te różnią się pod względem litofacjalnym i wykazują znaczne zróżnicowanie w składzie mineralogicznym, a co za tym idzie w potencjale pęcznienia.

W pracy dokonano oceny właściwości ekspansywnych iłów neogeńskich, które występują w południowej części Polski. Klasyfikację przeprowadzono, stosując dwa nomogramy Seeda i in. (1962) i Van der Merwego w modyfikacji Grabowskiej-Olszewskiej (1994) oraz klasyfikację tabelaryczną według Niedzielskiego (1988). Do określenia ciśnienia pęcznienia wykorzystano nomogram Vijayvergiego i Ghazzaly'ego (1973) oraz badania edometryczne. Z badań wynika, że iły neogeńskie można zakwalifikować do gruntów silnie pęczniejących, charakteryzujących się ciśnieniami pęcznienia w zakresie do 150 kPa.

2. Właściwości badanych iłów

W badaniach właściwości fizycznych gruntów występujących w analizowanym podłożu wykorzystano próbki pobrane w cienkościenne cylindry z 5 otworów badawczych. Do badań właściwości fizycznych wytypowano próbki po makroskopowej ocenie rodzaju i stanu gruntów w cylindrach. Próbki te pobrano z części cylindrycznych monolitów przeznaczonych do badań właściwości mechanicznych.
Zakres badań właściwości fizycznych był następujący: badania uziarnienia i określenie rodzaju gruntów, badania gęstości objętościowej (ρ) i gęstości objętościowej szkieletu gruntowego (ρ_d), badania wilgotności naturalnej (w_n), badania granic konsystencji: plastyczności (w_P) i płynności (w_L) oraz określenie wskaźnika plastyczności (I_P), stopnia plastyczności (I_L), wskaźnika konsystencji (I_C), badania zawartości węglanów wapnia ($CaCO_3$) i zawartości części organicznych (I_{om}). Badania składu granulometrycznego, wilgotności naturalnej i gęstości objętościowe gruntów przeprowadzono zgodnie z wytycznymi podanymi w specyfikacji technicznej PKN-CEN ISO/TS 17892-1:2009 [3] i PKN-CEN ISO/TS 17892-2:2009 [4]. Wyniki badań składu granulometrycznego zestawiono w tabeli 1.W badaniach granicy plastyczności zastosowano zasady podane w specyfikacji technicznej PKN-CEN ISO TS 17892-12:2009 [5], natomiast granicy płynności, którą określono metodą Casagrandego, zasady przedstawione w normach: ASTM D4318-84 [6] i PN-88/B-04481 [7]. Wyniki badań składu granulometrycznego zestawiono w tabeli 1 i na rysunku 2, natomiast właściwości fizycznych w tabeli 2. Na podstawie wyników badań przeprowadzono ocenę ekspansywności badanych iłów.



Rys. 2. Krzywe uziarnienia badanych iłów

Tabela 1. Wyniki badań składu granulometrycznego

Lp.	Zawartość frakcji wg PN-86/B-02480 (%) [8]				Rodz. gruntu	Zawartość frakcji wg PN-EN ISO 14688 (%) [9]				Rodz. gruntu
	f_I	f_π	f_P	$f_{(Ż+K)}$		Gr	Sa	Si	Cl	
1	51	43	6	-	I	-	5	44	51	Cl
2	44	48	8	-	I	-	7	49	44	Cl
3	34	57	9	-	I_π	-	6	60	34	siCl
4	32	50	18	-	I / I_π	-	16	52	32	siCl
5	43	50	7	-	I_π	-	5	52	43	Cl

Tabela 2. Wyniki badań właściwości fizycznych

Lp.	Głęb. próby [m]	w_n [%]	e [-]	S_r [-]	Właściwości plastyczne					I_{om} [%]	$CaCO_3$ [%]	ρ [t/m^3]	ρ_d [t/m^3]	A [-]	Is=w/w_L [-]
					w_P [%]	w_L [%]	I_P [%]	I_L [-]	I_C [-]						
1	6,0-6,6	33,87	0,95	0,93	32,57	85,20	52,63	0,025	0,975	6,09	>5	1,86	1,39	1,1	0,40
2	18,0-18,6	33,78	1,01	0,91	34,18	86,90	52,72	-0,01	1,01	3,80	4-5	1,85	1,38	1,4	0,39
3	4,5-5,1	34,15	0,89	0,92	30,58	81,08	50,50	0,07	0,93	4,70	<1	1,87	1,39	1,7	0,42
4	7,0-7,6	31,23	0,92	0,90	26,40	72,20	45,80	0,11	0,89	2,60	<1	1,81	1,38	1,7	0,43
5	6,0-6,6	33,82	0,96	0,93	33,64	87,10	54,46	0,01	0,99	4,40	>5	1,88	1,41	1,4	0,39

Właściwości badanych iłów z terenu Raciborza porównano z wynikami dotychczasowych wybranych badań iłów pochodzących z rejonu Warszawy (tab. 3). Badane iły charakteryzują się właściwościami na ogół zbliżonymi do właściwości iłów z terenu Warszawy, jednakże należy zwrócić uwagę na wyraźnie większe wartości aktywności koloidalnej i wilgotności naturalnej.

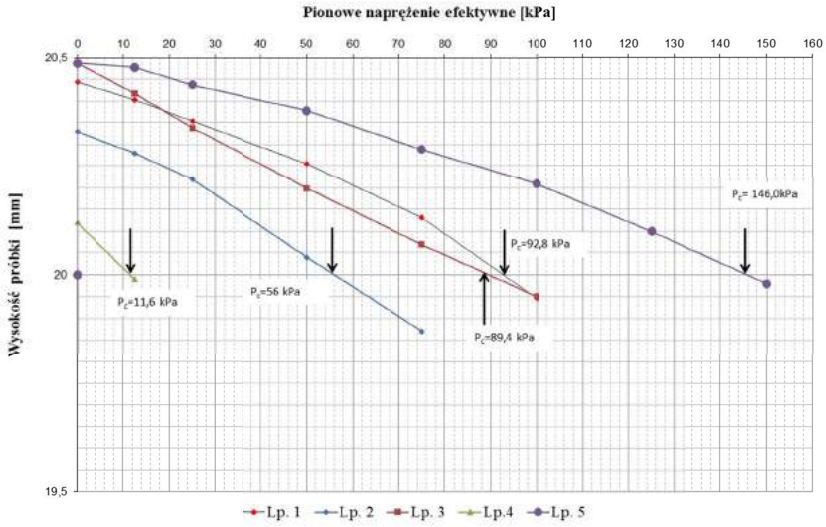
Tabela 3. Podstawowe właściwości fizyczne iłów rejonu warszawy wg różnych autorów w porównaniu z badaniami własnymi iłów neogeńskich rejonu Raciborza

Cecha	Jednostka	Frankowski [10]	Gawriuczenkow [11]	Barański [12]	Wójcik [13]	Badania własne
f_P	[%]	0-10	1-12	–	0-13	6-18
f_π	[%]	–	22-53	–	18-57	43-57
fI	[%]	29-83	41-69	13-73	30-80	32-51
ρ	[t/m3]	1,82-2,2	1,8-2,1	-	1,88-2,1	1,81-1,87
w_n	[%]	19,1-43,1	18,4-34,0	17,0-35,6	24,1-31,1	31,23-33,87
w_p	[%]	40,2-105,0	59,7-110,2	35,5-96,0	69,5-83,0	26,4-34,18
I_p	[%]	31,0-76,0	–	16,9-58,0	30,6-55,0	45,8-54,46
A	[-]	0,58-1,39	0,8-1,26	0,58-1,02	–	1,1-1,7

3. Badania ciśnienia pęcznienia

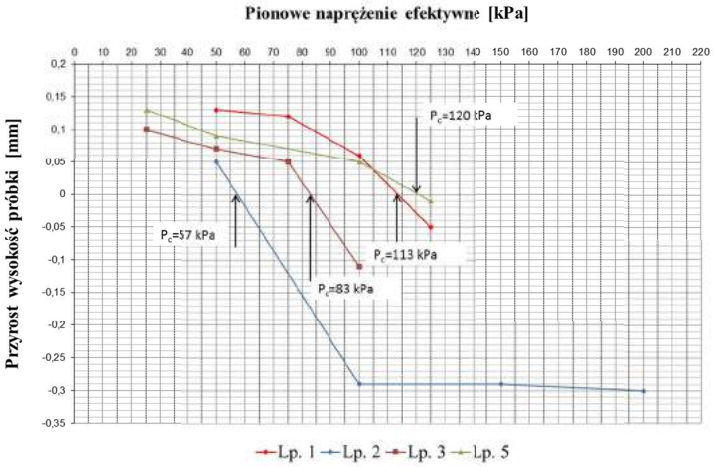
Badania edometryczne zostały przeprowadzone na próbkach gruntu o nienaruszonej strukturze (NNS). Próbki gruntu badane w edometrach miały wymiary: średnica 50 mm, wysokość 20 mm. W laboratorium próbki były wypychane z położonych poziomo cylindrów. Po makroskopowej ocenie jakości rdzenia wybierano ten segment, który był najmniej naruszony i z niego wycinano próbki do badań. Próbki gruntu do badań edometrycznych wycinano za pomocą zaostrzonego pierścienia i umieszczono w edometrach. W celu wyznaczenia właściwości ekspansywnych badanych gruntów wykonano następujące badania edometryczne:

- 5 badań edometrycznych służących wyznaczeniu ciśnienia pęcznienia metodą stopniowego obciążania spęczniałej próbki zgodnie z normą ASTM 4546 [14]. Dzięki metodzie tej wyznaczyć można zarówno odkształcenie przy swobodnym pęcznieniu, jak również wartość ciśnienia pęcznienia. Pojedynczą próbkę gruntu zalano wodą i pozwolono całkowicie spęcznieć. Po całkowitym spęcznieniu próbkę stopniowo obciążano kolejnymi stopniami obciążenia i sprowadzono do początkowej wysokości. Wartość ciśnienia pęcznienia odczytano z wykresu zależności wysokości (lub odkształcenia) próbki od pionowego naprężenia efektywnego, w miejscu przecięcia się krzywej z początkową wartością wysokości badanej próbki gruntu (rys. 3),



Rys. 3. Wysokość próbki podczas badania pęcznienia metodą stopniowego obciążania spęczniałej próbki

- 1 badanie edometryczne służące wyznaczeniu ciśnienia pęcznienia metodą stałej objętości zgodnie z normą PN-88/B-04481 [7], w której kontrolowany jest stan odkształcenia badanej próbki. W metodzie tej ciśnienie pęcznienia mierzone jest podczas nasączania gruntu wodą w warunkach uniemożliwiających odkształcenie (pęcznienie) próbki gruntu, co zgodne jest z definicją ciśnienia pęcznienia. Badania wykonuje się dla pojedynczych próbek gruntu. Po umieszczeniu próbki gruntu w edometrze podczas nasączania nie dopuszcza się do zmian wysokości próbki poprzez systematyczne przykładanie obciążenia pionowego na próbkę gruntu. Badania prowadzi się do momentu ustabilizowania się wartości obciążenia podczas nasączania próbki. Przybliżoną wartość ciśnienia pęcznienia oblicza się jako średnią arytmetyczną z wartości ostatniego obciążenia, przy którym próbka wykazywała jeszcze przyrost wysokości oraz pierwszego obciążenia, przy którym próbka wykazywała zmniejszenie wysokości,
- 4 serie badań edometrycznych służących wyznaczeniu ciśnienia pęcznienia metodą serii próbek; zgodnie z normą PN-88/B-04481 [7]. Wykonano 4 serie (4 próbki w serii). Próbki obciążono różnymi wartościami naprężenia pionowego w każdej serii badawczej. Po zadaniu obciążenia doprowadzono do próbek wodę i obserwowano zmianę wysokości próbki. Po ustabilizowaniu się zmian wysokości próbki badanie zakończono. Na podstawie zmian wysokości próbek w jednej serii badawczej określono wartość ciśnienia pęcznienia. Wyniki badań ciśnienia pęcznienia metodą serii próbek przedstawiono na rysunku 4.



Rys. 4. Zmiana wysokości próbki podczas badania pęcznienia metodą serii próbek

Badania ciśnienia pęcznienia zestawione w tabeli 4 wykazały, że iły z terenu Raciborza charakteryzują się wartościami ciśnienia pęcznienia od 11,6 do 146,0 kPa, przy czym najmniejsze wartości ciśnień pęcznienia wynoszące 11,6 i 18,75 kPa uzyskano z badań próbek iłów przewarstwionych gruntami piaszczystymi. Dla jednorodnych próbek iłu ciśnienia pęcznienia wynoszą w zakresie 56,0 do 146,0 kPa z badań stopniowego obciążania spęczniałej próbki i w zakresie 57,0 do 120,0 kPa z badań metodą serii próbek.

Tabela 4. Ciśnienie pęcznienia badanych gruntów

Lp.	Głębokość próby [m]	Rodz. gruntu	Ciśnienie pęcznienia z badania stopniowego obciążania spęczniałej próbki P_C [kPa]	Ciśnienie pęcznienia z badania metodą serii próbek P_C [kPa]	Ciśnienie pęcznienia z badania metodą stałej objętości P_C [kPa]
1	6,0-6,6	I / Cl	92,8	113,0	-
2	18,0-18,6	I / Cl	56,0	57,0	-
3	4,5-5,1	I_π / siCl	89,4	83,0	-
4	7,0-7,6	I/I_π / siCl	11,6	-	18,75
5	6,0-6,6	I_π / Cl	146	120	-

4. Klasyfikacja ekspansywności iłów

Do klasyfikacji badanych iłów pod względem ekspansywności zastosowano nomogramy Van der Merwego [15] zmodyfikowany przez Grabowską-Olszewską [16] (rys. 5a), Seeda in. [17] (rys. 5b) oraz wzór zaproponowany przez Seeda i in. [9]. Poza tym badane iły sklasyfikowano wykorzystując tabelaryczną klasyfikację zaproponowaną przez Niedzielskiego [18], [19].

Według klasyfikacji Van der Merwego badane iły można zakwalifikować do iłów o bardzo wysokiej potencjalnej ekspansywnością (PE). Ich aktywność (A) określona na podstawie wzoru $A=I_P/f_I$ (I_P – wskaźnik plastyczności, f_I – zawartość frakcji ilastej) mieści się w przedziale od 1,1 do 1,7.

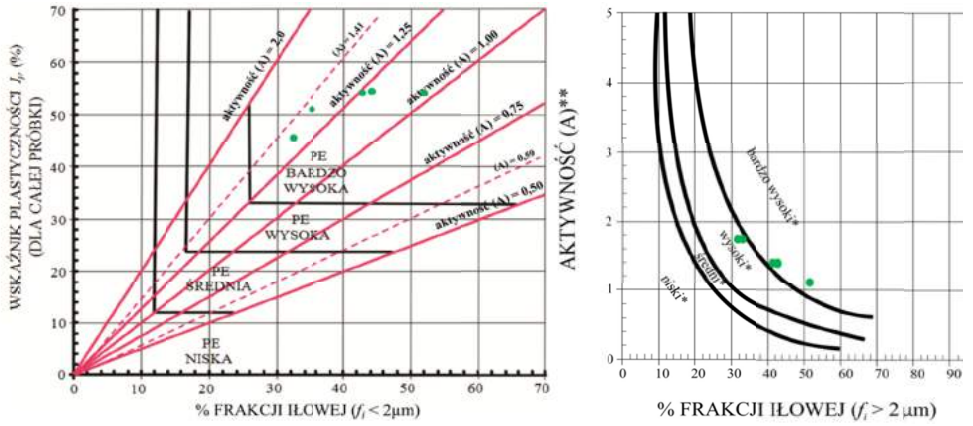
Z nomogramu Seeda i in. wynika, że badane iły mogą być zaliczane do grupy iłów o wysokim i bardzo wysokim stopniu ekspansji (DE). Przy posługiwaniu się tym nomo-

gramem wartość aktywności obliczono wg wzoru $A=I_P/(f_i-5)$. Potencjał pęcznienia (S) badanych iłów określono za pomocą wzoru zaproponowanego przez Seeda i in. (1962):

$$S = (3,6 \cdot 10^{-5}) \cdot (60) \cdot (I_P{}^{2,44}) \quad (1)$$

w którym:
I_P – wskaźnik plastyczności [%].

Z obliczeń wzorem (1) wynika, że badane iły charakteryzują się potencjałem pęcznienia w granicach od 24,4 do 37,2%, co pozwala zaliczyć iły do grupy o wysokim potencjale pęcznienia.



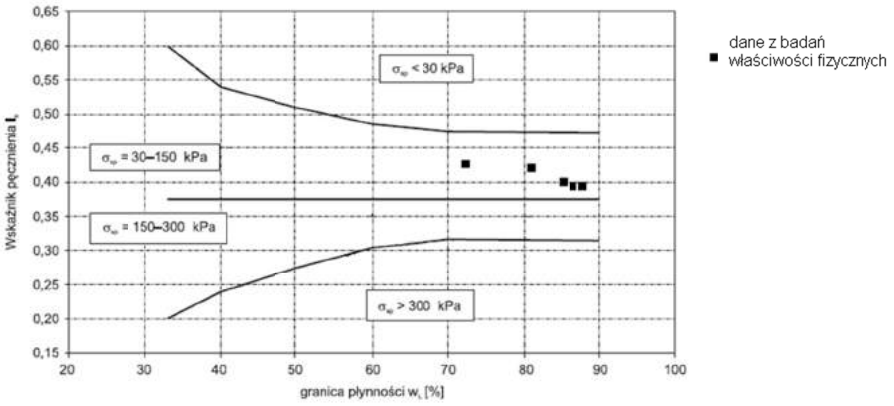
Rys. 5. Nomogramy do oceny ekspansywności gruntów: a) potencjalnej ekspansywności (PE) [8], [9], b) stopni ekspansji (DE) i potencjału pęcznienia (S) [10]

Według klasyfikacji zaproponowanej przez Niedzielskiego (tab. 5), badane iły mogą być zakwalifikowane w zależności od analizowanej właściwości do wszystkich grup, od gruntów bardzo silnie pęczniejących do słabo pęczniejących. Biorąc pod uwagę wartości ciśnień pęcznienia wynoszące w zakresie od 56 do 146 kPa. badane iły powinny być zakwalifikowane do grupy gruntów słabo pęczniejących.

Tabela 5. Klasyfikacja gruntów ekspansywnych w Polsce [18], [19]

Stopień ekspansywności	f_i (%)	w_L (%)	I_p (%)	S (m^2/g)	$\varepsilon_p{}^{max}$ (%)	$p_c{}^{max}$ (MPa)
B. silnie pęczniejące	>50	>60	>40	>200	>30	>1
Silnie pęczniejące	40-50	50-60	30-40	150-200	20-30	0,6-1,0
Średnio pęczniejące	30-40	40-50	20-30	70-150	10-20	0,2-0,6
Słabo pęczniejące	<30	<40	<20	<10	<10	<0,2
Wyniki badań iłów	32-51	72,2-87,1	45,8-54,46	-	-	0,0116-0,146

Ciśnienie pęcznienia, poza badaniami bezpośrednimi, określono również korzystając z nomogramu Vijayvergiya i Ghazzaly'ego (1973). Na podstawie nomogramu (rys. 6) wartości ciśnienia pęcznienia powinny wynosić od 30 do 150 kPa.



Rys. 6. Nomogram opracowany przez Vijayvergiyę i Ghazzaly'ego (1973) do oceny wartości ciśnienia pęcznienia

5. Podsumowanie i wnioski

Wyniki badań właściwości fizycznych próbek gruntów pozwalają stwierdzić, że iły neogeńskie zgodnie z normą PN-EN ISO 14688-1, 2: 2006 [9] w większości można zakwalifikować do iłów pylastych (siCl) i iłów (Cl). Z badań laboratoryjnych wynika, że iły są gruntami silnie wapnistymi i zawierają przeważnie od 2 do 6% części organicznych (grunty nisko organiczne) co spowodowane jest zapewne genezą badanych gruntów. Badane iły neogeńskie charakteryzują się wartościami wskaźników plastyczności I_p w zakresie od 45,8 do 55% co wskazuje, że iły są gruntami bardzo spoistymi i gruntami o bardzo dużej plastyczności (w_L w zakresie 72-87%). Biorąc pod uwagę wilgotności naturalne iłów w zakresie 31 – 35% stwierdzono, że konsystencja iłów jest twardoplastyczna i półzwarta (wskaźniki konsystencji I_C większe od 0,9). Ponadto należy zwrócić uwagę na dużą aktywność badanych gruntów wyrażoną wartościami wskaźników A (aktywność koloidalna według Skemptona) od 1,1 do 1,7.

Badania właściwości ekspansywnych analizowanych iłów pozwalają stwierdzić, że ciśnienie pęcznienia określone zarówno metodą swobodnego pęcznienia, stałej objętości i serii próbek nie przekraczają 150 kPa. Z badań próbek iłów pobranych z tej samej głębokości wynika, że wartości ciśnień pęcznienia są porównywalne; maksymalna różnica pomiędzy wartościami ciśnień pęcznienia określonymi z badań metodą stopniowego obciążania spęczniałej próbki i serii próbek wynosi 17,8%.

Korzystając z klasyfikacji podanej przez Niedzielskiego i nomogramów Van der Merwego i Seeda i in. należy zakwalifikować badane iły, biorąc pod uwagę ich właściwości fizyczne, do bardzo silnie lub silnie pęczniejących. Klasyfikacje te pozwalają ocenić potencjalną ekspansywność gruntów. Jednakże należy podkreślić, że ekspansywność gruntów zależy od ich wilgotności. W przypadku badanych iłów wartości ciśnień pęcznienia (<150 kPa) określono stosując próbki o wilgotności naturalnej wahającej się w granicach 31-34% (S_r = 0,9-0,93). Przy niższych wartościach wilgotności naturalnej ciśnienie pęcznienia badanych iłów będzie znacznie większe, o czym świadczyć mogą potencjalne właściwości ekspansywne gruntów określone za pomocą nomogramów.

Literatura

1. O'Neill M.W., Poormonyed N., 1980. Methodology for foundations on expansive clays. Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, 106, 1345-1367.
2. Choma-Moryl K., 1988. Zmienność właściwości fizycznych iłów poznańskich okolic Wrocławia na tle ich genezy i litostratygrafii. Geologia Sudetica, tom 23, Nr 1, PAN, ING, Wrocław.

3. PKN-CEN ISO/TS 17892-1:2009. Badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów. Część 1: Oznaczanie wilgotności.
4. PKN-CEN ISO/TS 17892-2:2009. Badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów. Część 2: Oznaczanie gęstości gruntów drobnoziarnistych
5. PKN-CEN ISO/TS 17892-12:2009. Badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów. Część 12: Oznaczanie granic Atterberga.
6. ASTM D4318-84. Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.
7. PN-88/B-04481. Grunty budowlane. Badanie próbek gruntu.
8. PN-86/B-02480. PN-86/B-02480 – Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów. PKN, Warszawa
9. PN-EN ISO 14688-1:2006. Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Część 1. Oznaczanie i opis.
10. Frankowski Z., 2003. Interpretacja wyników sondowań dynamicznych i badań presjometrycznych. Sympozjum, ITB, 11-22.
11. Gawriuczenkow I., 2001. Ocena właściwości iłów serii poznańskiej jako potencjalnych, izolacyjnych barier geologicznych. Praca doktorska, Wydział Geologii UW, Warszawa.
12. Barański M., 2004. Wybrane właściwości iłów na podstawie badań polowych. Mat. Seminaryjne. „Iły plioceńskie Warszawy", wyd. ITB, Warszawa, 15-29.
13. Wójcik E., 2003. Wpływ ciśnienia ssania na przepuszczalność wybranych gruntów spoistych Warszawy. Praca doktorska, UW, Warszawa.
14. ASTM D 4546-90. Standard tests methods for one-dimensional swell or settlement potential of cohesive soils.
15. Van Der Merwe D.H., 1964. The prediction of heave from the plasticity index and percentage clay fraction of soils. Trans. South Africa Inst. Civ. Engrs. Nr 6, 103-107.
16. Grabowska-Olszewska B., Kaczyński R., 1994. Ocena ekspansywności iłów trzeciorzędowych Polski. Gosp. Sur. Mineralnymi. T. 10, z. 1, 125-160.
17. Seed H.B., Woodward R.J., Lundgren R., 1962. Prediction of swelling potential for compacted clays. J. of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE 88 Tom. 3, 53-87.
18. Niedzielski A., Młynarek Z., Van den Berg A., 1988. P. Classification criteria for expansive soils and foundation methods in Poland. Proceedings of Int. Conference on Engineering Problems of Residual Soils, Benjing, 649-653.
19. Niedzielski A., 1993. Czynniki kształtujące ciśnienie pęcznienia iłów poznańskich i warwowych. Rocz. AR w Poznaniu, Rozpr. Nauk. 238.

The evaluation of selected expansivity of Neogene clay from Racibórz area

Marzena Lendo-Siwicka, Karina Niedźwiedzka, Małgorzata Wdowska

Faculty of Civil and Environmental Engineering, Warsaw University of Life Sciences WULS – SGGW, e-mail: marzena_lendo_siwicka@sggw.pl, karina_niedzwiedzka@sggw.pl, malgorzata_wdowska@sggw.pl

Abstract: The methodology for a foundation design on an expansive clays requires: preliminary identification of the soil, classification of soil expansivity, measurements of probable volume changes and elaborate alternative design taking into account the expansive properties of soils.

There are many methods for identification and classification expansive soils. Three main methods include: mineralogical identification, direct methods and indirect methods. The indirect measurements include determination of the following: Atterberg limits, plasticity index, clay content, etc. To give credibility of this classification direct methods should be used, and swelling pressure should be estimated. The main methods for swelling pressure measurement are oedometer or consolidometer tests, including: constant volume test, free swell test and consolidation-swell test.

The paper presents laboratory results of oedometer tests related to natural, overconsolidated Neogene clay from Racibórz area, conducted to determine the swelling pressure.

Keywords: Neogene clays, expansiveness, swelling pressure, activity

Parametry geotechniczne z normy PN-81/B-03020 – co po nich?

Mirosław J. Lipiński, Małgorzata K. Wdowska

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska,
Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie,
e-mail: miroslaw_lipinski@sggw.pl, malgorzata_wdowska@sggw.pl

Streszczenie: W związku z koniecznością wdrażania norm europejskich, które w odniesieniu do geotechniki stanowią postanowienia Eurokodu 7, a z drugiej strony funkcjonowania w środowisku geotechnicznym zaleceń dotyczących parametrów geotechnicznych wynikających z normy PN-81/B-03020 [1], istnieje potrzeba odniesienia się do tej sytuacji. W pracy przeprowadzono merytoryczną krytykę parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych zawartych w tym dokumencie, która została oparta na przesłankach wynikających z postępu, jaki dokonał się w badaniach geotechnicznych w ciągu ostatnich czterdziestu lat. W publikacji przedstawiono również poprawne, zgodne z zaleceniami norm europejskich, podejście do wyznaczania wytrzymałości gruntu. W odniesieniu do parametrów odkształceniowych przedstawiono formuły, w których sztywność gruntu przedstawiona jest jako funkcja zakresu odkształceń, stanu naprężenia, a także jego historii.

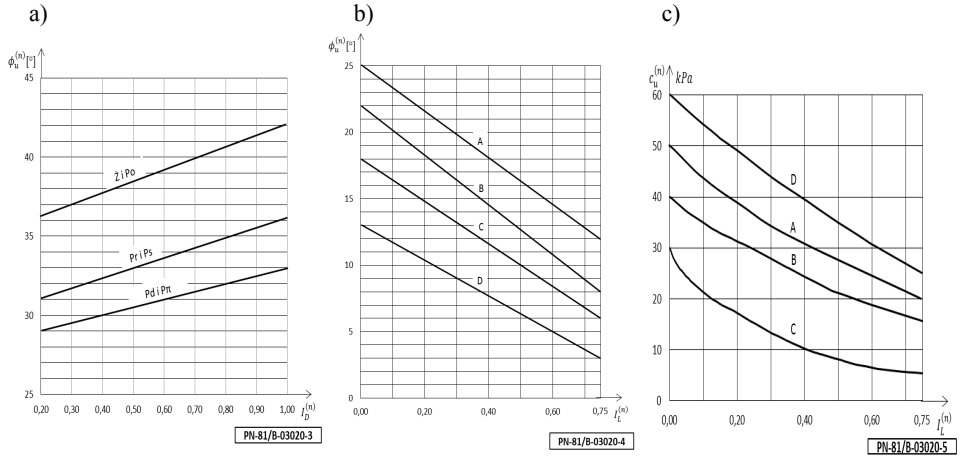
Słowa kluczowe: badania laboratoryjne, procedury, wytrzymałość, sztywność gruntu, PN-81/B-03020

1. Wstęp

W okresie ostatnich czterdziestu lat można zauważyć jak zmieniają się podejścia do określania parametrów geotechnicznych. Związane jest to z ewolucją roli geotechniki w Polsce. W okresie przed rokiem 1989, w sytuacji braku funduszy na rozwój badań widać było nawet w książkach duży udział literatury rosyjskojęzycznej, w której pojawiało się wiele wyprowadzeń wzorów, które jednakże nie miały istotnych walorów aplikacyjnych. Podręczniki do geotechniki pochodzące ze strefy anglojęzycznej stawiały na stronę praktyczną i można było tam znaleźć wiele zagadnień dotyczących badań i ich interpretacji. W przypadku rachitycznych laboratoriów badawczych pojawienie się normy dotyczącej posadowienia bezpośredniego budowli PN-81/B-03020 wraz z nomogramami do wyznaczania parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych, w bardzo dużej mierze wypełniło lukę związaną z zapotrzebowaniem na parametry i stanowiło ważny punkt odniesienia do jakichkolwiek parametrów wyznaczanych z badań. Szczegółowe omówienie tych parametrów zasługuje na oddzielne opracowanie. Niewątpliwie parametry wytrzymałościowe i odkształceniowe, jakie można odczytać z nomogramów znajdujących się w normie zasługują na obszerną krytykę, jednakże należy pamiętać, że od wydania normy minęło 34 lata, a od jej poprzedniego wydania z 1974 roku, ponad 40. W tym czasie wiedza na temat badań wytrzymałościowych, a zwłaszcza odkształceniowych i wynikających z nich charakterystyk i parametrów znacznie się zmieniła.

Następnym istotnym punktem odniesienia dla wykonywania badań stało się wprowadzenie Eurokodu 7, czyli normy PN-EN 1997-2 Eurokod 7 2009 [2] dotyczącej rozpoznania i badań podłoża gruntowego. W szczególności istotne są odniesienia do specyfikacji technicznych (TC), gdyż to one uszczegółowiają procedury badań. Warto jednakże podkreślić, że Eurokod 7 nie zastępuje budowania warsztatu badawczego, który powinien być

wypracowany, poprawiany zgodnie z postępem wynikającym z rozwoju badań opisywanym w literaturze geotechnicznej. Eurokod 7 opisuje jedynie pewien standard wykonywania i interpretacji badań stanowiący punkt odniesienia i platformę ułatwiającą porozumienie. Nie należy Eurokodu 7 traktować jako „książki kucharskiej" dla potrzeb wykonywania badań, ponieważ stopień uszczegółowienia procedur nie jest wystarczający dla całkowicie poprawnego wykonania badania.



Rys. 1. Wartości parametrów wytrzymałościowych wg normy PN-81/B-03020 a) grunty niespoiste, b) i c) grunty spoiste

Należy zadać sobie pytanie, które na pewno bardzo interesuje inżynierów zajmujących się geotechniką, projektantów, a także (może w największym stopniu) geologów, co należałoby zaproponować zamiast bezkrytycznego stosowania normy PN-81/B-03020. Wychodząc z punktu widzenia dzisiejszej wiedzy na temat metodyki wyznaczania parametrów mechanicznych z badań laboratoryjnych, w pracy przedstawiony został krótki komentarz merytoryczny do wartości parametrów wytrzymałościowych oraz podano przyczyny powstawania błędów. Przedstawione zostaną również różnice w podejściu do interpretacji wyników badań dawniej i dzisiaj. W odniesieniu do badań parametrów odkształceniowych zostaną przedstawione przykłady ich wyznaczania przy uwzględnieniu najważniejszych czynników wpływających na ich wartość, takich jak zakres odkształcenia, stan naprężenia oraz jego historia.

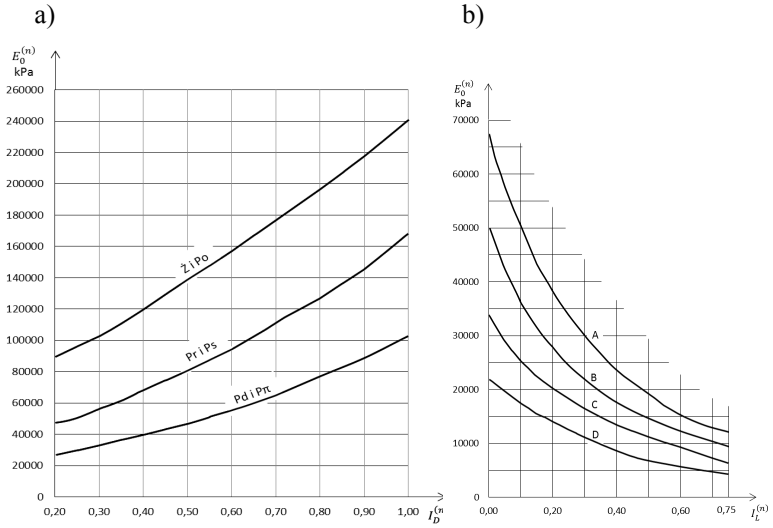
2. Krótki komentarz do parametrów z normy PN-81 B-03020

2.1. Uwagi ogólne

Pomimo że od wydania normy PN-81/B-03020 minęło kilkadziesiąt lat, wykresy określające wartości parametrów wytrzymałościowych (rys. 1) i odkształceniowych (rys. 2) na podstawie parametrów określających stan gruntów nadal kształtują świadomość wielu osób wykorzystujących je w zagadnieniach praktycznych oraz stanowią bardzo ważny punkt odniesienia dla środowiska geotechników, projektantów oraz geologów inżynierskich. W związku z tym należy odnieść się do wartości merytorycznej tych wykresów. Z racji ograniczenia objętości pracy odniesienia będą jedynie do niektórych aspektów. Szersze i bardziej szczegółowe omówienie wszystkich aspektów zasługuje na znacznie obszerniejsze opracowanie.

Na wstępie należy podkreślić, że sam fakt funkcjonowania omawianej normy w środowisku przez tyle lat wskazuje, że w czasie kiedy była ona tworzona było to opracowanie udane.

Należy zauważyć, że od lat osiemdziesiątych, czyli od czasu powstania normy datuje się intensywny postęp przede wszystkim w badaniach laboratoryjnych, który wymusił modyfikację poglądów dotyczących parametrów mechanicznych prezentowanych w dokumencie PN-81/B-03020. Wykresy, o których wspomniano odnoszą się do gruntów spoistych i niespoistych i dotyczą zarówno wytrzymałości, jak i parametrów odkształceniowych.



Rys. 2. Wartości parametrów wytrzymałościowych wg normy PN-81/B-03020 a) grunty niespoiste, b) grunty spoiste

Przed omówieniem uwag szczegółowych należy przedstawić kilka spostrzeżeń natury ogólnej. Pierwsze dotyczy szkodliwego aspektu normatywnego prezentowanych w normie wykresów. Przedstawione na wykresach zależności sugerują, że wartości parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych zależą od rodzaju gruntu (niespoiste) lub rodzaju i genezy (spoiste) oraz od ich stanu, reprezentowanego odpowiednio przez stopień zagęszczenia I_D lub stopień plastyczności I_L. Jest to zbyt dalekie uproszczenie, które możnaby nazwać „przegeologizowanym". Takie ustalenie sugeruje, że wymienione czynniki w wystarczającym stopniu pozwalają na ilościowe określenie omawianych parametrów. To duże uproszczenie i spłycenie zagadnienia, zwłaszcza że obecnie wiadomo, że takie czynniki jak historia stanu naprężenia i warunki odpływu w przypadku wytrzymałości czy zakres odkształceń dla parametrów odkształceniowych są kluczowymi czynnikami określającymi wartości wyznaczanych parametrów. Sytuacji tej nie zmienia wyjaśnienie, że omawiane wykresy odnoszą się do metody *B* wyznaczania parametrów (korelacje), a zatem zawsze pozostaje metoda *A,* która przewiduje wyznaczanie parametrów bezpośrednio z badań. Taki argument wydaje się tylko pozornie słuszny, a przemawiają za tym następujące względy. Pierwszy, natury bardziej formalnej, wynika z trzech kategorii wprowadzonych przez Eurokod 7. Metody wyznaczania parametrów ze starej normy nie zgadzają się z kategoriami z nowej normy. Obiekty drugiej kategorii wymagają badań, a nie zależności korelacyjnych. Drugi argument jest może nawet ważniejszy z praktycznego punktu widzenia, ponieważ dotyka istoty wiarygodności parametrów geotechnicznych. Dokładniej chodzi o to, że jakość określanych parametrów w laboratoriach krajowych nie jest wysoka. W przeszłości wynikało to głównie z niewystarczającego doinwestowania. Obecnie większą rolę odgrywa niewystarczające doświadczenie w wykonywaniu badań powodujące błędy w ich procedurze. W tym przypadku, kiedy projektant

widzi, że wynik badania z laboratorium istotnie różni się od tych, które przyjmował dla innych obiektów, wówczas często wybiera parametr z normy, który jest postrzegany jako bezpieczniejszy, ponieważ jest wykorzystywany przez dużą liczbę osób.

Ostatnia uwaga natury ogólnej odnosi się do pochodzenia przedstawionych korelacji. Prawdopodobnie nie wszystkie z nich były wyznaczone w jednakowy sposób tzn. na przykład z badań laboratoryjnych lub na podstawie analizy zachowania się już istniejących obiektów. W każdym razie brak informacji dotyczącej uzyskanych korelacji nie sprzyja budowaniu do niej zaufania.

2.2. Parametry wytrzymałościowe

Analizując wykresy dotyczące wytrzymałości pokazane na rysunku 1, trzeba oddzielnie analizować grunty niespoiste i spoiste. W odniesieniu do gruntów niespoistych należy sformułować co najmniej dwie uwagi. Pierwsza odnosi się do błędnego oznaczenia. Indeks dolny „u" przy oznaczeniu kąta tarcia wewnętrznego φ sugeruje, że parametr odnosi się do warunków bez odpływu. Trudno to zaakceptować, ponieważ w gruntach niespoistych, które maja dużą przepuszczalność, wystąpienie warunków bez odpływu możliwe byłoby tylko w przypadku obciążeń cyklicznych lub dynamicznych, a jedynie w szczególnych przypadkach obciążeń monotonicznych związanych ze statycznym upłynnieniem gruntu, co oczywiście nie ma tutaj zastosowania. Zamiast tego indeksu dolnego „u" powinien być indeks górny „' "oznaczający, że parametr odnosi się do efektywnych wartości naprężenia. Druga uwaga odnosi się do krzywoliniowości obwiedni zniszczenia, która dla gruntów niespoistych została eksperymentalnie potwierdzona (np. Bolton, 1986 [3]). Zatem kąt tarcia wewnętrznego jest uzależniony od wartości średniego naprężenia normalnego podczas ścinania, a nie jest stały w całym zakresie rozpatrywanych naprężeń. Tego wykres przedstawiony na rysunku 1a nie uwzględnia.

W odniesieniu do gruntów spoistych funkcjonują dwa wykresy, 1b odnoszący się do kąta tarcia wewnętrznego i drugi 1c określający wartość spójności. W tym przypadku najważniejsze zastrzeżenie dotyczy braku informacji dotyczących warunków odpływu, czyli kluczowego czynnika określającego wielkość naprężenia efektywnego a przez to wartość wytrzymałości. W przypadku warunków z odpływem wartość wytrzymałości opisywana jest przez dwa parametry φ' i c' a w przypadku warunków bez odpływu jedynie przez jedną wartość i.e. wytrzymałość bez odpływu τ_{fu}. Ten aspekt będzie rozwinięty w dalszej części pracy.

Druga uwaga odnosi się do arbitralnego podziału na symbole A, B, C i D, które mają odzwierciedlać rodzaj gruntu i jego genezę. W świetle dzisiejszej wiedzy podział ten stał się archaiczny, gdyż gruntów morenowych nieskonsolidowanych po prostu nie ma, a to co wiadomo o historii obciążenie w rożnych rodzajach gruntów nie może być opisane z wykorzystaniem tych czterech kategorii.

Ostatnia istotna uwaga odnosi się do wartości liczbowych zarówno kąta tarcia wewnętrznego, jak i spójności. Ogólnie można stwierdzić, że w stosunku do wyników badań przeprowadzanych obecnie wg najbardziej aktualnych procedur, przedstawione na wykresie 1b kąty tarcia wewnętrznego są za małe, a spójności z wykresu 1c są za duże. Taki stan rzeczy powoduje zawyżenie (w stosunku do wartości rzeczywistej) wytrzymałości dla małych i średnich zakresów naprężeń. Ponadto różnice pomiędzy kątami tarcia wewnętrznego dla różnych grup materiałów nie przebiegają równolegle jak sugeruje wykres, a ich zależność od stopnia plastyczności odbiega od rzeczywistej.

2.3. Parametry odkształceniowe

Analizę parametrów odkształceniowych ograniczono do modułów odkształcenia, których zależności z normy PN-81/B-03020 przedstawiono odpowiednio na wykresach 2a (grunty niespoiste) i 2b (grunty spoiste). Zasadnicze zastrzeżenie w obu przypadkach dotyczy nie-

uwzględnienia nieliniowej zmienności sztywności, czyli roboczego zakresu odkształceń. Dodatkowo w gruntach niespoistych nie występuje wartość naprężenia, a w gruntach spoistych oprócz wartości naprężenia efektywnego dodatkowo należy uwzględnić historię stanu naprężenia, której w żadnym wypadku nie może zastąpić podział na kategorie A, B, C, D. Należy podkreślić, że relatywne różnice w parametrach odkształceniowych pomiędzy wartościami rzeczywistymi, a tymi z wykresów na rysunku 2 są daleko większe aniżeli w przypadku parametrów wytrzymałościowych.

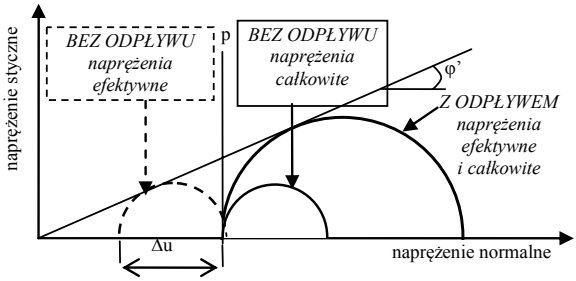
Uwzględniając powyższą krytykę sposobu wyznaczania oraz wartości parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych prezentowanych w normie PN-81/B-03020, należałoby się zastanowić nad alternatywną propozycją dla projektantów, która nie miałaby wymienionych powyżej wad, a jednocześnie spełniałaby warunki wymagane przez aktualny stan wiedzy w tej dziedzinie. Wychodząc temu naprzeciw, w dalszej części zostaną omówione najważniejsze aspekty wyznaczania i interpretacji wytrzymałości gruntu, a w odniesieniu do parametrów odkształceniowych zostaną podane gotowe propozycje formuł dla wybranych gruntów niespoistych i spoistych uwzględniające ilościowo wszystkie najważniejsze czynniki składające się na ostateczną wartość parametru.

3. Wytrzymałość gruntu

W odniesieniu do wytrzymałości dla danego rodzaju gruntu, najważniejszymi czynnikami określającymi jej wartość są historia stanu naprężenia i warunki odpływu. Te dwa czynniki powodują, że istnieje pewne zamieszanie w odniesieniu do interpretacji wyników badania wytrzymałości. Eurokod 7 jednoznacznie reguluje tę kwestię, formułując jasno, że wytrzymałość określana na podstawie badań z odpływem jest reprezentowana przez kąt tarcia wewnętrznego φ' i spójność c'. Z faktu, że badania te są wykonywane w warunkach z pełnym odpływem, a zatem przy braku generacji ciśnienia wody w porach wywołanych obciążeniem wynika jednoznacznie, że parametry uzyskane z takich badań są odniesione do naprężenia efektywnego. W przypadku badań bez odpływu, wytrzymałość jest reprezentowana przez jedną wielkość, która jest określana jako wytrzymałość w warunkach bez odpływu i oznaczana jest jako c_u lub τ_{fu}. Ze względu na fakt, że wartość wytrzymałości bez odpływu zależy od naprężenia efektywnego na etapie poprzedzającym etap ścinania, często otrzymaną wartość normalizuje się ze względu na pionowe naprężenie efektywne.

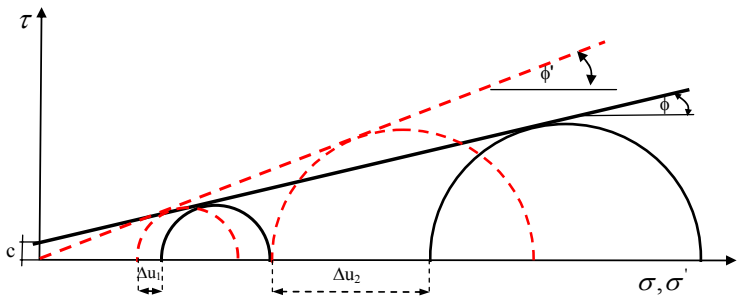
Opisane powyżej podejście, chociaż rekomendowane z punktu widzenia stanu prawnego standardów obowiązujących w Polsce, jak do tej pory nie jest zbyt popularne w naszym kraju. Wynika to z faktu, że projektanci przyzwyczajeni są do określenia wytrzymałości za pośrednictwem kąta tarcia wewnętrznego i spójności, niezależnie od warunków odpływu. Taka sytuacja jest poniekąd usprawiedliwiona, ponieważ w literaturze geotechnicznej sprzed kilkudziesięciu lat można znaleźć różne interpretacje. Przykładowo w znakomitej monografii Bishopa i Henkela z 1962 roku [4], poświęconej badaniom trójosiowym, można znaleźć interpretację badań z odpływem i bez odpływu na jednym wykresie, z którego wynika że wytrzymałość z badań bez odpływu można również wyrażać przy pomocy kąta tarcia wewnętrznego φ' (rysunek 3). Z wykresu wynika, że obwiednia zniszczenia dla granicznych kół Mohra odniesionych do naprężenia efektywnego reprezentowana przez kąt tarcia wewnętrznego dla obydwu rodzajów badań (z odpływem i bez) jest taka sama. Ta pozorna zgodność wynika z faktu, że w przeszłości w zdecydowanej większości, podręczniki do mechaniki gruntów opisywały zachowanie się gruntów słabych – czyli normalnie skonsolidowanych i lekko prekonsolidowanych, jako powodujących największe problemy nośności i odkształcalności. Dla tego rodzaju gruntów ścieżki naprężenia efektywnego z obydwu rodzajów badań kończą się w miejscach przez które można poprowadzić linię prostą (odpowiadającą hipotezie Coulomba-Mohra). W związku z tym istnieje

nacisk ze strony projektantów, aby wyniki badań wytrzymałości w warunkach bez odpływu interpretować w kategoriach kąta tarcia wewnętrznego i spójności.



Rys. 3. Koła Mohra dla badań z odpływem i bez odpływu na próbkach normalnie skonsolidowanych do takiego samego naprężenia (Bishop i Henkel, 1962) [4]

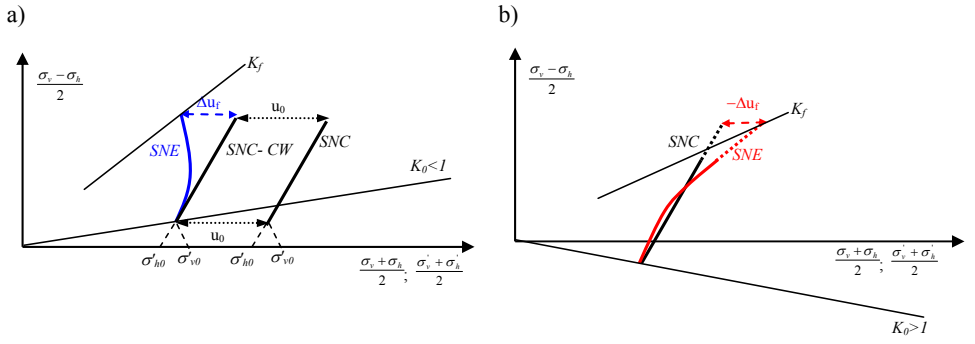
Hipoteza Coulomba-Mohra jest stosowana również do interpretacji badań bez odpływu z innego powodu. Przez wiele lat w podręcznikach dotyczących geotechniki można było znaleźć interpretację badań bez odpływu jako dwie obwiednie, jedna odniesiona do naprężenia efektywnego a druga do naprężenia całkowitego. Przykład tego rodzaju interpretacji wyników badań wytrzymałościowych, przedstawiono na rysunku 4 (Dembicki i inni, 1987 [5]). Przesłanki dla dopuszczenia takiego podejścia formułowane przez jego zwolenników są takie, że w zagadnieniach praktycznych trudno jest prognozować stopień konsolidacji (czyli wartość przyrostu ciśnienia wody w porach) i dlatego należy zakładać możliwość częściowego rozproszenia nadwyżki ciśnienia spowodowanego obciążeniem. Takie założenie, według zwolenników tego rozwiązania, umożliwia przyjmowanie kąta tarcia wewnętrznego w zakresie $0<\varphi'<\varphi_u$ a spójność oznaczoną jako c_u też jako wartość pośrednią. W świetle tego co wiadomo o badaniach od co najmniej 30 lat, podejście to nie ma mocnych racjonalnych podstaw. Poza oczywistą obserwacją, że parametry w tym przypadku zależałyby nie od warunków badania a od sposobu interpretacji, zasadnicze zastrzeżenie polega na tym, że w serii badań z konsolidacją i bez odpływu, każda próbka jest ścinana przy innym naprężeniu efektywnym, a zatem każda jest ścinana przy innej wartości OCR (lub YSR gdy mamy do czynienia z gruntem naturalnym). A zatem podobnie jak wspomniano wcześniej, przy opisie wykresu z rysunku 3, takie podejście można byłoby dopuścić w przypadku gruntów normalnie skonsolidowanych. Dla OCR=1 we wszystkich badanych próbkach wartość parametru Skemptona dla fazy zniszczenia A_f byłyby bardzo zbliżone, co oznaczałoby generowanie proporcjonalnych ciśnień do wielkości zadawanej składowej naprężenia powodującego ścinanie.



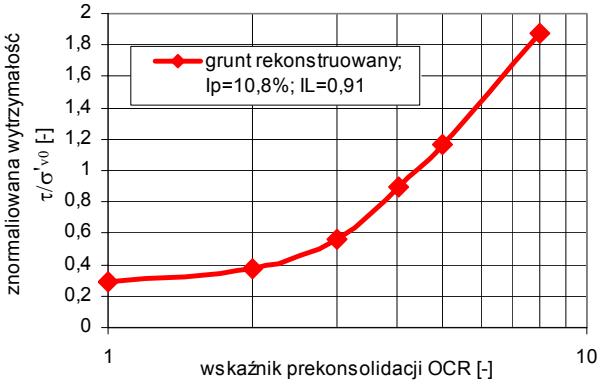
Rys. 4. Interpretacja wyników badania bez odpływu CU w odniesieniu do naprężenia całkowitego i efektywnego

Jednakże sytuacja zmienia się znacząco, jeżeli uwzględni się historię stanu naprężenia. Wytrzymałość w warunkach bez odpływu zależy od tych samych czynników co wytrzymałość w warunkach z pełnym odpływem, jednakże czynnik historii naprężenia jest jeszcze bardziej znaczący. Wyidealizowane zachowanie się gruntów normalnie skonsolidowanych oraz prekonsolidowanych w warunkach bez odpływu przedstawiono odpowiednio na rysunku 5a i 5b (Holtz i Kovacs 1981 [6], za Lambe 1967). W przypadku gruntu NC, tj. bez historii obciążenia próbka gruntu powinna być skonsolidowana anizotropowo przy składowych naprężenia bocznego i pionowego wynikających ze współczynnika parcia bocznego w spoczynku K_0. Wielkość ciśnienia wyrównawczego u_0 potrzebna do pełnego nasączenia gruntu wraz z wielkością składowych naprężenia składają się na lokalizację początków ścieżek naprężenia całkowitego i efektywnego (rys. 5a). Przyrost naprężenia ścinającego opisany ścieżką naprężenia całkowitego generuje dodatnią wartość ciśnienia wody, które odjęte od naprężenia całkowitego określa położenie ścieżki naprężenia efektywnego SNE. Końce obydwu ścieżek wyznaczają wartość wytrzymałości na ścinanie bez odpływu badanego gruntu. Inaczej przebiega badanie gruntu spoistego silnie prekonsolidowanego (rys. 5b). W tym przypadku, jeżeli wskaźnik prekonsolidacji jest większy niż 4, wówczas współczynnik parcia bocznego w spoczynku K_0 może przyjmować wartości większe od 1. W takim przypadku punkt określający koniec konsolidacji, a zarazem początek ścinania będzie się znajdował pod osią poziomą. W wyniku ścinania silnie prekonsolidowanego gruntu, już na bardzo wczesnym etapie zadawania naprężenia stycznego, generuje się ujemna nadwyżka ciśnienia wody w porach wynikająca z tendencji próbki do zwiększania swojej objętości podczas ścinania. Ujemne przyrosty ciśnienia powodują wzrost naprężenia efektywnego a w konsekwencji zwiększenie oporu na ścinanie. Zatem zarówno ścieżki naprężenia efektywnego, jak i otrzymane na ich podstawie wytrzymałości gruntu różnią się zasadniczo, ponieważ wartość naprężenia efektywnego poprzedzającego ścinanie a także stan gruntu są zasadniczo inne.

O tym jak bardzo wytrzymałość bez odpływu zależy od historii stanu naprężenia można się przekonać, analizując zależność znormalizowanej (ze względu na pionową składową naprężenia efektywnego) wartości wytrzymałości w zależności od wskaźnika prekonsolidacji OCR, wyznaczoną dla średnio plastycznego iłu (rys. 6). Wszystkie próbki były przygotowywane z pasty gruntowej, a następnie były one prekonsolidowane mechanicznie i po zakończeniu konsolidacji odciążane. Po ustabilizowaniu odkształceń próbka była ścinana w warunkach bez odpływu. Z przedstawionego wykresu wynika, że przy wzroście wskaźnika prekonsolidacji od 1 do 8 wartość znormalizowanej wytrzymałości wzrasta prawie sześciokrotnie. Warto zaznaczyć, że analogiczne wykresy dla gruntów naturalnych mają istotnie różniące się przebiegi. Należy również zauważyć, że dla gruntów naturalnych parametrem opisującym historię stanu naprężenia jest wskaźnik prekonsolidacji właściwej YSR.



Rys. 5. Ścieżki naprężenia w warunkach bez odpływu gruntu spoistego (Holtz i Kovacs 1981 [6], za Lambe 1967) a) normalnie skonsolidowanego, b) prekonsolidowanego



Rys. 6. Znormalizowana wytrzymałość w warunkach bez odpływu w zależności od wskaźnika prekonsolidacji OCR

4. Sztywność gruntu

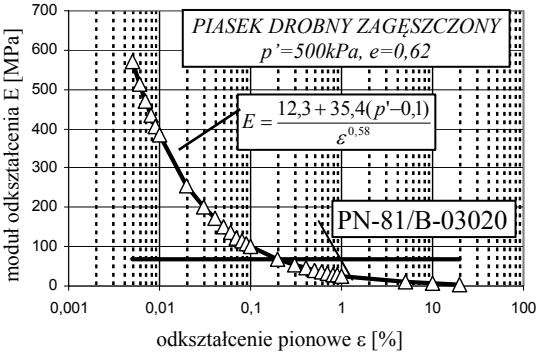
Wielkościami, które w największym stopniu określają wartość modułu odkształcenia dla danego rodzaju gruntu są efektywne naprężenie normalne i zakres odkształcenia do którego odnosi się parametr określający sztywność gruntu. Po to, aby uświadomić sobie konieczność przestawienia się na myślenie o sztywności gruntu w kategoriach zakresu odkształceń, warto przyjrzeć się porównaniu wielkości modułów przedstawionym na rysunku 7. Na wykresie przedstawiono wartości modułów dla piasku drobnego zagęszczonego (I_D>0,75) określonych według dwóch różnych podejść. Pierwsze odnosi się do rekomendacji pochodzącej z normy PN-81/B-03020, natomiast drugie opiera się na formule empirycznej wyprowadzonej na podstawie wysokiej jakości kilkunastu badaniach trójosiowych z zastosowaniem wewnątrzkomorowego pomiaru przemieszczeń. Formuła ta pozwala na uwzględnienie zarówno wielkości naprężenia, jak i zakresu odkształcenia i ma następującą postać:

$$E = \frac{b + a(p' - p_{ref})}{\varepsilon^n} \tag{1}$$

gdzie:
p’ – średnie naprężenie efektywne [MPa],
p_{ref} – średnie naprężenie odniesienia (przyjmowane 0,1 MPa),
ε – odkształcenie pionowe [%],
b,a, n – parametry empiryczne.

Wielkość parametru n zmienia się w niewielkim zakresie od 0,5 do 0,59. Dla piasku drobnego zagęszczonego do wskaźnika porowatości 0,62 formuła przybiera następującą postać:

$$E = \frac{12,3 + 35,4\left(p' - 0,1\right)}{\varepsilon^{0,58}} \tag{2}$$



Rys. 7. Porównanie wartości modułu odkształcenia dla zagęszczonego piasku drobnego według PN-81/B-03020 i Lipińskiego (2012) [8]

Szczegółowe wyprowadzenie powyższego wzoru można znaleźć w pracy Lipińskiego (2013) [7]. Z danych przedstawionych na rysunku 7 można wyciągnąć kilka wniosków. Pierwszy, najbardziej oczywisty jest taki, że jeszcze 35 lat temu zakresu odkształcenia nie brano pod uwagę jako istotnej zmiennej dla doboru wartości modułu. Wówczas, pytanie „ile wynosi wartość modułu dla zagęszczonego piasku drobnego?" wydawało się zasadne. Niestety, dzisiaj wiele osób nadal nie widzi nic niewłaściwego w tym pytaniu. Tymczasem, należy stwierdzić, że na podstawie dzisiejszej wiedzy na ten temat, jest to źle zadane pytanie, ponieważ nie odnosi się do zakresu odkształcenia. Inne wnioski dotyczą wartości modułów. Zrównanie modułów odpowiada wartości odkształcenia 0,2%. Wydaje się, że nie jest to wartość przypadkowa. W latach, kiedy powstawały wykresy do określania wartości modułów, jakiekolwiek wiarygodne pomiary przemieszczeń w standardowych komorach aparatu trójosiowego rozpoczynały się od wartości, które w przybliżeniu odpowiadały właśnie temu zakresowi odkształcenia. Jeżeli natomiast chodzi o porównanie wartości modułów to widać, że w strefie, gdzie występuje roboczy zakres odkształcenia z punktu widzenia warunków pracy konstrukcji, tj < 0,3%, norma niedoszacowuje wartości sztywności, natomiast dla odkształceń większych, zawyża je. Z wykresu na rysunku 7 wynika, że w roboczym zakresie odkształceń wartości modułów pochodzących z badań mogą być nawet sześciokrotnie większe aniżeli te sugerowane przez normę PN-81/B-03020. Wielkości osiadania podłoża wysokich budynków, gdzie obliczenia wykonywano na podstawie modułów określonych z badań nie pozostawiają żadnych wątpliwości, które wartości lepiej opisują rzeczywistość.

Bardzo istotny wpływ zakresu odkształcenia na rozkład sztywności dotyczy także gruntów spoistych. Analiza zmienności modułu odkształcenia, powinna uwzględniać najważniejsze czynniki mające wpływ na wartość tego parametru. Oprócz omawianego powyżej wpływu zakresu odkształcenia, nie można nie uwzględnić dwóch pozostałych, którymi w przypadku gruntów spoistych są historia stanu naprężenia oraz jego aktualna wartość. Naturalnie obydwie wielkości odnoszą się do naprężenia efektywnego. Ze względu na fakt, że zmiana tych wielkości wzajemnie się kompensuje, wydaje się celowe zastosowanie podejścia opartego na normalizacji sztywności gruntu (ze względu na jedną z tych wielkości). Opierając się na wynikach badań przeprowadzonych dla gruntów rekonstruowanych (bez historii) oraz naturalnych (o nienaruszonej strukturze), można wyprowadzić wzór dla konkretnego rodzaju gruntu, który uwzględnia wszystkie elementy składające się na wielkość sztywności w gruncie spoistym, tj.:

– składową pionową naprężenia efektywnego σ'_{v0},
– naprężenie prekonsolidacji właściwej σ'_Y,
– zakres odkształcenia pionowego ε_1.

Takie podejście zostało zrealizowane i przedstawione przez Lipińskiego i Wdowską (2012) [9] dla silnie prekonsolidowanego gruntu spoistego o wskaźniku plastyczności z zakresu 10-20%. Ostateczna formuła określająca wielkość modułu odkształcenia dla tego gruntu jest następująca:

$$(E)_{OC} = \left(\frac{E}{\sigma'}\right)_{NC} \cdot \sigma_v'^{\,1-(0{,}08\ln\varepsilon+0{,}4)} \cdot \sigma_Y'^{\,(0{,}08\ln\varepsilon+0{,}4)} \tag{3}$$

Należy podkreślić, że wielkość naprężenia prekonsolidacji właściwej σ'_Y do tego wzoru powinna być określona w sposób miarodajny, najlepiej na podstawie metody opartej na badaniach w aparacie trójosiowym, wykorzystującej zjawisko dylatancji gruntu (Wdowska 2010; Lipiński, Wdowska 2011) [10, 11].

5. Podsumowanie i wnioski

Praca dotyczy funkcjonowania standardów określania parametrów geotechnicznych. W szczególności odnosi się do powszechnie rozpoznawanych zależności określających wartości parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych znajdujących się w normie dotyczącej posadowienia bezpośredniego budowli PN-81/B-03020. Główną przesłanką do poruszenia tej tematyki jest konieczność wdrażania zaleceń wynikających z norm europejskich (Eurokodu 7) w sytuacji, w której wielu projektantów wykorzystuje wygodne dla nich zalecenia starej normy. W związku z tym w pracy przedstawiono konstruktywną krytykę charakterystyk dotyczących parametrów mechanicznych przedstawionych w normie PN-81/B-03020. Krytyka ta została przeprowadzona z pozycji postępu, jaki dokonał się w badaniach geotechnicznych od czasu postanowień starej normy. Ambiwalentne sformułowanie tytułu pracy ma charakter prowokacyjny, gdyż z jednej strony zdaje się zadawać pytanie co warte są parametry ze starej normy w świetle postępu jaki dokonał się w tej dziedzinie, a z drugiej zadaje pytanie, co powinno wypełnić pustkę po starych zaleceniach. Cała druga część artykułu dotyczy odpowiedzi na to pytanie.W odniesieniu do parametrów wytrzymałościowych przedstawiono zmianę podejścia w wyznaczaniu wytrzymałości gruntu, która stanowi główną różnicę pomiędzy ustaleniami normy PN-81/B-03020 a Eurokodem 7. Natomiast w przypadku parametrów odkształceniowych podano dwa przykłady (dla gruntu niespoistego i spoistego), w których sztywność gruntu zależy od najważniejszych zmiennych składających się na wartość modułu, tj. stan naprężenia i zakres rozpatrywanych odkształceń. W przypadku gruntu spoistego we wzorach znajduje się również reprezentacja historii naprężenia w postaci naprężenia prekonsolidacji właściwej σ'_Y. Przytoczone przykłady wskazują kierunek dalszych działań, które z jednej strony zastąpią zalecenia normy PN-81/B-03020, a z drugiej strony są zgodne z zaleceniami norm europejskich.

Literatura

1. PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
2. PN-EN 1997-2 Eurokod 7 Projektowanie geotechniczne. Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.
3. Bolton M.D., 1986. The strength and dilatancy of sands. Geotechnique, 36(1), 65-78.
4. Bishop A.W., Henkel D.J., 1962. The measurement of Soil Properties in the Triaxial Test. 2nd ed., Edward Arnold, London.
5. Dembicki E., Biernatowski K., Dzierżawski K., Wolski W., 1987. Fundamentowanie. Projektowanie i wykonawstwo. Warszawa, Arkady.

6. Holtz R.D., Kovacs W.M., 1981. An introduction to geotechnical engineering. Prentice Hall, N.J., 323-342.
7. Lipiński M.J., 2013. Kryteria wyznaczania parametrów geotechnicznych, Wydawnictwo SGGW Warszawa.
8. Lipiński M.J., 2012. Wybrane kryteria określania parametrów gruntów naturalnych. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 4, 267-277.
9. Head K.H., 1992. Manual of Soil Laboratory Testing. 2nd edition. Pentech Press, London, UK.
10. Lipiński M.J., Wdowska M.K., 2012. A strain dependent stiffness of stiff cohesionless and cohesive soils. Studia Geotechnica et Mechanica (4) Wrocław, 53-67.
11. Wdowska M., 2010. Wpływ historii naprężenia na odkształcalność gruntów spoistych. Rozprawa doktorska. Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego.
12. Lipiński M.J., Wdowska M.A., 2011. Stress history and strain dependent stiffness of overconsolidated cohesive Soil. Annals of Warsaw University of Life Sciences- SGGW, Land Reclamation No 43(2), 207-216.

Geotechnical parameters of Polish Standard PN-81/B-03020 – what's next?

Mirosław J. Lipiński, Małgorzata K. Wdowska

Faculty of Civil and Environmenta Engineering, Warsaw University of Life Sciences WULS – SGGW, e-mail: miroslaw_lipinski@sggw.pl, malgorzata_wdowska@sggw.pl

Abstract: In relation to necessity of European standard implementation in Poland, which in terms of geotechnics refers to Eurocode 7 provisions, and on the other hand, presents recommendations concerning geotechnical parameters given by the old Polish Standard PN-81 B-0320 in Polish geotechnical environment, there is a situation where a consistent approach should be worked out. The paper presents rational critical review of shear strength and stiffness parameters given by the old Polish Standard that accounts for considerable progress in geotechnical testing during the last forty years. The papers presents a valid, based on European recommendation, approach to determine shear strength in soil. In relation to stiffness, formulas have been given where the deformation modulus is calculated on the basis of strain range, state of stress and its history.

Keywords: laboratory tests, test procedures, shear strength, stiffness, Polish Standard PN-81/B-03020

Interpretacja pomiarów prędkości fali poprzecznej w gruntach spoistych

Katarzyna Markowska-Lech, Jacek Bąkowski, Mariusz Lech

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska,
Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie,
e-mail: katarzyna_markowska@sggw.pl, jacek_bakowski@sggw.pl,
mariusz_lech@sggw.pl

Streszczenie: Badania z wykorzystaniem piezoelementów i prędkości fal akustycznych w gruntach są dziś szeroko stosowane w laboratoriach geotechnicznych, ale nadal nie ma jasno określonych procedur i metod interpretacji wyników badań. Jest to przyczyna dużej niepewności i subiektywności uzyskiwanych wyników. Praca stanowi przegląd najczęściej stosowanych metod interpretacji sygnału otrzymanego po przejściu fali przez próbkę gruntu, z uwzględnieniem częstotliwości nadawanego sygnału, która ma istotny wpływ na jego kształt. W publikacji przedstawione zostały wyniki badań czasu propagacji fali poprzecznej przez próbkę naturalnego gruntu spoistego.

Słowa kluczowe: piezoelementy, prędkość fali poprzecznej, częstotliwość, iły

1. Wprowadzenie

Parametrem charakteryzującym sztywność gruntów w zakresie małych odkształceń jest moduł odkształcenia postaciowego, który można oszacować na podstawie badań wykorzystujących piezoelementy. Mimo że metoda jest stosowana i w badaniach naukowych, i w laboratoriach komercyjnych, to istnieje wiele wątpliwości związanych z techniką pomiarów czasu propagacji fali przez próbkę gruntu oraz interpretacją otrzymanych wyników, a tym samym w precyzyjnym wyznaczeniu modułu odkształcenia postaciowego. Jest to efekt zależności prędkości fali poprzecznej w gruntach spoistych od wielu czynników, z których najważniejsze to: naprężenie efektywne, wskaźnik porowatości, historia naprężenia (wskaźnik prekonsolidacji), struktura gruntu, wskaźnik plastyczności, temperatura, czas [1]. W pracy zostaną przybliżone metody określania czasu propagacji fali poprzecznej przez próbkę gruntu.

2. Metodyka przeprowadzonych badań

Badania wykonane zostały w aparacie trójosiowym na próbkach silnie prekonsolidowanego iłu plioceńskiego o nienaruszonej strukturze NNS pobranych na terenie dzielnicy Mokotów w Warszawie. Właściwości gruntów spoistych przedstawione zostały w tabeli 1 [2]. W profilu gruntowym pod utworami czwartorzędowymi znajdują się osady plioceńskie, które reprezentowane są przez kompleks iłów pstrych z soczewkami i warstwami piasków. Profil tych osadów rozpoczyna warstwa iłu ciemnoszarego i brązowego w stanie twardoplastycznym, zalegająca na głębokości od 4,3 m do 6,8 m p.p.t. Poniżej, do głębokości 7,7 m zalega warstwa iłu płomienistego (rdzawo-czerwonego) w stanie twardoplastycznym. W spągu tych osadów występuje wkładka iłu pylastego pstrego, koloru żółtego o miąższości około 1,2 m. Od głębokości 8,9 m zaczynają się iły pstre w stanie twardoplastycznym, które na głębokości 10,5 m przechodzą w stan półzwarty.

Tabela 1. Właściwości fizyczne badanych gruntów spoistych (Stegny, Warszawa) [2]

	głębokość	FC*	w_n	w_L	Ip	ρ
	[m]	[%]	[%]	[%]	[%]	[t/m^3]
Ił	4,3-7,7	68-80	26-34	77-98	52,6-76,4	2,0-2,1
Ił pylasty	7,7-8,9	30-34	19-25	56-76	39,3-55,6	2,0-2,4
Ił	8,9-12	32-46	19-27	86-110	61,9-84,0	2,0-2,1
*FC-Fine Content (<0.002 mm)						

Prezentowane wyniki badań wykonane zostały na próbce iłu pylastego pobranego z głębokości 7,75 m, o wilgotności naturalnej w_n = 22,1% i gęstości objętościowej ρ = 2,0 t/m^3. Próbka gruntu przygotowana do badania miała wysokość 14,1 cm i średnicę 6,98 cm ($h \approx 2d$). Badanie obejmowało trzy podstawowe etapy: nasączanie, konsolidację i ścinanie. Konsolidacja prowadzona była etapowo w warunkach izotropowych. Na każdym etapie badania kontrolowano zmianę wysokości próbki oraz wykonywano pomiary prędkości fali poprzecznej V_s rozchodzącej się w próbce gruntu. Pomiar umożliwiały przetworniki typu bender zbudowane z piezoceramicznego materiału, który zamienia energię mechaniczną (drgania) na energię elektryczną (impuls) i na odwrót. Pomiar prędkości fali poprzecznej przeprowadzony został dla sześciu różnych wartości naprężenia efektywnego. Podczas każdego pomiaru analizowany był na ekranie monitora zarówno wysyłany, jak i odbierany sygnał; porównywano częstotliwości i amplitudy tych sygnałów [3]. Badanie obejmowało wykonanie dla każdej wartości naprężenia efektywnego pomiarów prędkości fali poprzecznej przy częstotliwościach od 1,1 kHz do 10 kHz nadawanego sygnału, przy czym dla lepszej przejrzystości rysunków wybrano i zaprezentowano jedynie częstotliwości 10 kHz, 5 kHz, 2 kHz i 1,25 kHz. Amplituda sygnału nadawanego wynosiła 10 V dla wszystkich częstotliwości.

3. Analiza wyników

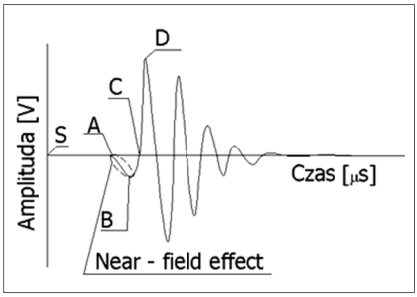
Przy wprowadzaniu piezoelementów do badań gruntów jako zaletę wymieniano prostą interpretację uzyskiwanych wyników. Wydawało się, że do wyznaczenia prędkości fali, przy znajomości wzoru:

$$V_s = \frac{h}{\Delta T} \tag{1}$$

gdzie:
h – odległość pomiędzy nadajnikiem a odbiornikiem [m],
ΔT – czas propagacji fali przez próbkę [s],
wystarczy odczytać czas propagacji fali przez próbkę z ekranu, a przy określaniu dystansu pomiędzy nadajnikiem a odbiornikiem należy przyjąć wysokość próbki pomniejszoną o wysokość piezoelementów (tip-to-tip, [4]). Jednak wyznaczenie czasu propagacji fali poprzecznej okazało się znacznie bardziej skomplikowane. Początkowo prędkość określano na podstawie czasu przejścia fali przez próbkę na podstawie identyfikacji dwóch najlepiej widocznych obrazów nadawanego i odbieranego sygnału, ponieważ zniekształcenie odbieranego sygnału nie pozwalało na dokładne określenie czasu przybycia fali do odbiornika. Następnie wprowadzano doskonalsze metody interpretacji obrazu fali poprzecznej docierającej do odbiornika, które dzielą się na dwie grupy określane jako time domain technique (TD) i frequency domain technique (FD). Istnieją również opracowania zawierające kombinacje obu tych metod ([5], [6]); dotychczas żadna z metod interpretacji wyników badań z użyciem piezoelementów nie została uznana za pewną i najlepszą. W literaturze istnieje

wiele opracowań dokumentujących trudności w interpretacji wyników pomiarów np. [5, 7-13]. Sygnał wysyłany z nadajnika ma zdefiniowany kształt i częstotliwość; po przejściu przez grunt dociera do odbiornika stłumiony i zniekształcony. Czynnikami stanowiącymi potencjalne źródło błędów w badaniach i ich interpretacji są: *near-field effect* [7, 9, 14, 15], interferencja fal [10], geometria próbki gruntu [16, 17], szumy [8, 18].

Podczas pomiaru fali poprzecznej ma miejsce zjawisko *near-field* (rys. 1) utrudniające jednoznaczne określenie czasu przybycia fali poprzecznej do odbiornika.



Rys. 1. Zjawisko *near-field* [19]

Powstaje ono w przypadku, gdy dystans pomiędzy nadajnikiem a odbiornikiem jest zbyt krótki w stosunku do długości fali poprzecznej. Im ten stosunek jest większy, tym zjawisko *near-field* ma mniejszy wpływ na zniekształcenie sygnału. Oznacza to, że lepszą jakość sygnału odbieranego, pozwalającą na bardziej jednoznaczne odczytanie czasu propagacji fali poprzecznej przez próbkę, otrzymuje się przy wyższych częstotliwościach sygnału nadawanego.

W celu sklasyfikowania kształtu otrzymywanego sygnału wprowadzono wielkość *Rd* wyrażaną wzorem [9, 16]:

$$\mathrm{Rd} = \frac{\mathrm{h}}{\lambda} = \frac{\mathrm{hf_{in}}}{\mathrm{V_s}} \tag{2}$$

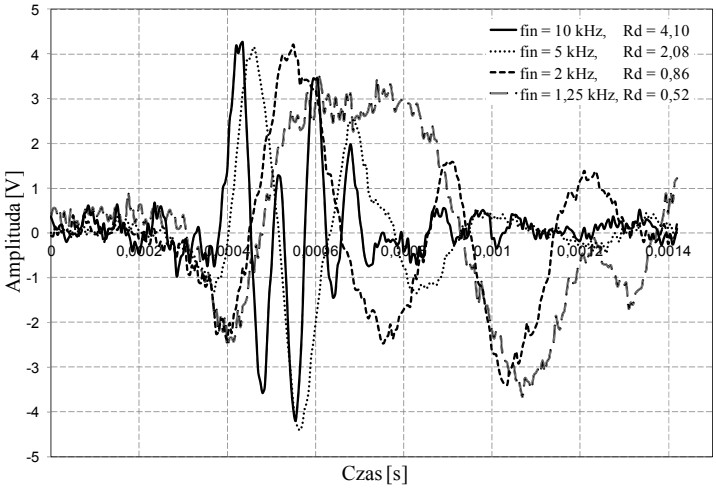
gdzie:

h – dystans pomiędzy nadajnikiem a odbiornikiem [m],

λ – długość fali [m],

f_{in} – częstotliwość nadawanego sygnału [Hz].

Wyższe wartości wskaźnika *Rd* wskazują na lepszą jakość sygnału otrzymanego na monitorze. Dla prezentowanych badań wskaźnik *Rd* miał wartości od 0,35 do 7,20. Na rysunku 2 przedstawiono zależność pomiędzy współczynnikiem *Rd* a częstotliwością nadawanego sygnału przy naprężeniu efektywnym 930 kPa: dla mniejszych długości fal (wyższa częstotliwość nadawanego sygnału) uzyskano wyższe wartości *Rd*, co potwierdza widoczny na wykresach mniejszy wpływ zjawiska *near-field.*

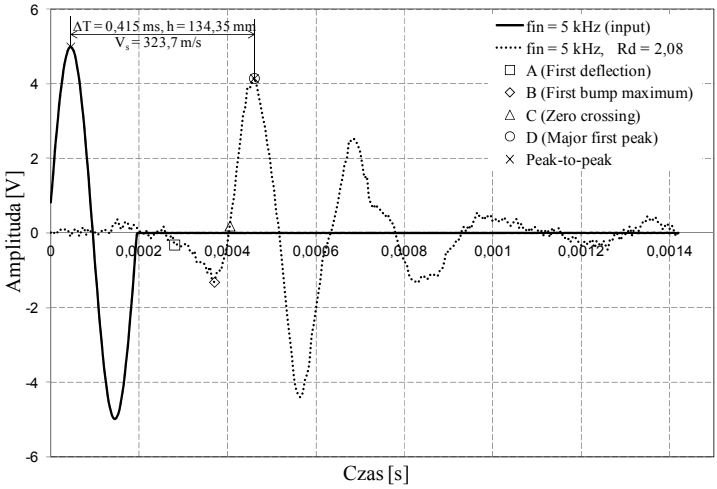


Rys. 2. Zależność pomiędzy współczynnikiem *Rd* a częstotliwością nadawanego sygnału f_{in} przy naprężeniu efektywnym 930 kPa

Czas propagacji fali poprzecznej przez próbkę określany jest na podstawie obrazu sygnału otrzymanego na ekranie. Analizując ten sygnał można go podzielić na kilka stref zgodnie z rysunkiem 1.

Na rysunku 3 przedstawione zostały obrazy sygnałów nadawanego i odebranego uzyskanych na ekranie monitora przy naprężeniu efektywnym 930 kPa i częstotliwości 5 kHz. Dokonując szacowania prędkości fali metodą wizualną peak-to-peak, czyli przez różnicę czasów pomiędzy pierwszymi pikami na obu obrazach ($\Delta T = 0{,}415$ ms) uzyskano prędkość fali poprzecznej $V_s = 323{,}7$ m/s przy wysokości próbki 134,35 mm. Na rysunku widoczne są również punkty charakterystyczne dla większości sygnałów uzyskiwanych po przejściu fali przez próbkę (odczyt automatyczny z oprogramowania GDS): A (first deflection – pierwsze odchylenie), B (first bump maximum – maksymalna wartość odchylenia), C (zero crossing – przecięcie z osią czasu), D (pierwszy najwyższy pik). Uzyskane czasy propagacji to odpowiednio: A – $\Delta T = 0{,}280$ ms, B – $\Delta T = 0{,}370$ ms, C – $\Delta T = 0{,}405$ ms, D – $\Delta T = 0{,}460$ ms.

Pomiar różnicy czasu pomiędzy impulsem nadanym a pierwszym odchyleniem odebranego impulsu (A) jest pierwszym i jednocześnie najbardziej intuicyjnym sposobem określania czasu propagacji fali przez próbkę z grupy metod time domain (TD). Niestety stosowanie takiej metody jest możliwe jedynie w przypadku braku zakłóceń w obrazie fali po przejściu przez próbkę a identyfikacja pierwszego odchylenia na otrzymanym obrazie fali jest bardzo subiektywna, uzależniona od doświadczenia osoby wykonującej badanie [5]. Gdyby ze względu na trudności w dokładnym oszacowaniu pierwszego odchylenia A za czas dotarcia fali poprzecznej do odbiornika uznać punkt w zakresie pomiędzy A i B, to różnica w szacowaniu prędkości fali mogłaby wynosić nawet $\Delta V_s = 490{,}56 - 323{,}70 = 166{,}86$ m/s (na podstawie odczytu A i peak-to-peak)!



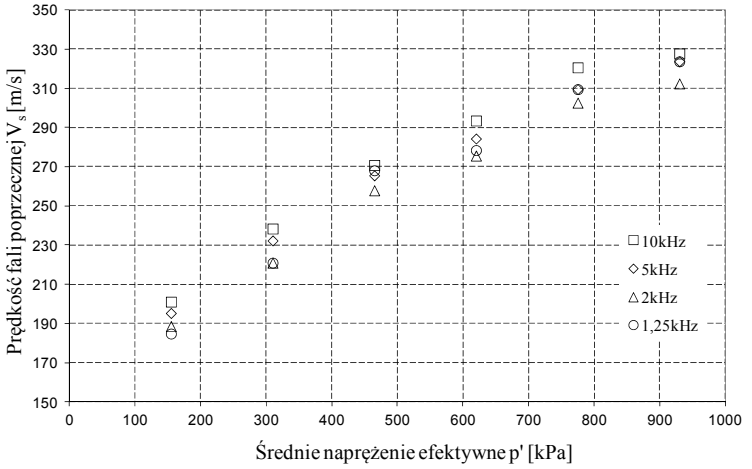
Rys. 3. Obraz uzyskany przy naprężeniu efektywnym 930 kPa i częstotliwości nadawanego sygnału 5 kHz – przykład interpretacji otrzymanego sygnału

Innym sposobem jest pomiar czasu pomiędzy charakterystycznymi punktami na obrazach sygnałów nadanego i odebranego tj. odpowiednich pików lub dolin fal, punktów przecięcia z osią czasu. Na rysunku 3 metodę reprezentuje punkt C, czyli różnica czasu pomiędzy przecięciami z osią czasu obu sygnałów oraz stosowana do wizualnego określania czasu propagacji metoda peak-to-peak. Tę metodę można zastosować tylko w przypadku porównywania kształtu sygnału nadawanego i pierwszych charakterystycznych punktów na obrazie otrzymanym po przejściu przez próbkę oraz gdy nie ma refrakcji w obrazie fali po przejściu przez próbkę. Gdyby za czas dotarcia fali poprzecznej do odbiornika uznać punkt C to różnica w szacowaniu prędkości fali wynosiłaby tylko $\Delta V_s = 339{,}15 – 323{,}70 = 15{,}45$ m/s (porównanie odczytów C i peak-to-peak).

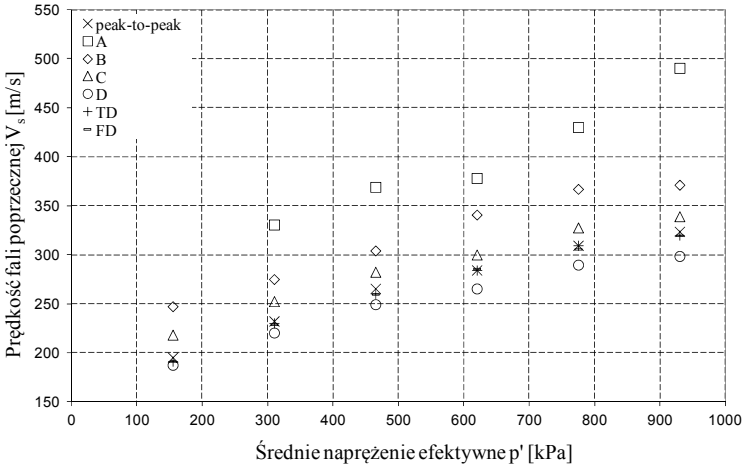
Oprogramowanie umożliwia również automatyczne wyznaczenie czasu propagacji metodą cross-correlation TD (opartą na osi czasu) oraz metodą FD (opartą na częstotliwości sygnału). Metoda cross-correlation polega na numerycznej analizie kształtów sygnałów nadawanego i odbieranego oraz pomiarze stopnia korelacji pomiędzy nimi [7]. Otrzymane czasy propagacji z tych metod w naszym przykładzie są identyczne i wynoszą $\Delta T = 0{,}405$ ms, stąd prędkości fali poprzecznej $V_s = 319{,}90$ m/s, co daje różnicę jedynie 3,8 m/s (w porównaniu z metodą peak-to-peak).

Na rysunku 4 przedstawiona została uzyskana w badaniach zależność pomiędzy prędkością fali poprzecznej określoną metodą peak-to-peak a naprężeniem efektywnym dla czterech różnych częstotliwości nadawanego sygnału. Prędkość fali poprzecznej widocznie wzrasta wraz ze wzrostem naprężenia efektywnego; w przytoczonym przykładzie nie da się jednoznacznie ustalić zależności pomiędzy wzrostem prędkości fali i wzrostem częstotliwości nadawanego sygnału. Natomiast wyraźnie widoczny jest wpływ częstotliwości na odczyty punktów charakterystycznych A, B, C, D na rysunkach 5 i 6 przedstawiających wyniki badań dla różnych wartości naprężeń efektywnych przy dwóch różnych częstotliwościach: 5 kHz i 1,25 kHz. Widać większe różnice w otrzymanych prędkościach fali poprzecznej dla punktu C oraz metod peak-to-peak, TD i FD przy niższej częstotliwości, co świadczy o wpływie efektu *near-field.* Największe rozbieżności w odczytach otrzymano pomiędzy metodą peak-to-peak i metodą FD, zwłaszcza przy niższych częstotliwościach: 1,25 kHz i 1,1 kHz. Ze względu na fakt, że wyniki otrzymane z automatycznego odczytu

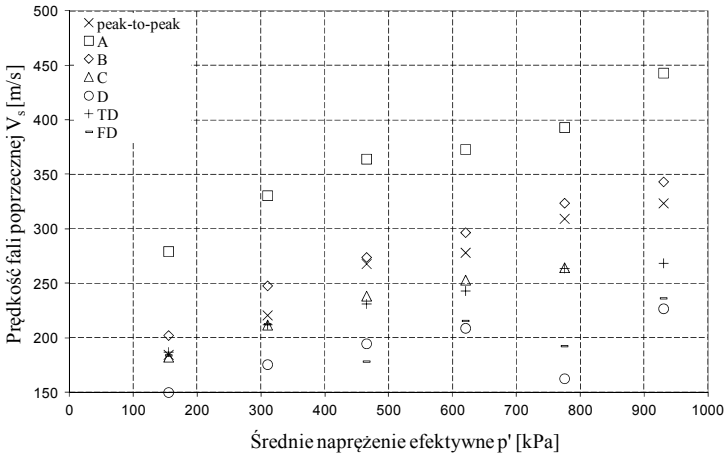
metodą FD często wymagają dokonania korekty przez osobę prowadzącą badania wydaje się, że należy je traktować jako potwierdzenie wyników uzyskanych z innych metod lub jako określenie ogólnego zakresu czasu propagacji fali. Najmniejsze różnice w prędkościach fali poprzecznej uzyskano pomiędzy metodą peak-to-peak i TD przy częstotliwościach 3,3 kHz i 5 kHz. W niektórych przypadkach nie udało się uzyskać sygnału pozwalającego na jednoznaczny odczyt czasu propagacji.



Rys. 4. Zależność pomiędzy prędkością fali poprzecznej a naprężeniem efektywnym (metoda peak-to-peak)



Rys. 5. Wyniki badań prędkości fali poprzecznej przy częstotliwości 5 kHz (objaśnienia symboli w tekście)



Rys. 6. Wyniki badań prędkości fali poprzecznej przy częstotliwości 1,25 kHz (objaśnienia symboli w tekście)

Podsumowując otrzymane wyniki, najmniejsze rozbieżności w szacowaniu czasu propagacji pomiędzy czterema metodami: peak-to-peak, C (*zero crossing*), TD i FD uzyskano dla wyższych częstotliwości 2,5 kH, 3,3 kHz i 5 kHz, niezależnie od poziomu naprężenia efektywnego.

4. Wnioski

Z zaprezentowanych wyników badań z użyciem piezoelementów wyraźnie widać, że mimo rozwiniętej aparatury pomiarowej i dedykowanego oprogramowania nadal jest kwestią sporną, która metoda szacowania prędkości fali poprzecznej daje najlepsze wyniki. W przytoczonych badaniach najbardziej zbliżone wyniki w porównaniu z metodą odczytu peak-to-peak kontrolowaną przez osobę wykonującą badanie, otrzymano z automatycznej metody TD.

Badania zaprezentowane w pracy zostały wykonane w Laboratorium Centrum Wodne SGGW w ramach projektu finansowanego przez NCN (nr um. 0467/B/T02/2011/40) z wykorzystaniem aparatury i oprogramowania GDS.

Literatura

1. Lipiński M.J., 2000. Laboratoryjne pomiary prędkości fal akustycznych dla określenia parametrów geotechnicznych. XII Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania „Problemy Geotechniczne Obszarów Przymorskich" Szczecin-Międzyzdroje.
2. Bajda M., Lech M., 2004. Identification of geological barriers at the Stegny site. Proceedings of the 16th European Young Geotechnical Engineers Conference, Brandl&Kopf (eds), Vienna, Austria: 201-210.
3. Tyminski W., Markowska-Lech K., 2005. Kryteria pomiaru prędkości fali poprzecznej w gruntach spoistych. Materiały konferencyjne, 51 Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB, 12-17 IX, Krynica, t. IV, 65-72.
4. Yamashita S., Fujiwara T., Kawaguchi T., Mikami T., Nakata Y., Shibuya S., 2007. International parallel test on the measurement of G_{max} using bender elements organized by Technical Committee 29 of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, http://www.jiban.or.jp/e/tc29/BE_Inter_PP_Test_en.pdf.

5. Viana da Fonseca A., Ferreira C., Fahey M., 2009. A framework interpreting bender element tests combining time-domain and frequency-domain methods. Geotechnical Testing Journal, Vol. 32, No. 2.
6. Camacho-Tauta J.F., Reyes-Ortiz O.J., Jiménez Álvarez J.D., 2013. Comparison between resonant-column and bender element tests on three types of soils. Dyna, year 80, Nro. 182, pp. 163-172. Medellin, December.
7. Viggiani G., Atkinson J.H., 1995. Interpretation of bender element tests. Geotechnique 45, No. 1, 149-154, Technical Note.
8. Brignoli E., Gotti M., Stokoe K.H., 1996. Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric tranducers. GTJ, Vol. 19, No. 4, 384-397.
9. Jovičič V., Coop M.R., Simic M., 1996. Objective criteria for determinig G_{max} from bender element tests. Geotechnique 46, No. 2, 357-362.
10. Arulnathan R., Boulanger R.W., Riemer M.F., 1998. Analysis of bender element tests, GTJ, Vol. 21, No. 2, 120-131.
11. Greening P.D., Nash D.F.T., Benahmed N., Viana da Fonseca A., Ferreira C., 2003. Comparison of ShearWaveVelocity Measurements in Different Materials Using Time and Frequency Domain Techniques, Proc. Deformation Characteristics of Geomaterials, Lyon, France, 22-24 September, Balkema, Rotterdam, pp. 381-386.
12. Greening P.D., Nash D.F.T., 2004. Frequency domain determination of G_0 using bender elements, GTJ, Vol. 27, No. 3, 288-294.
13. Leong E.C., Yeo S.H., Rahardjo H., 2005. Measuring shear wave velocity using bender elements. GTJ, Vol. 28, No. 5, 488-498.
14. Sánchez-Salinero I., Roesset J.M., Stokoe K.H., 1986. II. Analytical studies of body wave propagation and attenuation. Geotechnical Report No. GR86–15, Civil Engineering Department, University of Texas at Austin.
15. Pennington D.S., Nash D.F.T., Lings M.L., 2001. Horizontally-mounted bender elements for measuring anisotropic shear moduli in triaxial clay specimens, GTJ, Vol. 24, No. 2, 133-144.
16. Arroyo M., Muir Wood D., Greening P.D., 2003. Source near field effect and pulse tests in soil samples. Geotechnique 53, No. 3, 337-345.
17. Rio J., Greening P., Medina L., 2003. Influence of sample geometry on shear wave propagation using bender elements. Proc. Deformation Characteristics of Geomaterials, Lyon, France, 22-24 September, Balkema, Rotterdam, 963-967.
18. Lee J.S., Santamarina C., 2005. Bender elements: performance and signal interpretation. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 131, No. 9, 1063-1070.
19. Kawaguchi T., Mitachi T., Shibuya S., 2001. Evaluation of shear wave travel time in laboratory bender element test. Istambuł, Proc. 15th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Istambul 1, 155-158.

The interpretation of shear wave velocity tests in cohesive soils

Katarzyna Markowska-Lech, Jacek Bąkowski, Mariusz Lech

Faculty of Civil and Environmental Engineering, Warsaw University of Life Sciences WULS – SGGW,
e-mail: katarzyna_markowska@sggw.pl, jacek_bakowski@sggw.pl,
e-mail: mariusz_lech@sggw.pl

Abstract: The bender element test method is used in a laboratory to obtain the shear wave velocity of geomaterials. Despite its apparent simplicity, there is still no standard for testing procedures or for the interpretation of results. A number of factors affect the reliability of the results: this leads to high degree of uncertainty and subjectivity in the interpretation. This paper presents BE tests performed on natural clays and describes the most popular interpretation methods.

Keywords: BE, shear wave velocity, frequency, clays

Numeryczny sposób wyznaczania naprężeń na pobocznicy pala fundamentów płytowo-palowych w gruncie niespoistym

Zygmunt Meyer, Piotr Cichocki

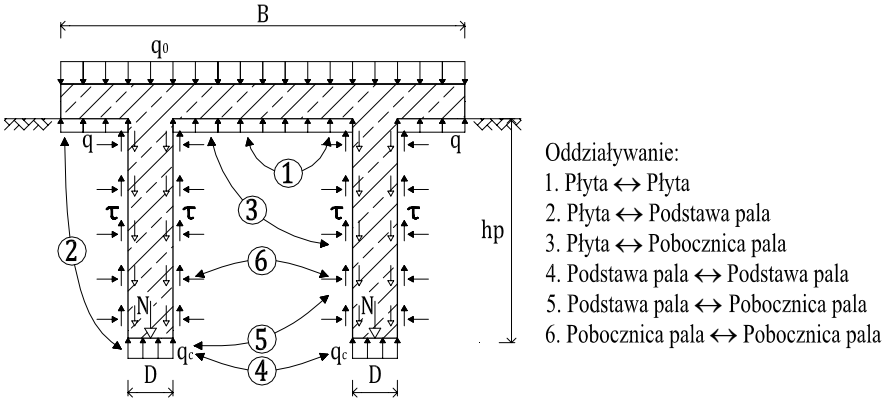
Wydział Budownictwa i Architektury, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, e-mail: meyer@zut.edu.pl, cichocki.p@gmail.com

Streszczenie: W pracy przedstawiono metodę wyznaczania naprężeń na pobocznicy pala w gruncie niespoistym przy uwzględnieniu udziału płyty w przekazywaniu obciążenia na podłoże. Wykonano eksperymenty numeryczne na fundamencie płytowo-palowym w celu analizy wpływu parametrów fundamentu i gruntu na średnią wartość naprężeń na pobocznicy pala. Przedstawiono ponadto rozkład naprężeń wzdłuż pobocznicy pala. Analiza oparta na liniowej teorii Boussinesqa, z uwzględnieniem stref aktywnych naprężeń wg Meyera.

Słowa kluczowe: fundament płytowo-palowy, naprężenia kontaktowe, teoria Boussinesqa, interakcja

1. Wprowadzenie

Fundamenty płytowo-palowe (dalej: FPP), w określonych warunkach geotechnicznych, wypełniają lukę wśród konwencjonalnych rozwiązań, czyniąc ten sposób posadowienia optymalnym pod kątem użytkowo-ekonomicznym. Mają one zastosowanie w warunkach wykazujących dla fundamentów płytowych dostateczną nośność podłoża do przeniesienia obciążenia zewnętrznego oraz niedopuszczalne wartości osiadań nim wywołane. Nie mogą one być stosowane w sytuacji występowania pod płytą warstw gruntu o stosunkowo małej sztywności np. gruntów w stanie miękkoplastycznym bądź organicznych [1]. Zatem fundamenty płytowo-palowe stosujemy w celu uwzględnienia udziału płyty w przekazywaniu obciążenia na podłoże. Konsekwencją tego jest odmienny stan naprężeń w gruncie w porównaniu z konwencjonalnymi fundamentami palowymi.



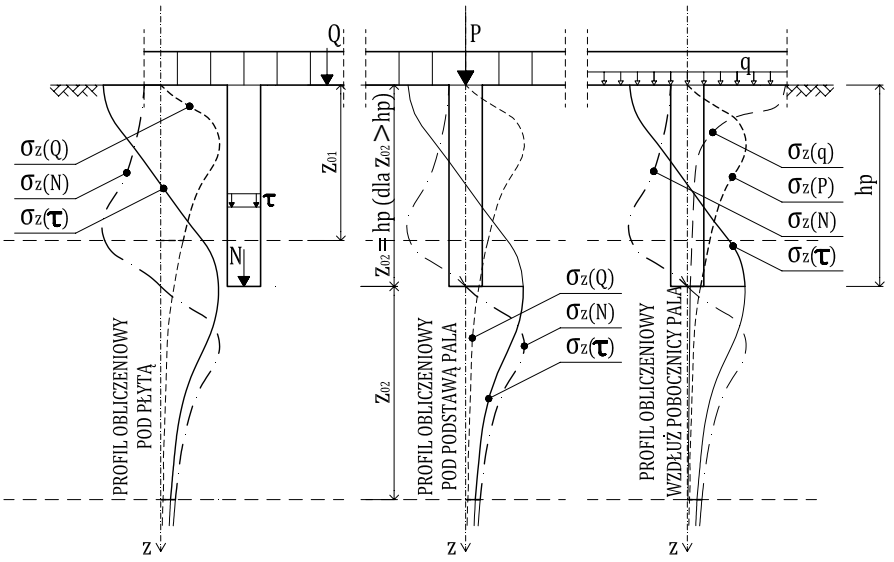
Rys. 1. Oddziaływanie poszczególnych elementów nośnych fundamentu płytowo-palowego

Zagadnieniem fundamentów płytowo-palowych zajmowali się m.in. [2-6]. Niewiele prac dotyczy jednak wpływu płyty fundamentowej na wartość i rozkład naprężeń wzdłuż pobocznicy pala. Celem badań jest teoretyczna analiza powyższego wpływu oraz zbadanie zmienności naprężeń na pobocznicy pala dla różnych parametrów fundamentu. Analizę przeprowadzono dla sztywnego FPP w oparciu o metodę uwzględniającą wzajemne oddziaływanie poszczególnych elementów nośnych fundamentu (rys. 1).

2. Opis matematyczny zjawiska

Model matematyczny opracowano, wykorzystując metodę współczynników wpływu. Poszczególne współczynniki wyznaczono przez odpowiednie całkowanie rozkładu naprężeń w gruncie oparte na liniowej teorii Boussinesqa [7]:

$$\sigma_z(z) = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2\pi \cdot R^5}, \quad L = \sqrt{x^2 + y^2}, \quad R = \sqrt{L^2 + z^2} \tag{1}$$



Rys. 2. Schemat rozkładu naprężeń w gruncie pod płytą fundamentową i w osi pala

Do opracowania modelu matematycznego przyjęto następujące założenia:
- płyta obciążona jest pionową siłą równomiernie rozłożoną na powierzchni,
- grunt jest niespoisty, homogeniczny o znanych parametrach,
- sztywna płyta spoczywa na nieodkształcalnych palach i półprzestrzeni sprężystej,
- obowiązuje zasada superpozycji naprężeń,
- naprężenia na pobocznicy są stałe na całej długości pali,
- fundament zespolony tworzą pale nieprzemieszczeniowe,
- uwzględniono jedynie pionową składową naprężeń w gruncie,
- wyznaczając osiadania cząstkowe elementów nośnych fundamentu uwzględniono zasięgi stref aktywnych naprężeń dla płyty i pali wg Meyera [8, 9].

Jednostkowy opór graniczny gruntu wzdłuż pobocznicy pala opierając się na naprężeniach pionowych i stanie parcia gruntu wzdłuż pobocznicy pala wyznaczono z zależności [10, 11]:

$$\tau_{sgr} = K \cdot \sigma_z^s \cdot tg\delta \tag{2}$$

Na podstawie badań Krasińskiego [12] dla szorstkich pali nieprzemieszczeniowych przyjęto:

$$K = K_0 = 1 - \sin\phi \tag{3}$$

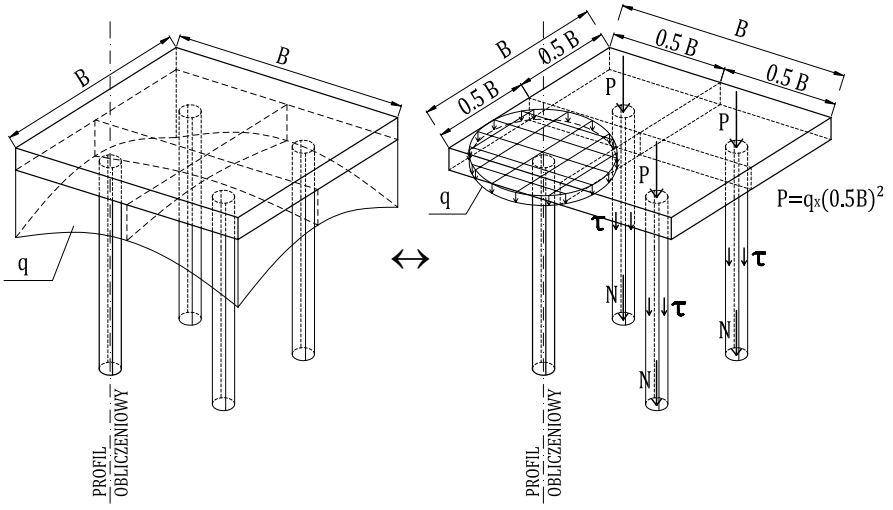
$$\delta = \phi \tag{4}$$

Pionowa składowa naprężeń wzdłuż pobocznicy analizowanego pala została wyznaczona jako suma naprężenia geostatycznego oraz naprężeń generowanych w gruncie przez poszczególne elementy nośne fundamentu. Dla fundamentów płytowo-palowych, w odróżnieniu od konwencjonalnych fundamentów palowych, uwzględniono wartość naprężeń pionowych generowanych w gruncie przez płytę fundamentową. Wpływa ona na wzrost pionowego naprężenia w gruncie wokół pala, co bezpośrednio zwiększa wartość oporu granicznego gruntu wzdłuż pobocznicy [13].

$$\sigma_{z,FPP}^s = \sigma_{z,FP}^s + \sigma_{z,P}^s \tag{5}$$

$$\sigma_{zFP}^s = \sigma_z^s(\gamma) + \sum \sigma_z^s(N) + \sum \sigma_z^s(\tau) \tag{6}$$

$$\sigma_{zP}^s = \sigma_z^s(q) + \sum \sigma_z^s(P) \tag{7}$$



Rys. 3. Schemat elementów FPP generujących naprężenia pionowe wzdłuż pobocznicy pala

Ostatecznie wartość naprężeń na pobocznicy pala wyznaczamy na podstawie wzoru:

$$\tau = \left[\sigma_z^s(\gamma) + \sigma_z^s(q) + \sum \sigma_z^s(P) + \sum \sigma_z^s(N) + \sum \sigma_z^s(\tau)\right] \cdot (1 - \sin\phi) \cdot tg\phi \tag{8}$$

gdzie:

$$\sigma_z^s(\gamma) = 0.5 \cdot \gamma \cdot hp \tag{9}$$

W celu wyznaczenia średniej wartości pionowej składowej naprężeń wzdłuż pobocznicy, od naprężeń kontaktowych z pola płyty bezpośrednio usytuowanego nad analizowanym palem, wykorzystano ścisłe rozwiązanie rozkładu naprężeń pod fundamentem w kształcie koła [14]:

$$\sigma_z^s(q)=\left[\int_0^{hp} q\cdot\left(1-\frac{z^3}{\left(z^2+r^2\right)^{3/2}}\right)dz\right]\Big/hp=\frac{q}{hp}\cdot\left[hp\cdot\left(1-\frac{hp}{\left(hp^2+r^2\right)^{1/2}}\right)+2\cdot r\cdot\left(1-\frac{r}{\left(hp^2+r^2\right)^{1/2}}\right)\right] \quad (10)$$

dla
$$r=0.5\cdot B/\sqrt{\pi} \quad (11)$$

Pozostałe składowe zostały wyznaczone ze wzoru (1), uzyskując:

$$\sigma_z^s(P)=\left[\int_0^{hp}\frac{3\cdot P\cdot z^3}{2\pi\cdot R^5}dz\right]\cdot\frac{1}{hp}=\frac{P}{2\pi}\cdot\left[\frac{2}{L}-\frac{3\cdot hp^2+2\cdot L^2}{\sqrt{hp^2+L^2}^3}\right]\cdot\frac{1}{hp} \quad (12)$$

$$\sigma_z^s(N)=\left[\int_{-hp}^{0}\frac{3\cdot N\cdot z^3}{2\pi\cdot R^5}dz\right]\cdot\frac{1}{hp}=\frac{N}{2\pi}\cdot\left[\frac{3\cdot hp^2+2\cdot L^2}{\sqrt{hp^2+L^2}^3}-\frac{2}{L}\right]\cdot\frac{1}{hp} \quad (13)$$

$$\sigma_z^s(\tau)=\left[\int_0^{hp}\frac{3\cdot\chi\cdot\tau}{2\pi}\cdot\left(\begin{array}{l}\dfrac{1}{\sqrt{(z-hp)^2+L^2}}-\dfrac{1}{\sqrt{z^2+L^2}}+\\ -\dfrac{L^2}{3\cdot\sqrt{(z-hp)^2+L^2}^3}+\dfrac{L^2}{3\cdot\sqrt{z^2+L^2}^3}\end{array}\right)dz\right]\cdot\frac{1}{hp}=0 \quad (14)$$

3. Rozwiązanie problemu

Wyznaczenie naprężeń kontaktowych dla sztywnego fundamentu płytowo-palowego, uzyskano przy założeniu, że suma osiadań cząstkowych dla pól elementarnych dyskretyzowanej płyty i pali jest jednakowa.
Model matematyczny sprowadza się do układu równań:

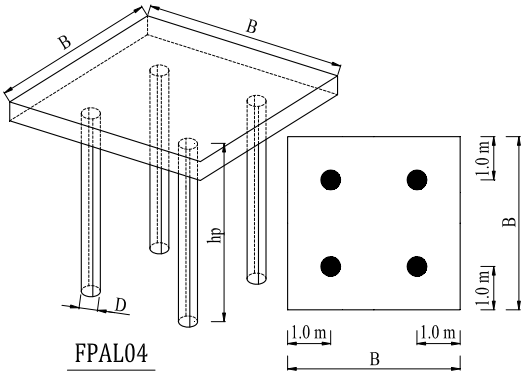
$$\begin{Bmatrix}\{s_R\}\\ \{s_P\}\\ \{q_0\cdot A_R\}\end{Bmatrix}=\begin{bmatrix}[WRR] & [WNR] & [WTR]\\ [WRP] & [WNP] & [WTP]\\ [WR] & [WN] & [WT]\end{bmatrix}\cdot\begin{Bmatrix}\{R_R\}\\ \{N_P\}\\ \{T_P\}\end{Bmatrix} \quad (15)$$

gdzie:
$\{s_R\}$ – wektor osiadania pól elementarnych płyty fundamentowej,
$\{s_P\}$ – wektor osiadania pali,
$\{q_0 \cdot A_R\}$ – iloczyn obciążenia fundamentu i pola powierzchni płyty,
$\{R_R\}$ – wektor naprężeń w powierzchni kontaktowej płyta fundamentowa - podłoże,
$\{N_P\}$ – wektor sił w podstawie pali,
$\{T_P\}$ – wektor naprężeń na pobocznicy pali,
$[WRR]$ – macierz współ. wpływu naprężeń pod płytą na osiadanie pól płyty,
$[WNR]$ – macierz współ. wpływu sił w podstawie pali na osiadanie pól płyty,
$[WTR]$ – macierz współ. wpływu naprężeń na pobocznicy pali na osiadanie pól płyty,
$[WRP]$ – macierz współ. wpływu naprężeń pod płytą na osiadanie pali,
$[WNP]$ – macierz współ. wpływu sił w podstawie pali na osiadanie pali,
$[WTP]$ – macierz współ. wpływu naprężeń na pobocznicy pali na osiadanie pali,
$[WR]$ – wektor powierzchni pól elementarnych płyty,
$[WN]$ – wektor jedynkowy,
$[WT]$ – wektor powierzchni pól pobocznic pali.

Opracowano program obliczeniowy rozwiązujący metodą iteracyjną powyższe zagadnienie.

4. Eksperyment numeryczny

Analizę wpływu płyty fundamentowej na wartość naprężeń na pobocznicy pala opracowano na podstawie modelu FPAL04 (rys. 4).



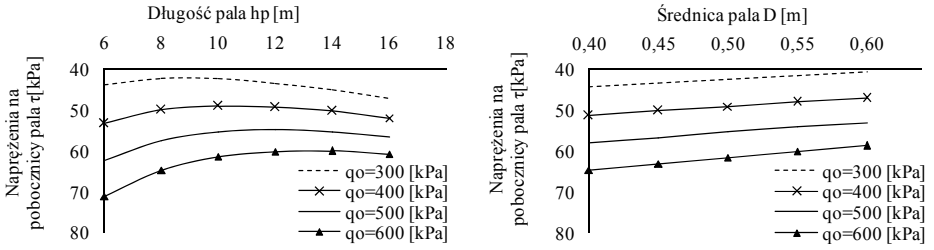
Rys. 4. Schemat i geometria analizowanego fundamentu płytowo-palowego

Podstawowe dane fundamentu:
$\phi = 27° \rightarrow E = 40$ [MPa]
$\gamma = 18$ [kN/m^3]
$B = 5{,}0$ [m]
$hp = 10{,}0$ [m]
$D = 0{,}5$ [m]

4.1. Wpływ parametrów FPP i podłoża na wartość naprężeń na pobocznicy pala

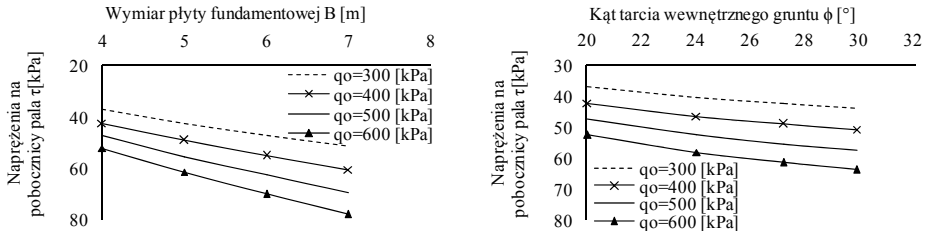
Badanie zmienności średniej wartości naprężeń na pobocznicy pala przeprowadzono dla różnych parametrów fundamentu i podłoża. Badaniu poddano wpływ wymiaru płyty, długości i średnicy pali. Na potrzeby analizy moduł ściśliwości skorelowano z kątem tarcia wewnętrznego gruntu wg zależności [8]:

$$E = 152 \cdot tg^2\phi \tag{16}$$



Rys. 5. Wpływ długości i średnicy pali na naprężenia na pobocznicy pala FPP

Długości i średnice pali bezpośrednio wpływają na rozdział obciążenia przekazywanego przez poszczególne elementy nośne fundamentu. W analizowanym zakresie ich zmienności wpływają na wartość naprężeń τ odpowiednio do 14% i 9%, w odniesieniu do wartości początkowych.

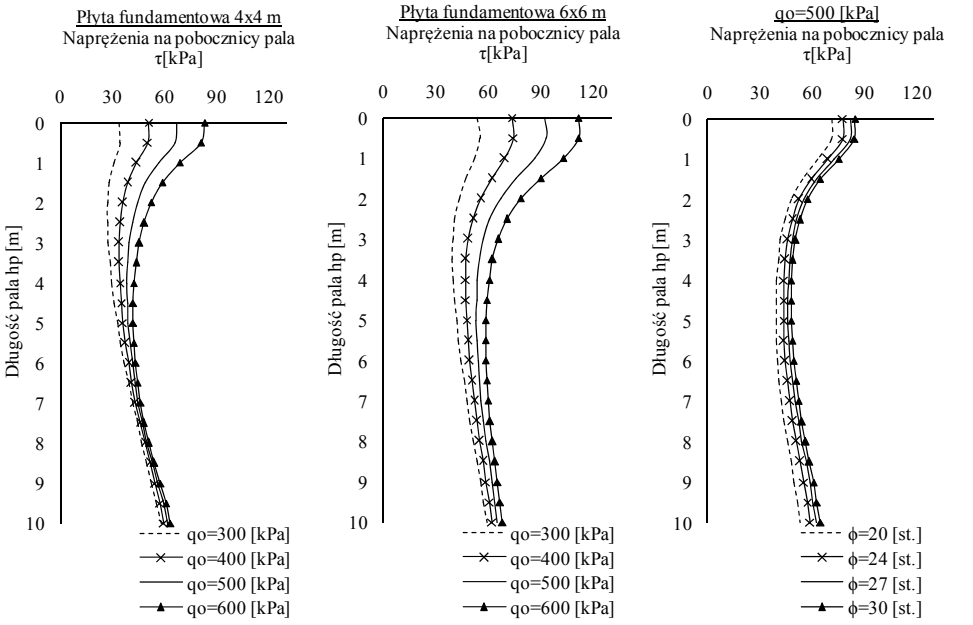


Rys. 6. Wpływ wymiaru płyty i kąta tarcia wew. gruntu na naprężenia na pobocznicy pala FPP

Wyznaczone średnie wartości naprężeń na pobocznicy pala bezpośrednio zależą od składowej pionowego naprężenia w gruncie oraz kąta tarcia wewnętrznego. Wartość obciążenia fundamentu istotnie wpływa na wartość naprężeń na pobocznicy pala. Zwiększając wymiar płyty fundamentowej, przy stałym obciążeniu równomiernie rozłożonym, zwiększeniu ulega wartość naprężeń kontaktowych płyta-podłoże oraz udział płyty w przenoszeniu obciążenia. W konsekwencji w analizowanym zakresie uzyskujemy wzrost średniej wartości naprężeń na pobocznicy pala do 50%. Wzrost kąta tarcia wewnętrznego wraz ze wzrostem wartości modułu ściśliwości gruntu w zakresie 20-50 [*MPa*] spowodowało wzrost wartości τ do 21%.

4.2. Rozkład naprężeń na pobocznicy pala FPP

Opracowany model obliczeniowy umożliwia, po uzyskaniu rozkładu naprężeń kontaktowych, przeprowadzenie analizy wstecznej w celu prezentacji charakteru zmienności naprężeń wzdłuż pobocznicy pala.



Rys. 7. Wpływ wymiaru płyty i kąta tarcia wew. gruntu na rozkład naprężenia na pobocznicy pala FPP

Uzyskany rozkład naprężeń na pobocznicy pala FPP odbiega od rozkładu uzyskiwanego dla konwencjonalnych fundamentów palowych. Spowodowane jest to uwzględnieniem współpracy płyty w przenoszeniu obciążenia, co istotnie wpływa na składową pionową naprężenia w gruncie wzdłuż pobocznicy pala.

5. Podsumowanie i wnioski

1. Przedstawiono metodę wyznaczania naprężeń kontaktowych fundamentów płytowo-palowych – podłoże, ze szczególnym uwzględnieniem naprężeń na pobocznicy pala.
2. Uwzględnienie współpracy płyty fundamentowej w przekazywaniu obciążenia na podłoże wpływa na odmienny rozkład naprężeń wzdłuż pobocznic pali w porównaniu z konwencjonalnymi fundamentami palowymi.
3. Udział płyty zwiększa średnią wartość oporu granicznego gruntu wzdłuż pobocznicy pala.
4. Średnia wartość naprężeń na pobocznicy pala FPP rośnie wraz ze wzrostem udziału płyty w przenoszeniu obciążenia oraz ze wzrostem naprężeń kontaktowych płyta – podłoże.
5. Z analizowanych parametrów FPP (tj. wymiar płyty z rozstawem pali, długość i średnica pali) największy wpływ na średnią wartość naprężeń na pobocznicy pala wykazuje zmiana wielkości powierzchni płyty, przy stałej wartości obciążenia równomiernie rozłożonego. Wzrost naprężeń na pobocznicy rośnie wraz ze wzrostem wymiaru płyty i rozstawu pali.
6. Wzrost kąta tarcia wewnętrznego gruntu w zakresie 20-30° wpływa na wzrost naprężeń na pobocznicach pali do 21%.

Wykaz oznaczeń

z_{01} – zasięg strefy aktywnej płyty fund. [m],
z_{02} – zasięg strefy aktywnej pala [m],
q_0 – obciążenie powierzchniowe FPP [kPa],
q – naprężenia w poziomie posadowienia fundamentu [kPa],
q_c – naprężenia w podstawie pala [kPa],
Q – obciążenie gruntu zdyskretyzowaną płytą fund. w postaci sił skupionych [kN],
N – siła w podstawie pala [kN],
τ,t – naprężenia na pobocznicy pala [kPa],
$\sigma_z(...)$ – składowa pionowa naprężenia w gruncie [kPa],
$\sigma_z^s(...)$ – średnia wartość pionowego naprężenia w gr. wzdłuż pobocznicy pala [kPa],
$\sigma_{z,FPP}^s(...)$ – jw. od naprężeń generowanych przez fundament płytowo-palowy [kPa],
$\sigma_{z,FP}^s(...)$ – jw. od naprężeń generowanych przez fundament palowy [kPa],
$\sigma_{z,P}^s(...)$ – jw. od naprężeń generowanych przez płytę fundamentową [kPa],
E – moduł ściśliwości gruntu [MPa],
γ – ciężar objętościowy gruntu [kN/m^3],
ϕ – kąt tarcia wewnętrznego gruntu [^{o}],
δ – kąt tarcia gruntu o pobocznicę pala [^{o}],
K – współczynnik parcia gruntu na pobocznicę pala,
B – wymiar płyty fund. [m],
hp – długość pala [m],
D – średnica pala [m],
λ – obwód pala [m],
s – osiadanie [cm],
L – odległość pomiędzy badanym profilem a punktem przyłożenia obciążenia [m],
x,y,z – osie prostokątnego układu współrzędnych.

Literatura

1. Choudhury D., Katzenbach R., 2013. ISSMGE Combined Pile-Raft Foundation Guideline. Institute and Laboratoty of Geotechnics. Technische Universität Darmstadt, Germany.
2. Katzenbach R., Bachmann G., Boled-Mekasha G., Ramm H., 2005. Combined pile raft foundations (CPRF): An appropriate solution for the foundations of high-rise buildings. Slovak Journal of Civil Engineering, 3.
3. Meyer Z., Chruściewicz S., 2003. Wpływ niejednorodności ośrodka gruntowego pod płytą na nośność i osiadanie sztywnej konstrukcji płytowo-palowej. Inżynieria i Budownictwo, 5.
4. Poulos H.G., Davis E.D., 1980. Pile foundations analysis and design. John Wiley and Sons. New York.
5. Randolph M.F., 1994. Design methods for pile groups and piled rafts. Proc. XIII ICSMFE, New Delhi, vol. 5.
6. Tejchman A., Gwizdała K., Słabek A., 2004. Obliczenia fundamentów płytowo-palowych. II Problemowa Konferencja Geotechniki Współpraca budowli z podłożem gruntowym, Białystok - Białowieża.
7. Glazer Z., 1985. Mechanika Gruntów, Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa.
8. Meyer Z., 2012. Obliczenia inżynierskie osiadania fundamentów. Wyd. ZAPOL, Szczecin.
9. Meyer Z., Żarkiewicz K., 2014. Wykorzystanie wzoru na osiadanie płyty statycznej do określenia naprężenia pod podstawą kolumny betonowej. Inżynieria Morska i Geotechnika, 1.
10. Jamiolkowski M.B., 2001. Nośność osiowa pali wierconych w piaskach i żwirach. Inżynieria Morska i Geotechnika, 6.
11. Gwizdała K., 2010. Fundamenty palowe: Technologie i obliczenia. Tom 1, PWN.
12. Krasiński A., 1998. Analiza jednostkowego oporu gruntu niespoistego wzdłuż pobocznicy i pod podstawą pala w zależności od średnicy pala oraz uziarnienia i stanu naprężenia w gruncie. Praca doktorska. Politechnika Gdańska. Wydział Inżynierii Środowiska, Gdańsk.
13. Katzenbach R., Gutberlet Ch., Bachmann G., 2007. Soil-Structure Interaction aspects for ultimate limit state design of complex foundations. ISGSR2007 First International Symposium on Geotechnical Safety & Risk, Shanghai.
14. Wiłun Z, 2005. Zarys Geotechniki. WKiŁ., Warszawa.

The numerical method for determining stress on pile shaft of piled raft foundations in non-cohesive soil

Zygmunt Meyer, Piotr Cichocki

Faculty of Civil Engineering and Architecture, West Pomeranian University of Technology Szczecin, e-mail: meyer@zut.edu.pl, cichocki.p@gmail.com

Abstract: The paper presents a method of determining the stress on pile shaft in non-cohesive soil that takes into account the part of raft in transmitting load on a subsoil. Numerical experiments have been carried out on a piled raft foundation in order to analyze the impact of the foundation and soil parameters on the average value of friction stress on pile shaft. Moreover, the friction stress distribution along the pile shaft has been presented. The analysis is based on the linear theory of Boussinesq, including the active stress zones according to Meyer.

Keywords: piled raft foundation, contact stresses, Boussinesq theory, interaction

Model oszacowania zawartości wody niezamarzniętej w gruntach spoistych

Edyta Nartowska, Tomasz Kozłowski

Wydział Inżynierii Środowiska, Geomatyki i Energetyki, Politechnika Świętokrzyska w Kielcach, e-mail:enartowska@tu.kielce.pl, tomkoz@tu.kielce.pl

Streszczenie: Zawartość wody niezamarzniętej określona w konkretnej temperaturze stanowi ważny parametr do modelowania procesów termicznych w gruntach. Jej wyznaczenie wymaga zaawansowanych, czasochłonnych badań i skomplikowanych procedur numerycznych obejmujących identyfikację początku i końca szerokiego piku topnienia, korekcję piku ze względu na zmianę nachylenia linii bazy oraz usunięcie rozmycia piku kalorymetrycznego przy użyciu metody dekonwolucji stochastycznej. Wyznaczenia zawartości wody niezamarzniętej dokonano przy udziale różnicowej kalorymetrii skaningowej, wykorzystując aparat DSC Q200 firmy TA Instruments. Stworzenie modelu przewidywania wody niezamarzniętej przy udziale cech fizycznych, które powszechnie oznaczane są w celu identyfikacji materiału gruntowego, może okazać się pomocnym narzędziem dla inżynierów zajmujących się prognozą spodziewanych wysadzin mrozowych. Zaproponowano model empiryczny oszacowania wody niezamarzniętej z wykorzystaniem powierzchni właściwej, wilgotności i frakcji iłowej wyznaczonej metodą dyfrakcji laserowej. Materiał badawczy stanowiło 6 bentonitów o różnych wilgotnościach (SWy-2 z Wyoming, STx-1b z Texas, formy (Ca^{2+}, Mg^{2+}, Na^{+}, K^{+}) uzyskane z bentonitu z Chmielnika. W sumie przebadano 75 próbek past gruntowych. Próbki były ochładzane do temperatury –90°C z prędkością –2,5 K/min, a następnie ogrzewanie z prędkością 5 K/min do temperatury +20°C. Uzyskane wyniki poddano analizie statystycznej w programie Statistica 8.0

Słowa kluczowe: woda niezamarznięta, różnicowa kalorymetria skaningowa (DSC), bentonity, model empiryczny

1. Wprowadzenie

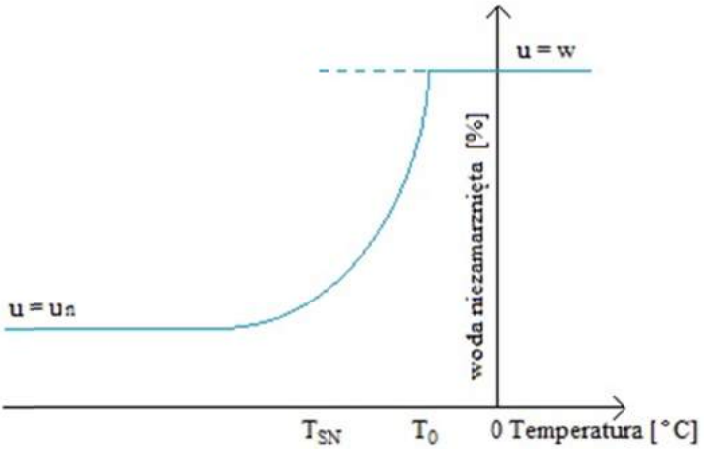
Bentonity to grunty, które pod względem makroskopowym (PN-EN ISO 14688-1:2006) należą do grupy iłów. Zbudowane są niemal wyłącznie z montmorillonitu, ważnego składnika krajowych gruntów spoistych, któremu zawdzięczają swoje właściwości [1]. Należą do nich między innymi zdolność pęcznienia i tworzenia zawiesin tiksotropowych, co z kolei określa ich przydatność technologiczną [2, 3]. Woda i energia są więc czynnikami, które silnie oddziałują na takie grunty, modyfikując ich właściwości inżynierskie i niejednokrotnie doprowadzając do katastrof budowlanych [4]. W wilgotnym gruncie spoistym, w szerokim zakresie temperatur ujemnych, istnieje frakcja wody, która pozostaje w stanie ciekłym. Jest to tak zwana woda niezamarznięta. Jej zawartość wyrażoną w procentach definiuje równanie 1.

$$u = \frac{m_u}{m_s} \cdot 100 \tag{1}$$

gdzie: m_u– masa wody niezamarzniętej [g], m_s– masa szkieletu gruntowego [g].

Zmiana zawartości wody niezamarzniętej w gruncie zależy ściśle od temperatury (rys. 1). W zakresie temperatur wyższych od 0°C lód jest nieobecny w układzie, a zawartość wody niezamarzniętej jest równa całkowitej wilgotności próbki. Ochładzanie prowadzi do zmian zawartości wody niezamarzniętej ze spadkiem temperatury. W pewnym miejscu zawartość

wody niezamarzniętej przestaje zależeć od temperatury, a w gruncie pozostaje tak zwana woda niezamarzająca [5].



Rys. 1. Krzywa zawartości wody niezamarzniętej (u) w funkcji temperatury [1] , T_0 – początkowa temperatura zamarzania wody wolnej, T_{SN} – temperatura samoistnej nukleacji, w – wilgotność, u – woda niezamarznięta, u_n – woda niezamarzająca

Zawartość wody niezamarzniętej określona w konkretnej temperaturze stanowi ważny parametr dla modelowania procesów termicznych w gruntach. Pozwala między innymi na prognozę głębokości i czasu rozmarzania podłoża gruntowego [6]. Może stanowić niezbędny składnik przy tworzeniu prostego modelu obliczeniowego spodziewanych wysadzin mrozowych w gruntach dla celów inżynierskich [7]. Istotnym jest więc czas i łatwość oznaczenia procentowej zawartości wody niezamarzniętej.

W pracy podjęto próbę stworzenia modelu oszacowania zawartości wody niezamarzniętej w określonej temperaturze przy udziale takich parametrów, które powszechnie oznaczane są w celu identyfikacji materiału gruntowego. Dotychczas znany model prognozy wody niezamarzniętej [8] w całym zakresie temperatur ujemnych wykorzystuje jedynie powierzchnię właściwą a w T = -1°C granicę płynności [9]. Ta druga z kolei wymaga odpowiedniej masy gruntu, pracochłonnych badań i doświadczenia przy jej oznaczaniu. Dodatkowo powierzchnia właściwa i granica płynności nie wydają się być jedynymi czynnikami mającymi wpływ na zawartość wody niezamarzniętej w gruncie. Predysponowane czynniki to rodzaj gruntu [1] i bezpośrednio z nim związany skład granulometryczny gruntu, a także wilgotność [1, 10, 11] granica plastyczności i stopień plastyczności [4, 12, 13]. Badacze obserwowali zmiany właściwości fizykomechanicznych gruntów wskutek zamrażania, które mogą być związane z obecnością wody niezamarzniętej.

Określenia zawartości wody niezamarzniętej dokonywano, wykorzystując kalorymetrię skaningową (DSC Q200 firmy TA) i skomplikowane obliczenia numeryczne według wskazań Kozłowskiego [14]. W celu identyfikacji predysponowanych czynników posłużono się narzędziami data mining: drzewa regresyjne i sztuczne sieci neuronowe. Modele predykcji wody niezamarzniętej tworzono z udziałem narzędzia ogólnych modeli liniowych (GLM) dostępnego w programie Statistica dla Windows 8.0.

1.1. Materiał badawczy

Badania nad określeniem procentowej zawartości wody niezamarzniętej przeprowadzono na modelowych iłach pochodzenia polskiego i amerykańskiego. Były to:

- cztery monojonowe formy bentonitu (B-Ca^{2+}, B-Mg^{2+}, B-Na^{+}, B-K^{+}), których materiał wyjściowy stanowił bentonit z Chmielnika,
- naturalnie sodowo-wapniowy bentonit z Wyoming (SWy-2),
- naturalnie wapniowy bentonit z Texasu (STx-1b).

Preparatyki form monojonowych dokonano według Kozłowskiego [1].

O wyborze materiału badawczego przesądził fakt, iż modelowe iły zbudowane są niemal wyłącznie z minerału ilastego – montmorillonitu, któremu zawdzięczają silnie rozwiniętą powierzchnię właściwą. W tego rodzaju gruntach można uchwycić nawet najmniejsze zmiany procentowej zawartości wody niezamarzniętej. Minerał ten stanowi ważny składnik krajowych gruntów spoistych co dodatkowo pozwoli odnieść uzyskane wyniki do warunków naturalnych [1].

W rezultacie przebadano 75 próbek iłów bentonitowych o wilgotnościach z zakresu ~30-150% (tab. 1).

Tabela 1. Średnie, minimalne i maksymalne wilgotności i masy próbek badanych bentonitów

Rodzaj gruntu	Liczba próbek	Wilgotność [%]			Masa [g]		
		średnia	minimum	maksimum	średnia	minimum	maksimum
BCa^{2+}	13	83,43	56,03	97,23	7,77	4,09	12,27
BMg^{2+}	14	75,91	47,64	94,44	8,77	5,43	18,00
BNa^{+}	11	79,77	54,52	153,81	8,88	4,96	12,35
BK^{+}	14	58,31	42,33	72,46	6,77	4,62	10,12
Stx-1b	11	67,57	41,83	85,21	8,75	4,32	13,12
SWy-2	12	78,88	30,19	117,51	7,71	5,24	16,02

Badane próbki zróżnicowane były dodatkowo pod względem parametrów fizykochemicznych (tab. 2). Takie podejście pozwoliło na identyfikację czynników mających wpływ na zmianę procentowej zawartości wody niezamarzniętej oraz stworzenie modelu jej oszacowania przy ich udziale.

Tabela 2. Podstawowe parametry fizykochemiczne badanych iłów

Rodzaj gruntu	Wilgotności sorpcyjne wg Stępkowska [y] [%]		Powierzchnia właściwa (WST) [m^2/g]		Właściwości plastyczne (w_L wg Casagrande'a) [%]		Skład granulometryczny (dyfrakcja laserowa) [%]	
	w_{50}	w_{95}	S'	S	w_L	w_P	f_{Π}	fi
BCa^{2+}	20,87	27,37	122	732	107	70	80,5	19,5
BMg^{2+}	20,94	26,93	122	732	106	76	85,5	14,5
BNa^{+}	18,81	28,72	110	644	254	87	63,5	36,5
BK^{+}	9,51	14,98	56	336	92	66	84	16
Stx-1b	16,90	28,77	98,8	593	142	44	85,5	14,5
SWy-2	9,79	23,38	57,3	344	519	35	54,5	45,5

1.2. Metodyka badawcza

1.2.1. Określenie procentowej zawartości wody niezamarzniętej w bentonitach

Metodę badawczą stanowiła różnicowa kalorymetria skaningowa (aparat DSC Q200 firmy TA). Próbki past gruntowych o masach 4-18 mg umieszczano w aluminiowych hermetycznych naczyniach kalorymetrycznych. Program badawczy obejmował zamrażanie próbki z prędkością 2,5°C/min do temperatury -90°C kolejno po 5 minutowej stabilizacji następowało ogrzewanie z prędkością 5°C/min do temperatury 20°C. Po tym czasie próbkę wyjmowano z kalorymetru i ponownie ważono. Następnie naczynie kalorymetryczne przekłuwano i suszono w temperaturze 110°C przez dobę w celu określenia wilgotności.

W rezultacie eksperymentu DSC otrzymywano wykresy przepływu ciepła od temperatury dla cyklu zamrażanie-odmrażanie. Określenia procentowej zawartości wody niezamarzniętej dokonywano jedynie na podstawie termogramów ogrzewania. Pozwoliło to na uniknięcie komplikacji powodowanych przez zjawisko przechłodzenia, które w małych próbkach może przyjmować duże wartości [1]. Kolejnym krokiem była transformacja pików endotermicznych w krzywe wody niezamarzniętej z wykorzystaniem procedury obliczeniowej stworzonej przez Kozłowskiego [14].

Funkcję zawartości wody niezamarzniętej względem temperatury $u_i(T)$ obliczano ze wzoru:

$$u(T_i) = w - \sum_{i}^{n} \frac{100 \cdot q(T_i) \cdot 1}{L(T_i) \cdot m_s} \tag{1}$$

gdzie: $q(T_j)$ – elementarny im puls cieplny [J/K], Δh_j – zmiana entalpii w danym przedziale ΔT_j=1K [J], $L(T_i)$ – utajone ciepło topnienia w funkcji temperatury [J/g], m_s – masa szkieletu gruntowego [g].

Przyjęto, zgodnie z empiryczną zależnością (2) otrzymaną przez Horiguchiego na żelu krzemionkowym [15], iż utajone ciepło topnienia zależy liniowo od temperatury.

$$L(T) = 7.3 \cdot T + 334 \tag{2}$$

gdzie: T – temperatura [°C].

Analiza wyników uwzględniała specjalne procedury numeryczne, takie jak identyfikacja początku i końca szerokiego piku topnienia, korekcję piku ze względu na zmianę nachylenia linii bazy oraz usunięcie rozmycia piku kalorymetrycznego przy użyciu metody dekonwolucji stochastycznej. Zawartość wody niezamarzniętej była obliczana na podstawie dystrybucji elementarnych impulsów termicznych z uwzględnieniem zmiany utajonego ciepła topnienia lodu wraz z temperaturą.

W pracy analizowano zawartość wody niezamarzniętej określoną w temperaturach, gdzie na podstawie badań eksperymentalnych stwierdzano największe zmiany zawartości wody niezamarzniętej: -40°C, -5°C, -2°C, -1°C.

1.2.2. Konstrukcja modeli oszacowania zawartości wody niezamarzniętej

Analizy danych dokonywano z udziałem oprogramowania Statisticadla Windows 8.0. W celu predykcji czynników mających wpływ na zawartość wody niezamarzniętej zastosowano narzędzia data mining. Był to model drzewa regresyjnego oparty na algorytmie C&RT, który szacuje najlepszą predykcję dla prób z najmniejszą wariancją oraz sztuczne sieci neuronowe. Celem był wybór takich czynników, które dawałyby udział wariancji wyjaśnionej i współczynnik korelacji Pearsona (r) jak najbliższy 1. Po identyfikacji predyktorów podjęto próbę konstrukcji modelu oszacowania procentowej zawartości wody niezamarzniętej z udziałem narzędzia ogólnych modeli liniowych (GLM).

1.3. Omówienie wyników i dyskusja

Wstępnej oceny predyktorów dokonano, obserwując wzajemne związki wody niezamarzniętej (u) w określonych temperaturach z parametrami fizykochemicznymi, które powszechnie oznaczane są przy identyfikacji materiału gruntowego. Były to: powierzchnia właściwa, granice konsystencji, wilgotność naturalna, zawartość frakcji iłowej w gruncie wyznaczana metodą analizy areometrycznej i dyfrakcji laserowej. Wyniki przedstawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Współzależności wody niezamarzniętej zawartej w bentonitach z wilgotnością, właściwościami plastycznymi i powierzchnią właściwą wyznaczone w temperaturach: −40°C, −5°C, −2°C, −1°C (efekty z **p<0.05** odznaczono)

Temperatura [°C]	Współczynnik korelacji (r) wody niezamarzniętej z					
	w	w_P	w_L	$f_i$areometr	f_i laser	S
-1	**0,4432**	0,0344	**0,3748**	**0,2452**	**0,3221**	**0,2769**
-2	**0,3681**	**0,2618**	0,1363	**0,3769**	**0,2357**	**0,7123**
-5	**0,2435**	**0,2062**	**-0,0105**	**0,3188**	0,01	**0,8440**
-40	**0,2326**	**0,4290**	**-0,1992**	**0,1480**	-0,1012	**0,9155**

Zaobserwowano, iż współczynnik korelacji z powierzchnią właściwą maleje ze wzrostem temperatury osiągając w T = -1°C najniższą wartość. Fakt ten podaje w wątpliwość słuszność powszechnie znanego empirycznego równania (3) określającego zawartość wody niezamarzniętej, które przedstawili w swojej pracy Anderson i Tice [8]:

$$lnu = a_1 + a_2 \cdot lnS + a_3 \cdot S^{a_4} \cdot ln\theta \tag{3}$$

gdzie: u − woda niezamarznięta [%], S − powierzchnia właściwa [m^2/g], Θ – obniżenie temperatury [K].

5 lat później zespół Andersona [9] uzupełnił je o nowe równanie empiryczne (4) celem oszacowania zawartości wody niezamarzniętej w T = -1°C:

$$u_{T=-1} = 0{,}346 \cdot w_L \tag{4}$$

gdzie: u − woda niezamarznięta [%], w_L− granica płynności [%].

Jednak wykorzystanie granicy płynności do określenia wody niezamarzniętej nie wydaje się być dobrym rozwiązaniem, w przypadku badania monojonowych form modelowych bentonitów. Przemawiają za tym:

- mała dostępność i wysoka cena gruntów,
- pracochłonny i kosztowny proces wymiany jonowej,
- ograniczenia metodyczne (do oznaczenia granicy płynności wykorzystano by cały poddany wymianie jonowej grunt, nie pozwalając na inne badania),
- czasochłonność oznaczenia granicy płynności w bentonitach.

W związku z tym istotne jest znalezienie parametru, który będzie korelował z wodą niezamarzniętą w temperaturze -1°C podobnie jak granica płynności, a metoda jego oznaczenia pozwoli na szybkie uzyskanie wiarygodnych wyników bazując na małych próbkach. Idealnym kandydatem wydaje się być frakcja iłowa wyznaczona metodą dyfrakcji laserowej (r = 0,3221), której korelacja z wodą niezamarzniętą jest bliska tej z granicą płynności (r = 0,3748). Dodatkowo współzależność między tymi parametrami w temperaturze -1°C wynosi r = 0,9255.

Po wstępnej ocenie macierzy korelacji jako najbardziej wiarygodne parametry predykcji zawartości wody niezamarzniętej wybrano: powierzchnię właściwą, wilgotność oraz frakcję iłową wyznaczaną metodą dyfrakcji laserowej. Jako, że korelacje nie wyjaśniają związku przyczynowo skutkowego badania uzupełniono o narzędzia data mining.

Pierwszym z nich były drzewa regresyjne. Przy konstrukcji drzewa zmienną zależną stanowiła woda niezamarznięta, predyktorami były: temperatura, grunt, wilgotność, powierzchnia właściwa, procentowa zawartość frakcji iłowej określona metodą dyfrakcji laserowej. Algorytm obliczeniowy, tworząc drzewo, określił ważność poszczególnych zmiennych niezależnych w predykcji wody niezamarzniętej. Wartości porangowano na

skali 0,0 do 1,0, gdzie wartości bliskie 1,0 oznaczają największy wpływ zmiennej na wodę niezamarzniętą (tabela 4).W przedstawionym modelu udział wariancji wyjaśnionej wynosił 0,8670 a r = 0,9311.

Tabela 4. Istotność czynników w predykcji wody niezamarzniętej

	Predyktory				
	Temperatura	Rodzaj gruntu	Powierzchnia właściwa	Wilgotność	f_i laser
Ważność	1,0	0,75	0,72	0,39	0,22

Kolejnym narzędziem wykorzystanym w celu oszacowania wody niezamarzniętej były sztuczne sieci neuronowe. Stwierdzono wysoką jakość predykcji poziomu wody niezamarzniętej (r ≈0,95) za pomocą sztucznych sieci neuronowych MLP (*Multi Layer Perceptron*), w których predyktorem jakościowym jest rodzaj gruntu, a predyktory ilościowe to temperatura, wilgotność, powierzchnia właściwa oraz procentowa zawartość frakcji iłowej określona metodą dyfrakcji laserowej.

Zastosowanie narzędzi data mining potwierdziło, iż wstępnie zidentyfikowane parametry mogą posłużyć do predykcji wody niezamarzniętej na wysokim poziomie istotności. W związku z tym podjęto próbę konstrukcji modelu przy udziale równania empirycznego. Nawiązując do równania (3) Andersona i Tice'a proponowane jest oszacowanie procentowej zawartości wody niezamarzniętej przy udziale równania:

$$lnu = a_1 \cdot lnS + a_2 \cdot C + a_3 \cdot S^{a_4} \cdot w^{a_5} \cdot ln\theta \tag{5}$$

gdzie: u − woda niezamarznięta [%], S − powierzchnia właściwa [m^2/g], C − frakcja iłowa określona metodą dyfrakcji laserowej [%], w – wilgotność gruntu [%], Θ – obniżenie temperatury [K].

Na podstawie wyników badań bentonitów wyznaczono estymatory parametrów a_i i ogólne charakterystyki modelu (tabela 5).

Tabela 5. Oszacowanie parametrów modelu (5) dla 6 badanych gruntów (efekty z **p<0.05** odznaczono)

	Estymacja	Błąd stand.	Wart.t df = 1291	p	Dolna granica ufności	Górna granica ufności
a_1	**0,58419**	0,00	328,17	**0,0000**	0,58	0,59
a_2	**0,00994**	0,00	24,91	**0,0000**	0,01	0,01
a_3	**-1,87874**	0,32	-5,90	**0,0000**	-2,50	-1,25
a_4	**-0,39178**	0,03	-14,61	**0,0000**	-0,44	-0,34
a_5	**0,09386**	0,03	3,59	**0,0003**	0,04	0,14

Przy udziale oszacowanych parametrów stworzono nowe równanie empiryczne (6), którego celem jest lepsza predykcja wody niezamarzniętej:

$$lnu = 0{,}58419 \cdot lnS + 0{,}00994 \cdot C + -1{,}87874 \cdot S^{-0{,}39178} \cdot w^{0{,}09386} \cdot ln\theta \tag{6}$$

gdzie: u − woda niezamarznięta [%], S − powierzchnia właściwa [m^2/g], C − frakcja iłowa określona metodą dyfrakcji laserowej [%], w – wilgotność gruntu [%], Θ – obniżenie temperatury [K].

Dla powyższego modelu udział wariancji wyjaśnionej wynosił 0,8682, a r = 0,9317.

Oszacowanie wody niezamarzniętej z udziałem równania empirycznego wykorzystującego jedynie powierzchnię właściwą (zgodnie z równaniem Andersona) pozwoliło na prognozę wody niezamarzniętej na poziomie r = 0,90. Zaproponowane równanie wykazało ogółem mniejszy błąd oszacowania (4,59) w porównaniu z równaniem Andersona (5,06). Zaobserwowano niemal dwukrotnie niższy błąd oszacowania dla BK^+ (3,12 zamiast 5,95) oraz SWy-2 (5,07 zamiast 8,19). Są to bentonity o najmniejszych powierzchniach właściwych spośród badanych (BK^+ S = 336 m^2/g; SWy-2 S = 344 m^2/g). Dla pozostałych gruntów błędy oszacowania w nowym równaniu były nieznacznie wyższe, jednak średnia różnica była niewielka i wynosiła 0,39.

1.4. Wnioski

1. Proponowane model empiryczny okazuje się lepiej dopasowany do danych eksperymentalnych od popularnego modelu Andersona i Tice'a [8], nieuwzględniającego zawartości frakcji iłowej i wilgotności.
2. W zakresie temperatur bliższych 0°C obserwowano słaby związek między zawartością wody niezamarzniętej a powierzchnią właściwą, wzrasta zaś wpływ właściwości granicy płynności i zawartości frakcji iłowej wyznaczonej metodą dyfrakcji laserowej.
3. Stworzone równanie empiryczne może okazać się skutecznym narzędziem do oszacowania zawartości wody niezamarzniętej w iłach dla inżynierów zajmujących się wykorzystaniem modeli obliczeniowych do prognozy spodziewanych wysadzin mrozowych w gruntach i głębokości przemarzania.

Literatura

1. Kozłowski T., 1997. Skład fazowy wody w gruntach spoistych poniżej 0°C. Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce.
2. Wyszomirski P., Lewicka E., 2005. Bentonity jako uniwersalny surowiec wielu dziedzin przemysłu. Gospodarka surowcami mineralnymi 21/ 3, 5-19.
3. Tołkanowicz E., 2012. Bentonity i iły bentonitowe, w: Bilans Zasobów Złóż Kopalin w Polsce (ed. Szuflicki M., Malon A., Tymiński M.) Państwowy Instytut Geologiczny, Państwowy Instytut Badawczy, Warszawa, s. 88-90.
4. Choma-Moryl K., 2007. Ocena wpływu ujemnych temperatur na plastyczność i pęcznienie wybranych gruntów spoistych. Geologos 11, 439-446.
5. Kozlowski T., 2003. A comprehensive method of determining the soil unfrozen water curves: 1. Application of the term of convolution. Cold Reg. Sci. Technol. 36, 71-79.
6. Kozłowski T., 2004. Numerical heat transfer in freezing and thawing soil. Archives of Civil Engineering 1, 101-119.
7. Ickiewicz I., 2009. Analiza zjawiska wysadziny zmarzlinowej dla celów inżynierskich. Czasopismo techniczne z. 5. Budownictwo z. 1-B. Repozytorium Politechniki Krakowskiej.
8. Anderson D.M., Tice A.R., 1973. The unfrozen interfacial phase in frozen soil water systems. Physical aspects of soil water and salts in ecosystems Ecol. Stud. 4, Springer-Verlag, Heidelberg.
9. Anderson D.M., Push R., Penner E., 1978. Physical and thermal properties of frozen ground. Geotechnical engineering for cold regions, McGraw-Hill, New York.
10. Kurpias-Warianek K., 2008. Wpływ cyklicznego zamrażania na zmianę wybranych parametrów gruntów spoistych ze szczególnym uwzględnieniem współczynnika filtracji. Rozprawa doktorska., Politechnika Świętokrzyska, Kielce.
11. Suzuki S., 2004. Dependence of unfrozen water content in unsaturated frozen clay soil on initial soil moisture content. Soil Sci. Plant Nutr. 50/4, 603-606.
12. Aoyama et al., Ogawa S., Fukuda M., 1985. Temperature dependencies of mechanical properties of soils subjected to freezing and thawing. Proc. 4th Int. Symp. Ground Freezing, Sapporo, Japan. 5 – 7 Aug. 1, A.A. Balkema, Rotterdam.

13. Yong R.N., Boonsinuk P., Yin C.W.P., 1985. Alteration of soil behavior after cyclic freezing and thawing. Ground Freezing: Proceedings of the 4th International Symposium on Ground Freezing, Sapporo, Japan. 5–7 Aug. 1, A.A. Balkema, Rotterdam.
14. Kozlowski T., 2003. A comprehensive method of determining the soil unfrozen water curves: 1. Application of the term of convolution. Cold Regions Science and Technology 36, 71-79.
15. Horiguchi K., 1985. Determination of unfrozen water content by DSC. Proceedings of the 4th International Symposium on Ground Freezing, Sapporo, Japan. 5–7 Aug. 1, A.A. Balkema, Rotterdam.

Estimation model of unfrozen water content in cohesive soil

Edyta Nartowska, Tomasz Kozłowski

Faculty of Environmental, Geomatic and Energy Engineering, Kielce Univeristy of Technology, e-mail: enartowska@tu.kielce.pl, tomkoz@tu.kielce.pl

Abstract: Unfrozen water content at a given temperature is an important parameter for modeling thermal processes in soils. Its determination requires advanced, time-consuming research and numerical procedures involving identification of starting and ending points of the DSC peak, correction of the calorimetric peak due to the change of the base line slope and desmearing of the DSC signal by use of the stochastic deconvolution. The determination of the curves of unfrozen water content has been performed using the differential scanning calorimeter (model DSC Q200, TA Instruments). Creating a formula to predict unfrozen water content using its physical characteristics (commonly determined to identify the soil material) may be a useful tool for engineers dealing with the prediction of expected frost heave in soils. The parameters in the proposed formula have been the following: specific surface area, water content and clay fraction determined with the laser diffraction method.

Six bentonites of different water content (SWy-2 from Wyoming, STx-1b from Texas, as well as Ca^{2+}, Mg^{2+}, Na^{+}, K^{+} forms of bentonite from Chmielnik) have been used as the material. A total of 75 soil pastes have been investigated. The samples have been cooled to -90^{o}C at a rate of 2.5 K/min and then warmed to $+20^{o}$C at a rate of 5 K/min. The obtained results have been analyzed in Statistica 8 software.

Keywords: unfrozen water content, differential scanning calorimetry (DSC), bentonites, empirical formula

Stiffness and damping of selected cohesive soils based on dynamic laboratory tests

**Wojciech Sas, Katarzyna Gabryś,
Emil Soból, Alojzy Szymański, Andrzej Głuchowski**

*Faculty of Civil and Environmental Engineering, Warsaw University of Life Sciences WULS – SGGW,
e-mail: wojciech_sas@sggw.pl, katarzyna_gabrys@sggw.pl, sobol@sggw.pl,
alojzy_szymanski@sggw.pl, andrzej_gluchowski@sggw.pl*

Abstract: In this paper, the authors have presented the literature review concerning dynamic laboratory tests. Results of the resonant column (RC) tests on cohesive soil have also been shown. Values of shear modulus (G) and damping ratio (D) obtained from such research have been presented as well. The article focuses on the new methodology of determining the damping ratio. The known methodology has been a correct decision. Additionally, sample time oscillation has been examined and it has not showed any relationship with damping ratio.

Keywords: resonant column, shear modulus, damping ratio, cohesive soil

1. Introduction

Currently, there are many research techniques, using both field- and laboratory tests, to examine dynamic properties of soil the differences between them concern mainly boundary condition, the working strain amplitude and frequency [1]. In-situ techniques, such as crosshole and downhole, allow to determinate seismic wave velocities. It is very difficult to obtain strain-dependant curve of shear modulus and damping ratio on the basis of the above-mentioned research [2].

The RC test is one of the most reliable research technique of obtaining dynamic properties of soil. RC is a relatively nondestructive laboratory test, employing wave propagation in the cylindrical specimens for measuring shear modulus (G) and damping ratio (D) at small strains [3]. The methodology of determining shear modulus in cohesive soils is commonly well-known and it was presented in many articles, such as [4, 5, 6, 7, 8]. However, determining damping ratio remains problematic, because most of the research is conducted by performing damping tests on non-cohesive soils.

2. Literature review

Presently, engineers have to deal progressively more often with unsaturated soils. Designing dams and levees also requires determining the dynamic properties of soils. For this reason, RC was upgraded by installing suction controller. Author of [9, 10] added additionally bender elements (BE) to the Resonant column apparatus in order to compare dynamic parameters obtained from both technique (BE, RC). Figure 1 shows a schematic view of the resonant column with bender elements.

A series of suction-controlled RC and BE tests were conducted on several statically compacted samples of silty sand under net stresses and matric suction states ranging from 50 to 400 kPa. Results show that with the increase of the net confining pressure and matric

suction, shear modulus also increases. Both, damping ratio obtained from free vibration and half-power bandwidth method behaved in an opposite way. Parameter G obtained from BE was in a good agreement with that one from RC [9, 10].

Comparing dynamic parameters received from these two techniques mentioned above has become very popular. An experimental study on montmorillonite soil [11] with a controlled organic phase was conducted with the use of RC and BE. It was discovered that with the increase in the total organic carbon content of soil, the shear wave velocities and stiffness of soil increased as well. The specimen with the largest percentage of total organic carbon and the lowest void ratio demonstrated the largest damping ratio. However, the results obtained from RC and BE were not quite similar. Differences amounted up to 10 MPa, but it trend was the same [11].

In the publication [12] the authors compared results from RC and BE as well. The research materials were cemented grouted sands. Scientists examined the effects of confining pressure, shear strain, grout water-to-cement (W/C) ratio, cement type and gradation on the dynamic properties. The grout W/C ratio had the strongest effect on the values of the dynamic parameters. The shear and the initial Young's moduli values and the damping ratio values of the clean sands were improved by a factor of 4-25 and 2-6, respectively. Influence of the testing conditions on the Poisson ratio was negligible. In this case, the results obtained from RC and BE were also not in accordance [12].

The effect of time on the dynamic parameters of cohesive soils was also studied. Amini in[13] examined the behavior of kaolinite and bentonite in the amount of time ranging from 500 to 10000 min. Sinusoidal and random excitation was used to generate vibration of the samples. The results demonstrate that, for both cohesive soils, the effect of time was less visible during random vibration than in case of sinusoidal loading, while strain remained the same [13]. The effect, of time on had on shear modulus of clay collected in the Warsaw area was examined as well [14]. This article showed that calculated G is time-dependent. During approximately first 1000 minutes of consolidation, the moduli increases by almost 50%. Furthermore, the time effect were divided into two phases: firstly, the results of the primary consolidation, and secondly, a phase which appeared after the conclusion of primary consolidation. In that case, it took place after about 16-17 hours, and was called a "long-term time effect". This modulus phenomenon was discovered at higher shearing strains as well [14].

The presented above literature review clearly shows that most of dynamical research was conducted on non-cohesive soils and mainly focused on shear modulus. Cohesive soils are ignored, because of the long duration of the tests and the difficulty in interpreting their results. This paper contains the results of experiments, which consisted of resonant column tests on clayey soil from the Warsaw area. However, their main focus was to establish a new methodology for determining damping ratio.

3. Equipment, methods, materials.

In order to identify the dynamic parameters of the sample, the authors used a resonant column device. It is a Stokoe fixed-free type of device. The sample is fixed at the bottom to the pedestal, whereas a plate is driven through the top cap to the top of the specimen. In the resonant column two types of vibration can be created, flexural and torsional. The flexural wave is created by the oscillation of two coils; in the case of torsional vibration four coils are employed. This type of the resonant column has many advantages. One of them being especially important for authors of this article. The apparatus was designed to minimize equipment damping. During the free vibration delay, a back electromagnetic field (EMF) is usually gen-

erated in the coils by the movement of the magnets, which causes large equipment damping errors. The resonant column can switch from software to hardware to provide an "open circuit" during free vibration decay, which prevents the back EMF generation [15].

The testing material was a cohesive soil from the Warsaw area, from the site located at the Jana Pawła II Street. Based on [16], analyzed soil was classified as silty clay (siCl). The Soil samples were collected from a depth of 8,5 m using the aluminum tubes. The grain-size distribution curve of the analysed samples is presented in Fig. 1. Their basic physical properties are summarized in Table 1.

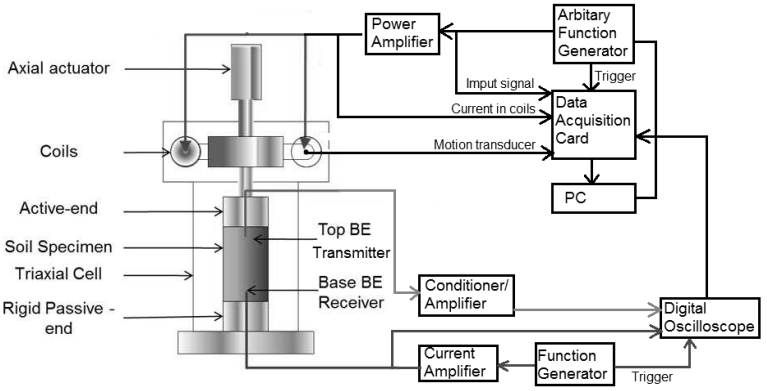


Fig. 1. Schematic description of the RC and BE testing system

Table 1. Physical properties of the tested soil

Soil	Water content W [%]	Specific gravity of solids ρ_s [g/cm^3]	Bulk density ρ [g/cm^3]	Void ratio e [-]	Liquid limit w_L [%]	Plasticity limit w_P [%]	Plasticity index I_P [%]	Liquidity index I_L [%]
siCl	18.05	2.67	2.08	0.53	34.26	13.8	20.12	0.12

After preparing the cylindrical specimen (whose diameter was70 mm and height was 140 mm), was placed in a triaxial resonant column chamber. Afterwards its saturation to the value of 0,95 Skempton parameter was commenced. During the next phase, consolidation occurred upon the effective stress ratio reaching the values of 85, 170, 255 and 310 kPa. After each step of consolidation, the torsional resonant tests were performed. The details of the resonant test performed in resonant column can be found in [5, 15].

The resonant frequencies are also needed to carry out the damping test. In the case of the resonant column, damping ratio is measured on the basis of the shape of free vibration decay curve. This curve is calculated using the accelerometer mounted on the resonant column driver plate. A sinusoidal wave is applied to the soil sample. The time of the sample oscillations can be manipulated. Next, the excitation is shut off, so the resulting free vibrations may be measured. The logarithmic decrement (σ) of the decay curve is calculated, on the basis of the logarithm of the amplitude ratio of successive cycles [15] as defined at Fig. 2. Damping ratio is calculated from the logarithmic decrement, using the following equation (1):

$$D = \sqrt{\frac{\sigma^2}{4\pi^2 + \sigma^2}} \tag{1}$$

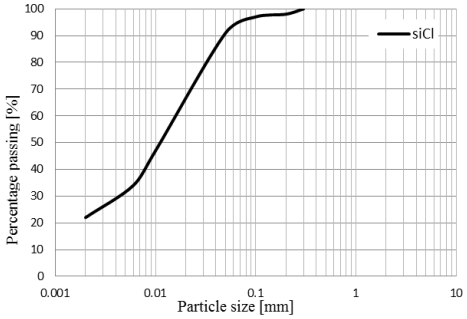


Fig. 2. Grain size distribution of tested specimens

The standard damping test assumes twenty cycles to calculate σ. The authors, however, believe that assuming the constant number of cycles on the basis of these above is wrong. Because of the heterogeneity of soil, every wave has different time and different number of cycles until the expiry of the vibration. The number of cycles should be matched to the decay curve, upon completion of each damping test. This statement will be confirmed by the presented results. The default value of the sample oscillations is 2 s. The authors examined specimen oscillations time from 2 to 10 s. The results of the performed shear modulus- and damping tests will be presented below.

4. Results

In Fig. 3 the strain-dependant curve of shear modulus for different mean effective stress (p') is presented. According to the literature reviewed, the greatest impact on G has effective stress. The smallest shear modulus value occurs at the lowest value of effective stress. This phenomenon can be observed in Fig. 3. The maximum shear modulus (G_{MAX}) for p'= 85 kPa was 70 MPa, whereas for p'= 310 kPa, G_{MAX} reached the value of 160 MPa. In accordance with previous knowledge, the decrease in shear modulus with the increase in shear strain can be observed herein.

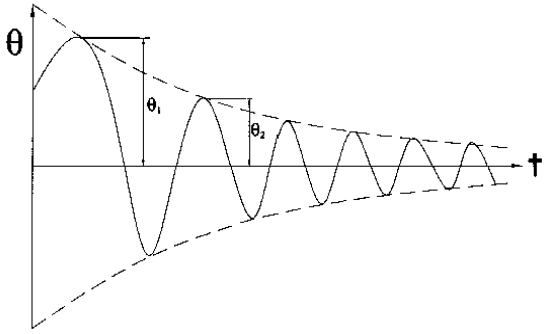


Fig. 3. Definition of logarithmic decrement in free vibration, where θ – wave amplitude, t – time

In Fig. 4 damping ratio for sample oscillation time equal to 2, 4, 6, 8, 10 s., with the increase in shear strain is shown, when effective stress reaches the value from 85 to 310 kPa. Each single point on the graphs in Fig. 4 represents the average of five damping tests. In Fig. 4 no relationship between sample oscillation time and obtained damping ratio can be observed. In Fig. 5 there is a presentation of a mean damping ratio, with the increase in

shear strain at four different effective stress levels. Each single point of Fig. 5 represents the average of 25 damping tests at five various sample oscillation times, lasting from 2 to 10 s. Damping ratio increases with increasing shear strain and effective stress. The same trend can be observed in worldwide publications [2, 5, 9, 12].

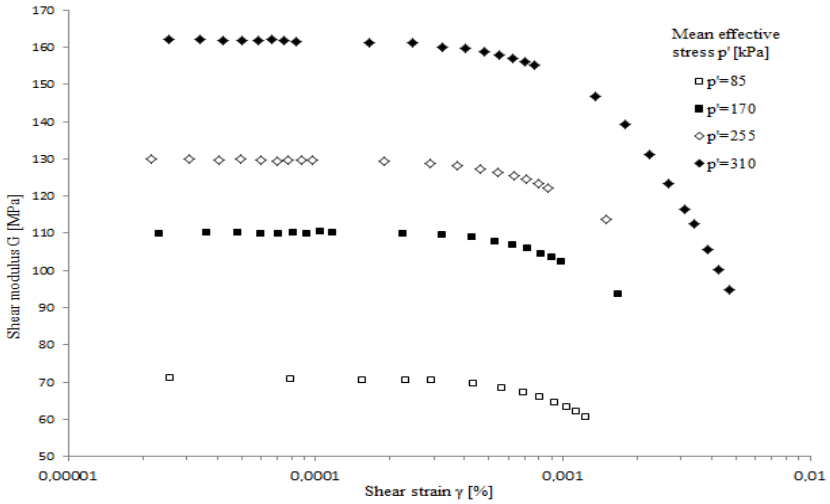


Fig. 4. Degradation of shear modulus with increasing shear strain

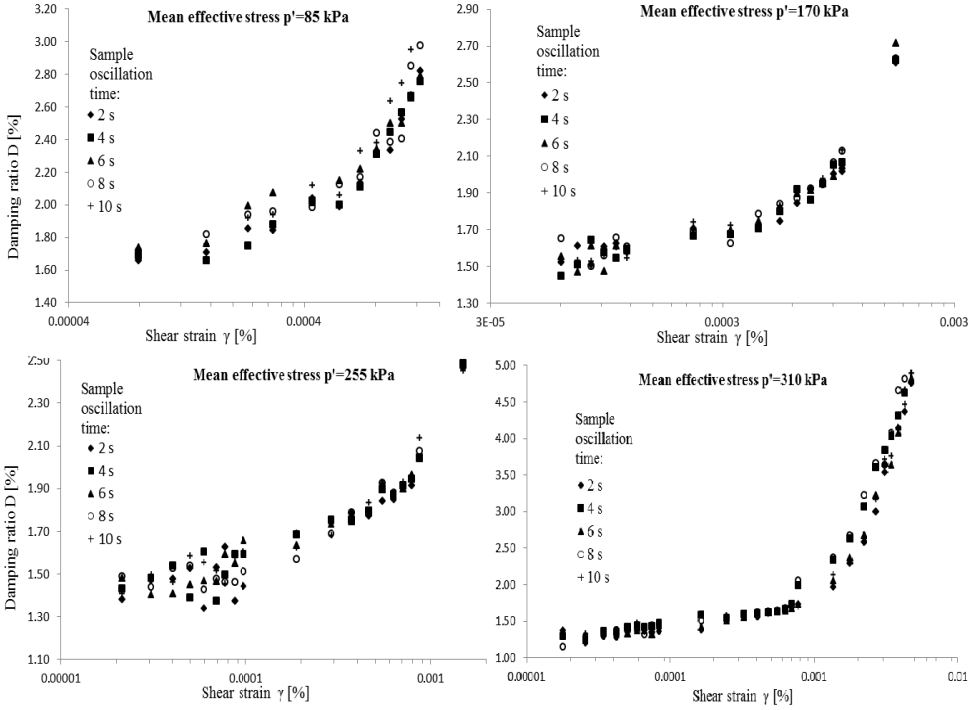


Fig. 5. Increase of damping ratio D with increasing shear strain for sample oscillation times lasting from 2 to 10 s at mean effective stress p'= 85, 170, 255 and 310 kPa

Mean no. of cycles for calculating σ depending on the shear strain at four mean effective stress levels are presented in Fig. 6. One bar of the graph is the average of 25 damping tests under the same strain and the same mean effective pressure. Bolt line shows a default number of cycles, assumed on the basis of the above. Fig. 7 proves the falsity of these assumptions. Bars of the chart are below or above the line of 20 cycles. The increase in the number of cycles can be observed under shear strain, in the approximate range reaching from $4 \cdot 10^{-4}$ to $2 \cdot 10^{-3}$%.

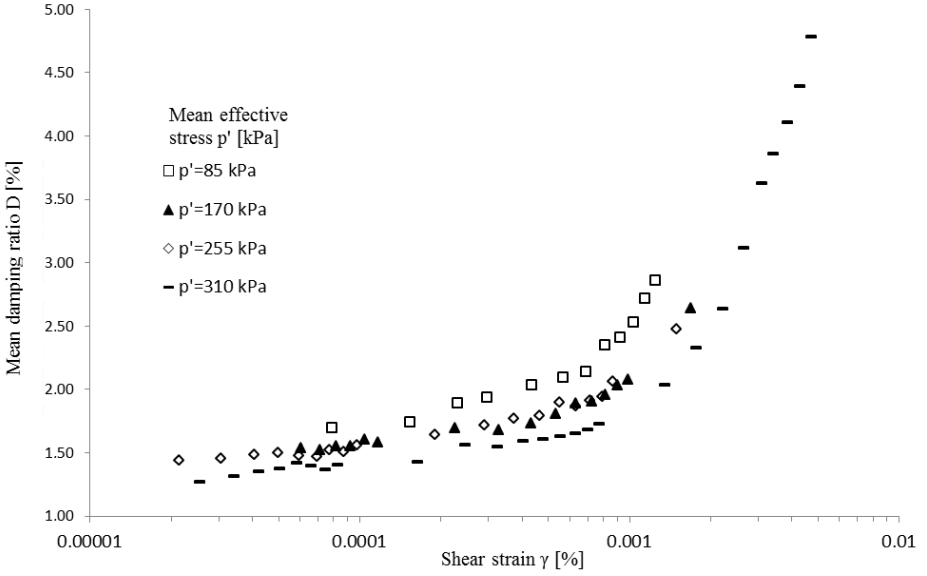


Fig. 6. Strain dependant mean damping ratio

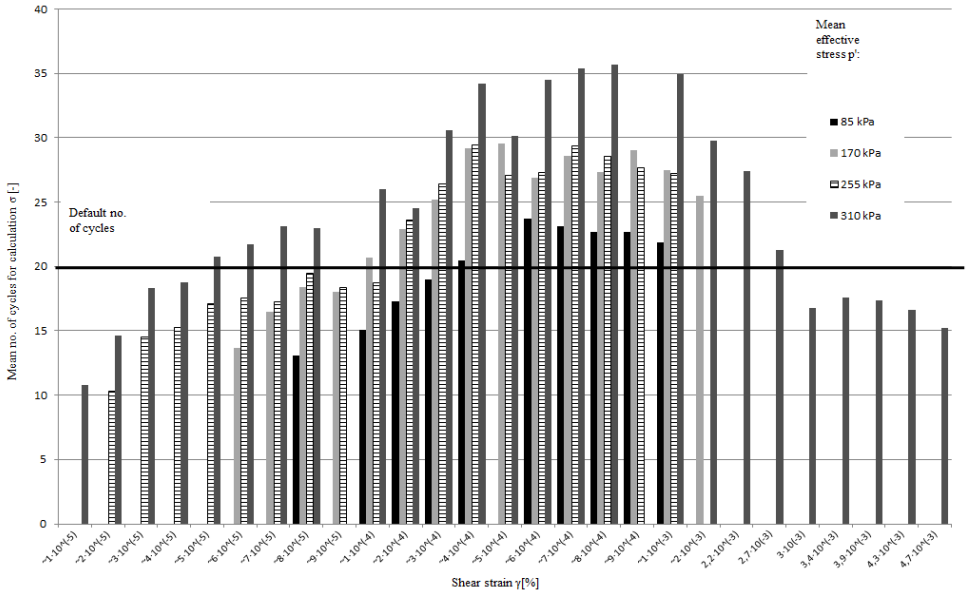


Fig. 7. Mean no. of cycles for calculating σ depending on the shear strain at mean effective stress p' being equal to: 85, 170, 255, 310 kPa

5. Conclusion

The authors of this paper conducted resonant and damping tests on silty clay sample at four different mean effective stress levels, namely 85, 170, 255, 310 kPa. From the performed research, following conclusions were drawn:

1. Shear modulus research was performed correctly, G values decreases with the increase in shear strain, while G_{MAX} increases with the increase in mean effective stress
2. The sample oscillation time, ranging from 2 to 10s, does not affect damping ratio.
3. Damping ratio decreases with the increase in mean effective stress p'. For the purposes of the following research, however, the range of effective stress should be increased.
4. Damping ratio increases with the increase in shear strain.
5. The new methodology of damping ratio test applied by the authors is correct. The mean number of cycles in the tested soil was significantly different from 20.
6. Damping ratio calculated on the basis of 20 cycles can be falsely understated when the wave was dampened before 20 cycles or magnified when vibration disappears after 20 cycles.
7. During the application of each level of mean stress, from the shear strain of about $4 \cdot 10^{-4}$ to $2 \cdot 10^{-3}$%, the increase in the number of cycles can be observed. With such an increase cycles number, time of damping was increased, but this does not affect damping ratio. It provides that the wave propagates better under certain shear level. Certainly further experiments should be conducted to confirm the authors' results.

References

1. Brocanelli D., Rinaldi V., 1998. Measurement of low-strain material damping and wave velocity with bender elements in the frequency domain. Canadian Geotechnical Journal 35, 1032-1040.
2. Ishihara K., 1996. Soil behaviour in earthquake geotechnics. Oxford Science Publications.
3. Drnevich V.P., 1978. Resonant Column Test: Final Report, submitted to U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station.
4. Gabryś K., Sas W., Szymański A., 2013. Kolumna rezonansowa jako urządzenie do badań dynamicznych gruntów spoistych. Prz. Nauk. – Inż. Kszt. Środ. 59, 3-13, [in Polish].
5. Sas W., Gabryś K., 2012. Laboratory Measurement of Shear Stiffness in Resonant Column Apparatus. ACTA Scientarum Polonorum, series Architectura Budownictwo. 11(4), 29-39.
6. Sas W., Gabryś K., Szymański A., 2013. Laboratoryjne oznaczenie prędkości fali podłużnej i poprzecznej w gruncie. Budownictwo i Inżynieria Środowiska. 4, 151- 157, [in Polish].
7. Sas W., Szymański A., Gabryś K., 2013. The behaviour of naural cohesive soils under dynamic excitations. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris.
8. Gabryś K., 2014. Charakterystyki odkształceniowe wybranych gruntów spoistych [In Polish] Defermation characteristics of selected cohesive soils. Doctoral thesis. Warsaw University of Life Sciences – SGGW, Faculty of Civil- and Environmental Engineering. [in Polish].
9. Hoyos L.R., Cruz J.A., Puppala A.J., Douglas W.A., Suescun E.A., 2013. Dynamic shear modulus and damping of compacted silty sand via suction – controlled resonant column testing. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Paris, 1125-1128.
10. Hoyos L.R., Suescun E.A., Puppala A.J., 2015. Stiffness of Intermediate Unsaturated Soil from Simultaneous Suction-Controlled Resonant Column and Bender Element Testing. Engineering Geology, doi:10.1016/j.enggeo.2015.01.014
11. Bate B., Choo H., Burns S.E., 2013. Dynamic properties of fine-grained soils engineered with a controlled organic phase. Soils Dynamic and Earthquake Engineering 53, 176-186.
12. Pantazopoulos I.A., Atmatzidis D.K., 2012. Dynamic properties of microfine cement grouted sands. Soils Dynamic and Earthquake Engineering 42, 17-31.

13. Amini F., 1995. Time effects on dynamic soil properties under random excitation conditions. Soils Dynamic and Earthquake Engineering 14, 439-443.
14. Sas W., Gabryś K., Szymański A., 2015. Effect of Time on Dynamic Shear Modulus of Selected Cohesive Soil of One Section of Express Way No. S2 in Warsaw. Acta Geophisica 63(2), 398-413, doi: 10.2478/s11600-014-0256-z.
15. GDS Resonant Column 2010: The GDS Resonant Column System Handbook (Version 2.2.2010).
16. PN-EN ISO 14688

Sztywność i tłumienie wybranych gruntów spoistych na podstawie dynamicznych badań laboratoryjnych

Wojciech Sas, Katarzyna Gabryś,
Emil Soból, Alojzy Szymański, Andrzej Głuchowski

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska,
Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie,
e-mail: wojciech_sas@sggw.pl, katarzyna_gabrys@sggw.pl, sobol@sggw.pl,
alojzy_szymanski@sggw.pl, andrzej_gluchowski@sggw.pl

Streszczenie: W artykule, autorzy przedstawili przegląd literatury dotyczącej dynamicznych badań laboratoryjnych gruntów. Zaprezentowali na ich tle wyniki testów z kolumny rezonansowej wykonanych na ile pylastym (siCl). Zamieszczone są również moduły ścinania (G) i współczynniki tłumienia (D) uzyskane z tych badań. Zasadniczym celem artykułu jest przedstawienie zmodyfikowanej metodyki wyznaczania współczynnika tłumienia. Metodyka przedstawiona w artykule jest poprawna dla badanego materiału, ale należy prowadzić dalsze badania potwierdzające przydatność tej metody dla innych gruntów. Autorzy przebadali także czas oscylacji próbki. Udokumentowali, że jego wartość nie ma związku z współczynnikiem tłumienia w badanej próbce.

Słowa kluczowe: kolumna rezonansowa, moduł ścinania, współczynnik tłumienia, grunt spoisty

Niewystarczające badania geotechniczne przyczyną istotnego zwiększenia kosztów budowy obwodnicy miasta

Magdalena Sosnowska, Izabela Kasprzyk, Adam Podhorecki

Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,
Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy,
e-mail: sosnowska.m@o2.pl, izabelakasprzykutp@gmail.com, podhorec@utp.edu.pl

Streszczenie: Zgodnie z przepisami prawa budowlanego, dokumentacja projektowa powinna zawierać wyniki badań geologiczno-inżynierskich oraz ustalenie geotechnicznych warunków posadowienia. Zakres niezbędnych badań geotechnicznych oraz ich ocena powinna być każdorazowo dokonana ostatecznie przez projektanta. Niestety w praktyce okazuje się, że to właśnie na tym etapie procesu budowlanego pojawia się wiele błędów i zaniedbań projektowych. W pracy przedstawiono konsekwencje takich zaniedbań. W trakcie realizacji inwestycji pojawiły się problemy geotechniczne, które wymusiły opracowanie nowych rozwiązań projektowych, a w konsekwencji nastąpił istotny wzrost kosztów realizowanego zadania. Ponadto powstały komplikacje związane z kwestiami formalno-prawnymi, m. in. z uwagi na współfinansowanie zadania ze środków unijnych.

Słowa kluczowe: budowa obwodnicy, geotechnika, błędy projektowe

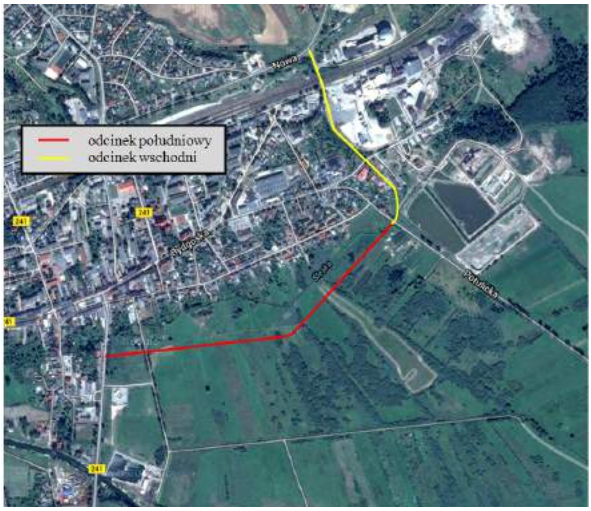
1. Wprowadzenie

Z Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 roku w sprawie ustalenia geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych [1] wynika konieczność określenia w projekcie budowlanym geotechnicznych warunków posadowienia. Zakres niezbędnych badań podłoża gruntowego oraz forma przedstawienia wyników określenia parametrów wynika z kategorii geotechnicznej obiektu budowlanego, ustalanej przez projektanta na podstawie złożoności konstrukcji obiektu i stopnia zróżnicowania warunków gruntowych. Jedynie w przypadku niewielkich obiektów budowlanych posadowionych w prostych warunkach gruntowych (kategoria geotechniczna pierwsza), zakres może być ograniczony do wierceń, sondowań oraz makroskopowego określenia rodzaju rozpoznania gruntu. Dla obiektów kategorii geotechnicznej drugiej i trzeciej niezbędne jest natomiast sporządzenie dodatkowo dokumentacji geologiczno-inżynierskiej. Błędy i nieścisłości na tym etapie projektowania mogą prowadzić do znacznego zwiększenia kosztów budowy, wydłużenia okresu budowy, a w szczególności nawet do poważnych awarii budowlanych. Należy zaznaczyć, że dokumentacja geologiczno-inżynierska wiąże się z dokładnymi badaniami i analizami, a ponadto jest połączona z dość skomplikowaną procedurą formalną.

2. Ogólna charakterystyka analizowanego zadania inwestycyjnego

Całość inwestycji zlokalizowana jest na terenie trudnym geotechnicznie i zróżnicowanym pod względem zagospodarowania. Z dostępnych opracowań geograficznych, geologicznych i innych wynika, że obszar, na którym budowana jest przedmiotowa obwodnica miasta, podzielić można na dwa zasadnicze odcinki (rys. 1):

- Odcinek południowy – ta część trasy przechodzi przez najniżej położone dno pradoliny rzecznej. Zbudowane jest ono z torfów o miąższości dochodzącej nawet do 9 m, na których rozwija się gospodarka łąkowa, obecnie zaniedbana pod względem rolniczym. Ponadto teren ten należał do obszarów zalewowych, podczas zdarzających się powodzi – obecnie poziom wody w rzece jest kontrolowany i częściowo sterowany. Wzdłuż tego odcinka trasy przebiega również niewielki ciek uchodzący do rzeki. Niekorzystne warunki gruntowo-wodne sprawiły, że teren ten jest praktycznie niezagospodarowany.
- Odcinek wschodni – na tym fragmencie trasa zakręca i obejmuje obszar stromego przejścia pradoliny rzecznej w wysoczyznę morenową oraz brzeg wysoczyzny. Teren ten jest zróżnicowany pod względem zagospodarowania i obejmuje zarówno zabudowę mieszkaniową, jak i tereny przemysłowe. Ta część miasta jest zabudowana wiaduktami, murami oporowymi, torem kolejki wąskotorowej itp. Obiekty te przewidziano do wyburzenia. Podłoże na tym odcinku zbudowane jest z nasypów tworzących w przeszłości nasyp kolejki wąskotorowej, który przylega do placów składowych zakładów przemysłowych.



Rys. 1. Przebieg analizowanej obwodnicy

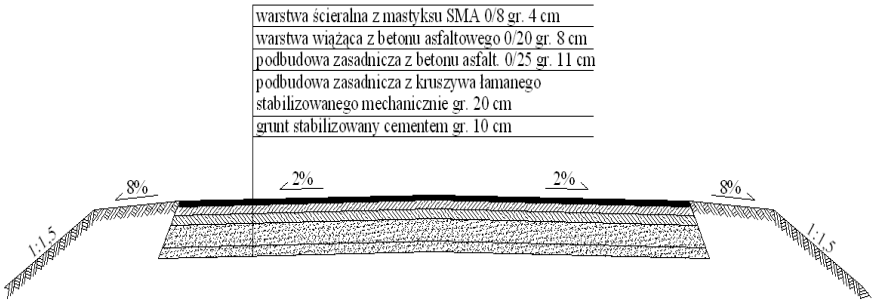
Pomimo iż budowana obwodnica ma niespełna 3 km długości, w ciągu tej drogi powstaje aż 6 nowych obiektów inżynierskich:

- dwa przepusty na strudze,
- dwa wiadukty – jeden nad ulicą, a drugi nad linią PKP,
- mur oporowy,
- komory rozdzielcze na zasyfonowanych przejściach kanalizacyjnych pod strugą.

W projekcie budowlanym i wykonawczym przewidziano konstrukcję nawierzchni drogowej, składającą się z następujących, powtarzalnych warstw (od góry) (rys. 2):

- warstwa ścieralna z mastyksu SMA 0/8 – gr. 4 cm,
- warstwa wiążąca z betonu asfaltowego 0/20 – gr. 8 cm,
- podbudowa zasadnicza z betonu asfaltowego 0/25 – gr. 11 cm,
- podbudowa z kruszywa łamanego – gr. 20 cm,
- grunt stabilizowany cementem – gr. 10 cm.

Zgodnie z dokumentacją projektową, prawie wszystkie obiekty inżynierskie w ciągu tej drogi postanowiono posadowić na palach.



Rys. 2. Konstrukcja drogi według dokumentacji projektowej – przekrój normalny

3. Przebieg procesu inwestycyjnego, błędy i uchybienia

Zgodnie ze Specyfikacją Istotnych Warunków Zamówienia (SIWZ), opracowaną na potrzeby złożenia oferty na prace projektowe, dokumentacja projektowa miała zawierać między innymi wyniki badań geotechnicznych zgodnie z obowiązującymi normami i przepisami. Zatem obowiązek nadzoru nad prawidłowym przebiegiem badań gruntowych i późniejsza ocena geotechniczna badań spoczywały jednoznacznie na projektancie.

Przed przystąpieniem do prac projektowych sporządzono standardowo uproszczone opracowanie geotechniczne, ujmujące wstępne rozpoznanie warunków gruntowo-wodnych. W opracowaniu tym zamieszczono podstawowe informacje (dane z dokumentacji projektowej):

- odcinek południowy przedmiotowej drogi przebiega po terenach zielonych położonych wzdłuż cieku wodnego. Znaczna część tych terenów jest bagnista – pod powierzchnią terenu zalegają organiczne grunty słabonośne (torfy) o miąższości około 2,5 m z płytkim poziomem wody gruntowej,
- odcinek wschodni przechodzi przez tereny zabudowane o zróżnicowanych warunkach gruntowych. Zalegające grunty nasypowe o kilkumetrowej miąższości i niejednorodnej budowie, nie nadają się do bezpośredniego posadowienia obiektów budowlanych. Pod warstwą nasypów sporadycznie stwierdzono cienkie warstewki gruntów organicznych – namułów i torfów,
- zaproponowano przyjąć do projektowania kategorię geotechniczną drugą. Sygnalizowano enigmatycznie konieczność opracowania dokumentacji geotechnicznej (bliżej nie sprecyzowano zakresu badań, analiz itp).

Na kolejnym etapie projektowania, na zlecenie projektanta, opracowano dokumentację geotechniczną. W opracowaniu tym szczegółowo określono warunki geotechniczne korpusu drogowego:

- odcinek południowy – zalegają torfy na głębokości dochodzącej do 6,6 m p.p.t. Zwierciadło wody ma charakter napięty i znajduje się na poziomie 0,4-2,3 m p.p.t. Zalecono wymianę gruntów słabonośnych,
- odcinek wschodni – występują nasypy niebudowlane na głębokości dochodzącej do 9,3 m p.p.t. Poniżej stwierdzono piaski i gliny piaszczyste oraz sporadycznie lokalnie grunty organiczne. Woda gruntowa o charakterze swobodnym stabilizuje się na zmiennej głębokości 1,1-10,0 m p.p.t. Zalecono wymianę gruntów słabonośnych,
- w przypadku obiektów inżynierskich, tj. wiaduktu nad ulicą i wiaduktu nad torami kolejowymi, zalecono posadowienie pośrednie na palach.

Na podstawie wyników wymienionych badań geotechnicznych opracowany został projekt budowlany oraz projekt wykonawczy obwodnicy. Zwraca się uwagę na to, że w myśl Rozporządzenia Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 24 września 1998 roku w sprawie ustalenia geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych [2] (Rozporządzenie to obowiązywało do dnia 25 kwietnia 2012 roku, zatem obejmowało okres, w którym prowadzone były prace projektowe przedmiotowej obwodnicy) dla obiektów budowlanych zaliczanych do kategorii geotechnicznej trzeciej oraz w złożonych warunkach gruntowych zaliczanych do kategorii drugiej, poza dokumentacją geotechniczną, należy sporządzić dokumentację geologiczno-inżynierską zgodnie z odrębnymi przepisami. Projektant nie polecił jednak opracowania wymaganej dokumentacji geologiczno-inżynierskiej.

W projekcie budowlanym i wykonawczym przyjęto następujące rozwiązania związane ze stwierdzonymi warunkami gruntowymi:

- w projekcie budowlanym – na odcinku południowym – zaprojektowano pełną wymianę gruntu nienośnego (torfy) poprzez bagrowanie. W to miejsce przewidziano wykonanie nasypu z kruszywa mineralnego zagęszczonego metodą wibroflotacji i platformę roboczą. Poziom tego nasypu, stanowiącego wymianę gruntu rodzimego, pokrywa się z istniejącym poziomem terenu. Na potrzeby wykonstruowania drogi zaprojektowano dodatkowy nasyp, przy czym nie podano niezbędnych danych, odnoszących się do technologii wykonania. Na odcinku wschodnim zaprojektowano wykonanie konstrukcji drogi na istniejącym podłożu gruntowym. Grupę nośności podłoża określono jako G2 (grunty wątpliwe i przeciętne warunki wodne). W celu wzmocnienia podłoża do grupy nośności G1, zalecono wykonanie pod konstrukcją drogi, warstwy o gr. 10 cm z gruntu stabilizowanego cementem lub wapnem,
- w projekcie wykonawczym, na większości odcinka części południowej, zaprojektowano wzmocnienie podłoża kolumnami betonowymi. Pozostałe rozwiązania dotyczące podłoża gruntowego były takie same, jak przewidziano to w projekcie budowlanym,
- przepusty nad stugą zaprojektowano jako posadowione pośrednio – na palach wbijanych,
- wiadukt nad ulicą, z uwagi na warstwę nasypów niebudowlanych o miąższości 1,5-3,0 m p.p.t., zalegającą na glinie piaszczystej, zaprojektowano jako posadowione bezpośrednio, po wykonaniu wymiany nasypu niekontrolowanego na piasek. Istniejący stary wiadukt przewidziano wyburzyć w całości,
- wiadukt nad linią kolejową zaprojektowano jako posadowiony na palach wielkośrednicowych wierconych, o średnicy 100 cm i długości 10 m. Istniejący wiadukt przewidziano do wyburzenia (rys. 3). Zgodnie z projektem budowlanym i wykonawczym, podłoże gruntowe w obrębie wiaduktu stanowią nasypy niebudowlane o głębokości do 9,2 m p.p.t., natomiast poniżej zalegają torfy, gytie i namuły lub piaski i gliny,
- mur oporowy zaprojektowano z posadowieniem analogicznym do rozwiązania posadowienia wiaduktu nad linią kolejowa, tj. na palach wielkośrednicowych wierconych o średnicy 100 cm i długości 10 m. Istniejący mur oporowy przewidziano do wyburzenia,
- w przypadku komór rozdzielczych zaprojektowano pełną wymianę torfów do poziomu gruntów nośnych w traconych ściankach szczelnych typu G62.

Rys. 3. Rozbiórka starego wiaduktu nad linią PKP [http://www.euroinfrastructure.eu/]

W trakcie realizacji inwestycji, wykonawca sygnalizował, że faktyczne warunki gruntowe znacząco różnią się od przyjętych w dokumentacji projektowej. W celu potwierdzenia swoich wątpliwości, wykonawca (w porozumieniu z inwestorem) zlecił niezależnej jednostce wykonanie dodatkowych badań geotechnicznych, które potwierdziły następujące rozbieżności:

- posadowienie istniejącego wiaduktu nad torami kolejowymi oraz muru oporowego różni się od przedstawionego w dokumentacji projektowej. Faktyczne fundamenty istniejących obiektów okazały się głęboko posadowione i miały solidne konstrukcje, co nie zostało zupełnie uwzględnione w dokumentacji projektowej. Stąd projektowane posadowienie nowych obiektów na palach było trudne do wykonania. Konieczne było sporządzenie projektów zamiennych dla tych obiektów inżynierskich,
- z dokumentacji projektowej wynikało, że na odcinku wschodnim występują w znacznej części zróżnicowane nasypy niebudowlane zalegające na warstwie glin piaszczystych lub średnio zagęszczonych piasków drobnych. Tymczasem weryfikujące badania geotechniczne wykazały obecność innego układu warstw geotechnicznych, tj. nasypów niekontrolowanych w stanie luźnym lub średnio zagęszczonym zawierających piaski próchnicze, gruz, śmieci i namuł gliniasty, zalegających na warstwie namułów i torfów. Ponadto, na krótkim odcinku trasy, skarpa istniejącego nasypu miała nachylenie 40-50° i znajdowała się w stanie równowagi chwiejnej. Istniejące faktyczne – inne od projektowanych – warunki geotechniczne powodowały, że rozwiązanie projektowe, polegające na bezpośrednim posadowieniu konstrukcji obwodnicy na istniejącym nasypie, nie mogło być właściwie zrealizowane. Wymagana była zatem istotna zmiana przyjętych rozwiązań posadowienia obiektów na odcinku wschodnim (rys. 4).

Rys. 4. Konstrukcja nasypu – odcinek wschodni [http://www.pomorska.pl/]

Odstąpienie od zaleceń geotechnicznych, zawartych w dokumentacji geotechnicznej sporządzonej na etapie projektowania, w której zalecano wymianę gruntów słabonośnych na całym odcinku wschodnim można tylko częściowo usprawiedliwić. Faktem jest, że brakowało pełnego i kompleksowego rozpoznania warunków gruntowych, co spowodowane było w części niedostępnością do terenu zarówno w formie rzeczywistej (brak dojazdu), jak i w prawnej (teren nie był wówczas własnością inwestora). Przyjęcie w takiej sytuacji wysokokapitałowych rozwiązań mogło się okazać nieadekwatne do faktycznej sytuacji. Jednakże w niektórych opracowaniach, jednoznacznie sygnalizowano złożone warunki gruntowe. Projektant nie potraktował tego zapisu zawartego w dokumentacji z należytą starannością i odpowiedzialnością. W opracowaniu przyjął błędną zasadę, iż wybudowanie drogi na terenach zurbanizowanych nie wymaga specjalnych zabiegów geotechnicznych.

W celu wzmocnienia podłoża opracowano dwa wariantowe projekty technologiczne. Jeden z nich zakładał wzmocnienie posadowienia z użyciem pali i kolumn wierconych o średnicy 600 mm i długości 30 m, 15 m i 12 m. Drugi projekt technologiczny zakładał wzmocnienie podłoża pod nasyp w technologii kolumn CMC firmy MENARD, polegającej na iniekcji mieszanki betonowej, wykonywanej pod dużym ciśnieniem. Iniekt dobierano w taki sposób, aby osiągnąć ustalony stosunek sztywności kolumny do sztywności otaczającego ją gruntu. W rezultacie otrzymano kompozyt gruntu i kolumn, współpracujących jako jednolita struktura o zwiększonej nośności. Ostatecznie to rozwiązanie przyjęto do realizacji, po weryfikacji i pozytywnej opinii znawców geotechniki (rys. 5).

Rys. 5. Konstruowanie kolumn CMC [http://www.naklo24.pl/]

4. Podsumowanie

- W trakcie realizacji obwodnicy miasta pojawiły się nieoczekiwane problemy geotechniczne, które wymusiły opracowanie nowych rozwiązań posadowienia obiektów, a w konsekwencji spowodowały znaczny wzrost kosztów realizowanego zadania. Powstały nowe uwarunkowania związane z kwestiami formalno-prawnym, tj. konieczność zlecenia dodatkowego zakresu prac z uwzględnieniem procedur wynikających z ustawy Prawa zamówień publicznych, pokrycie dodatkowych kosztów w ramach współfinansowania zadania ze środków Regionalnego Programu Operacyjnego (projekt jest współfinansowany ze środków Unii Europejskiej).

- Teren, przez który przebiega obwodnica, ma skomplikowaną i złożoną genezę. Część wschodnia stanowi obszar stromego przejścia pradoliny rzecznej w wysoczyznę, a ponadto na tym terenie przez lata prowadzono zróżnicowaną działalność inwestycyjną, w sposób nie do końca przemyślany – wykonano w otoczeniu poszczególnych obiektów budowlanych nasypy niekontrolowane z gruntu zupełnie przypadkowego. Podłoże gruntowe pod obiekty inżynierskie – na etapie projektowania – nie zostało właściwie rozpoznane. Badania geotechniczne, polegające na wykonaniu odwiertów, są to badania dyskretne. Oznacza to, że faktycznie mogą pominąć nieciągłości geotechniczne, których nie ustali przy ograniczonej liczbie odwiertów i zbyt uproszczonej interpolacji wyników badań.
- W myśl obowiązujących przepisów, dla rozpatrywanej inwestycji konieczne było sporządzenie, poza opracowaniem geotechnicznym i projektem geotechnicznym, odpowiedniej dokumentacji geologiczno-inżynierskiej. Dokumentacja ta nie została opracowana. Odpowiedzialność za prawidłowy przebieg procesu projektowego, w szczególności za prawidłowy zakres badań gruntowych, ponosił tutaj projektant. Zwraca się jednak uwagę na to, że w niektórych opracowaniach geotechnicznych występowały liczne niejednoznaczności.
- Przyjęte w dokumentacji projektowej rozwiązania, zwłaszcza w zakresie posadowienia bezpośredniego na nasypach niekontrolowanych, lokalnie w stanie luźnym a także na skarpie w stanie równowagi chwiejnej o znacznym stopniu nachylenia, stwarzało ryzyko poważnej awarii budowlanej. W powstałej sytuacji wykonawca zareagował odpowiedzialnie, wstrzymując roboty budowlane i zwracając się do inwestora o podjęcie decyzji technicznych i odpowiednich czynności prawnych. Dzięki właściwej współpracy uczestników procesu budowlanego, udało się w porę rozpoznać zagrożenie i zaradzić niekorzystnym konsekwencjom.
- Przestrogą dla uczestników procesu budowlanego powinien być fakt, że prace projektowe i później prace wykonawcze na terenach o teoretycznie bardziej skomplikowanej budowie geologicznej – niezurbanizowanych, przechodzących przez bagienne torfowe łąki, nie sprawiły uczestnikom procesu budowlanego żadnych niespodzianek, gdyż wszystkie zagrożenia zostały prawidłowo rozpoznane już na etapie projektowania. Natomiast ten odcinek trasy, który przebiegał przez obszary zabudowane okazał się najbardziej zdradliwy – w analizowanym przypadku projektant błędnie pokierował się zasadą, iż wybudowanie drogi na takim terenie nie wymaga specjalnych zabiegów geotechnicznych.

Literatura

1. Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 roku w sprawie ustalenia geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych (Dz. U. 2012 poz. 463).
2. Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 24 września 1998 roku w sprawie ustalenia geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych (Dz. U. Nr 126, poz. 839) – nieaktualne.
3. Materiały archiwalne z budowy i realizacji przedsięwzięcia drogowego.

Insufficient geotechnical surveys cause a significant increase in the construction cost of the city ring road

Magdalena Sosnowska, Izabela Kaprzyk, Adam Podhorecki

Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture,
UTP University of Science and Technology in Bydgoszcz,
e-mail: sosnowska.m@o2.pl, izabelakasprzykutp@gmail.com, podhorec@utp.edu.pl

Abstract: According to building regulations, the project documentation should include the results of geotechnical surveys and geotechnical and foundation conditions. The scope of the necessary tests and their evaluation should always be made ultimately by the designer. Unfortunately, in practice, it appears that at this stage of the construction process there are many mistakes and design omissions. This article presents the consequences of such failures. Significant geotechnical problems that necessitated the development of new design solutions and, consequently, a significant increase in the value of your task appeared during the investment realization process. Furthermore, there are complications associated with formal and legal issues, like the use of EU funds in the project.

Keywords: construction of the ring road, geotechnical engineering, design errors

Ocena współpracy pali Vibro z podłożem gruntowym na podstawie badań in-situ

Paweł Więcławski

Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska,
e-mail: pawwiecl@pg.gda.pl

Streszczenie: W odniesieniu od obecnych trendów optymalnego projektowania obiektów inżynierskich, dąży się do określania rzeczywistych wartości współdziałania podłoża gruntowego i konstrukcji. Pale Vibro należą do grupy pali przemieszczeniowych z poszerzoną podstawą. Charakteryzują się bardzo dużą nośnością, szczególnie w gruntach niespoistych. Próbne obciążenia statyczne wskazują, że nośność pali Vibro jest znacznie większa niż zakładana na etapie projektu. Trudność, w wielu przypadkach, sprawia wyznaczenie nośności granicznej na podstawie próbnego obciążenia statycznego, ze względu na niemal liniowy przebieg krzywej obciążenie – osiadanie.

W publikacji przedstawiono analizę porównawczą nośności pali Vibro. Wartości uzyskano, stosując:

- metody bezpośrednie z wykorzystaniem wyników sondowania sondą statyczną CPT,
- metody interpretacji próbnego obciążenia statycznego (SPLT),
- metodę opracowaną przez autora pracy.

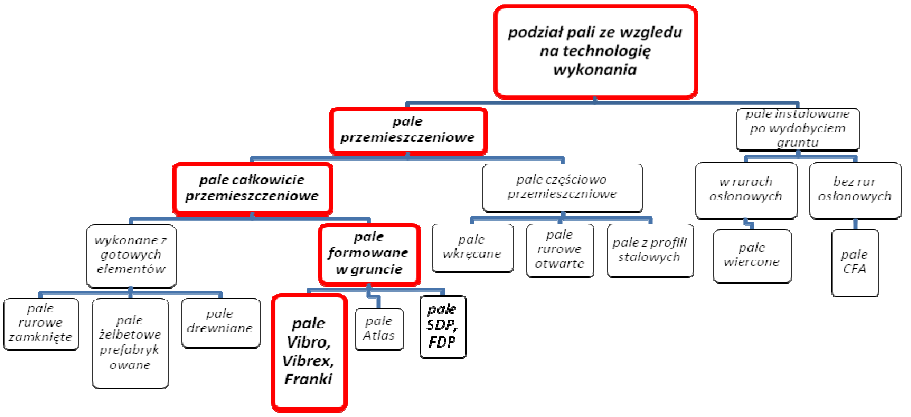
Słowa kluczowe: pale Vibro, nośność pali, sondowanie statyczne, krzywa osiadania

1. Wprowadzenie

Pale Vibro należą do grupy pali w pełni przemieszczeniowych formowanych w gruncie. Wykonawstwo polega na wbiciu stalowej rury ze szczelną podstawą za pomocą młota spalinowego lub hydraulicznego. Następnie do suchego wnętrza rury wprowadza się zbrojenie i wypełnienia rurę betonem. Wyciągnięcie rury wibratorem powoduje zagęszczenie betonu oraz dobre zespolenie trzonu pala z podłożem.

Najczęściej stosowane średnice pali Vibro, w zależności od zewnętrznej średnicy rury obsadowej i buta stalowego, to: 406/460 mm, 457/510 mm, 508/560 mm, 560/610 mm, 610/660 mm (średnica zewnętrzna rury/średnica buta stalowego). Obecnie wykonuje się pale o długości do 40,0 m. Pale Vibro charakteryzują się bardzo dobrą nośnością uzyskiwaną w krótkim czasie od wykonania. Badane pale osiągają nośność rzędu 4000 kN przy niewielkich osiadaniach około 5,0÷8,0 mm.

Podstawowe znaczenie dla wiarygodności obliczeń ma miarodajne określenie jednostkowych oporów pod podstawą i na pobocznicy pala. Istnieje wiele metod obliczeniowych, które można wykorzystać do praktycznych obliczeń. Przyjęcie miarodajnej metody powinno bazować na analizach porównawczych i zastosowaniu metod statystycznych wykorzystujących wyniki próbnych obciążeń statycznych w skali naturalnej. Wartości jednostkowych oporów pod podstawą pali powinny być odniesione do wielkości przemieszczeń i uwzględniać definicję obciążeń granicznych zgodnych z założeniami EC 7.



Rys. 1. Podział pali ze względu na technologię wykonania [12]

2. Metody interpretacji próbnych obciążeń statycznych

Próbne obciążenia pali wykonuje się głównie jako badania weryfikacyjne. Badanie wykonuję się w celu:

- kontroli nośności pali, zakładanych w projekcie,
- kontroli jakości zastosowanych materiałów, z których wykonane są pale,
- kontroli jakości wykonanych robót palowych,
- określenia współpracy pali z ośrodkiem gruntowym.

Rozmieszczenie badań powinno być reprezentatywne dla całego fundamentu, a w przypadku, gdy badanie wykonywane jest tylko dla jednego pala należy wybrać jego usytuowanie w miejscu, gdzie spodziewane są najbardziej niekorzystne warunki.

Podstawowym wymogiem, według PN-EN 1997-1:2008 jest, aby próbne obciążenie statyczne umożliwiło interpretacje wyników w odniesieniu do zjawisk odkształceń, pełzania i odprężenia fundamentu palowego. Badanie należy przeprowadzać tak długo, aż pozwoli ono określić nośność graniczną pala. Przykładowe metody interpretacji przedstawiono poniżej.

2.1. Metoda według PN-83/B-02482

Wartość siły przykładana jest na pal stopniowo, a przyrost powinien wynosić od 1/8 do 1/12 nośności pala, bez względu czy jest to badanie na palu wciskanym czy wyciąganym. Dokładną wartość przyrostu oddziaływania należy dobrać w taki sposób, aby uzyskać co najmniej 10 stopni obciążenia. Każdorazowo obciążenia utrzymujemy dopóki, dopóty nie dojdzie do umownej stabilizacji przemieszczeń pala. Po osiągnięciu obciążenia odpowiadającego nośności projektowanej i stabilizacji przemieszczeń przykłada się do badanego pala obciążenie całkowite, a następnie przywraca się wcześniejszą wartość siły.

Na podstawie wyników próbnego obciążenia określa się zależność osiadanie – obciążenie oraz wykresy obciążenia i osiadania w czasie. Następnie wykreśla się krzywą dQ/ds i wyznacza wartości nośności granicznej.

2.2. Metoda Brinch - Hansena

Metoda 90% (1963) – punkt krytyczny na krzywej Q-s zdefiniowany jest jako obciążenie, które powoduje przemieszczenie dwa razy większe niż przemieszczenie spowodowane przez 90% tego obciążenia. Metoda ta jest szeroko zastosowana w krajach skandynawskich (Swedish Pile Commision, 1970) [4, 7].

2.3. Metoda China

Metoda China (1963) – bazuje na założeniu, że krzywa Q-s dla pala jest w przybliżeniu hiperbolą [4, 7].

2.4. Metoda Davissona

Metoda Davissona (1972) – obciążenie krytyczne pala zdefiniowane jest jako obciążenie, które powoduje przemieszczenie równe sumie sprężystego odkształcenia pala oraz odkształcenia empirycznego zależnego od geometrii pala [4, 7].

2.5. Metoda De Beera

Metoda De Beera (1967) – obciążenie krytyczne traktuje jako obciążenie, które odpowiada punktowi maksymalnej krzywizny na krzywej Q-s. W tej metodzie krzywa Q-s została wykreślona w podwójnej skali logarytmicznej, natomiast obciążenie graniczne odpowiada punktowi przecięcia wykreślonych prostych [4, 7].

2.6. Metoda Nordluna, Fullera oraz Hoya

Metoda Nordluna, Fullera oraz Hoya (1970) – obciążenie krytyczne określa się na podstawie dwóch prostych, stycznych do krzywej Q-s. Pierwsza linia styczna to linia sprężystego ściskania, druga styczna, do krzywej Q-s nachylona jest w stosunku 1,3mm na 10kN. Obciążenie krytyczne jest w punkcie przecięcia drugiej stycznej z krzywą Q-s. Butler i Hoy (1977) – obciążenia graniczne zdefiniowano jako punkt przecięcia dwóch stycznych [4, 7].

2.7. Metoda zmodyfikowanej hiperboli – Gwizdała

Metoda zmodyfikowanej hiperboli – na podstawie pomiarów terenowych określa się parametry pomocnicze opisujące krzywą osiadania, wykorzystując wartości obciążenia Q i osiadań s, następnie określa się asymptotę krzywej jak w metodzie China i wyznacza się nośność graniczną odpowiadającą osiadaniom równym 10% średnicy pala D [4].

3. Metody bezpośrednie określania nośności pali

Bardzo szeroko wykorzystuje się badania terenowe, *in situ*. Są to głównie parametry określane na podstawie testu statycznego sondowania, badań sondami dynamicznymi, badań dylatometrem i presjometrem. Metody te należą do grupy metod bezpośrednich, opierają się na zależnościach empirycznych. Na podstawie przeprowadzonych obliczeń łatwo stwierdzić, że ogromny wpływ na otrzymane rezultaty mają warunki gruntowe – uwarstwienie podłoża oraz tradycje projektowe w poszczególnych krajach.

Dla wielu metod opartych na CPT, stosuje się duże współczynniki globalnego bezpieczeństwa FS (Safety Factor). Dla metod stosowanych w Europie FS waha się od 1,5 do 3,0 (np. metoda LCPC, metoda Gwizdały-Stęczniewskiego), w zależności: od warunków gruntowych, stosowanych pali, rodzaju obiektu, itp. [8] Jeszcze inne podejście do metod opartych na wynikach badań podłoża znajduje się w normie PN-EN 1997-1:2008 [9]. Wyznaczając wartość charakterystyczną nośności, korzystamy z współczynników korelacyjnych $\xi 3$ i $\xi 4$, dzieląc przez nie wartości nośności, które uzyskaliśmy bezpośrednio z parametrów badania w poszczególnych metodach. Przechodząc na wartości obliczeniowe dzielimy wartość charakterystyczną przez odpowiedni współczynnik oporu, zależny od podejścia obliczeniowego.

Tabela 1. Metody określania nośności pali

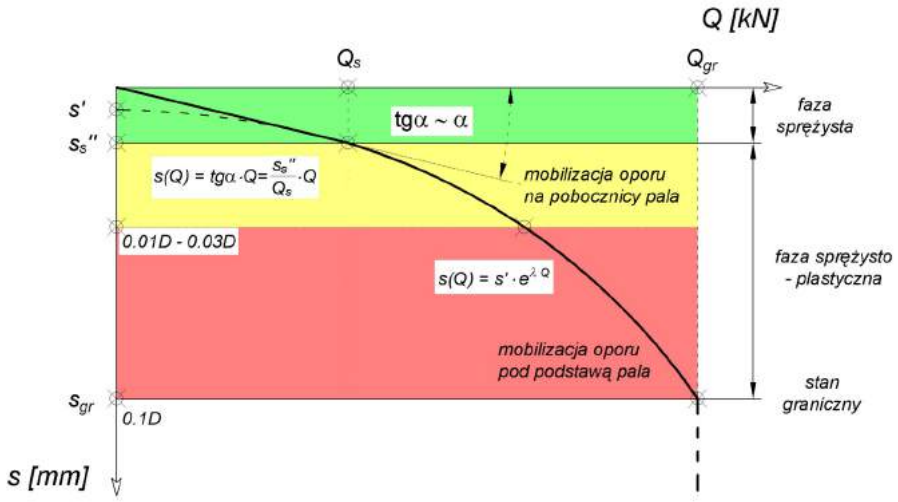
METODY SZACOWANIA NOŚNOŚCI PALI NA PODSTAWIE BADAŃ PODŁOŻA	METODY POŚREDNIE	Grunty niespoiste	Opór pod podstawą	Metoda Vesica (1977) Metoda Coyle & Castello (1981)
			Opór na pobocznicy	Metoda β (Bowles, 1996) Metoda Coyle & Castello (1981)
		Grunty spoiste	Opór pod podstawą	$q = 9 \cdot c_u$, gdzie: c_u – *wytrzymałość gruntu na ścinanie bez odpływu*
			Opór na pobocznicy	Metoda α – Tomlinsona (Tomlinson, 1971/1995) Metoda α – API (Reese, 1984) Metoda β (Reese, 1982; AASHTO, 1996/2000) Metoda λ (US Army Corps of Enginners, 1977)
	METODY BEZPOŚREDNIE	Wyniki sondowania sondą statyczną CPT		PN-EN 1997-2:2008 (DIN 1054, NEN 6743) Metoda LCPC (Bustamante, Giasenelli; 1982) Metoda Schmertmanna (1978) Metoda De Ruitera & Beringena (1978) Metoda Aoki & Velloso (1975) Metoda Penpile (Clisby, 1978) Metoda Gwizdały & Stęczniewskiego (2007)

3.1. Metoda prognozowania pełnej krzywej osiadania na podstawie wynków sondowań CPT

Pale Vibro, których podstawa znajduje się w gruntach niespoistych zagęszczonych i średnio zagęszczonych ($I_D \geq 0{,}5$, $q_c \geq 8{,}0$ MPa), charakteryzują się bardzo dobrą nośnością. W takich warunkach gruntowych krzywa Q-s, określona na podstawie próbnego obciążenia statycznego, składa się z liniowej fazy sprężystej współpracy pal – grunt oraz nieliniowej fazy sprężysto-plastycznej, która może wskazywać rzeczywisty przebieg pełnej krzywej Q-s do poszukiwanej wartości nośności granicznej i osiadania granicznego.

Zakłada się, że wraz ze wzrostem obciążenia następuje mobilizacja oporów gruntu wzdłuż pobocznicy pala do wartości maksymalnej odpowiadającej osiadaniom pala równym 0,01D÷0,03D. Po uplastycznieniu się gruntu wzdłuż pobocznicy obciążenie przenoszone jest przez podstawę pala. Według wytycznych aktualnej normy PN-EN:1997:1-2008, wartość graniczną nośności przyjmujemy dla osiadań 0,1D [9].

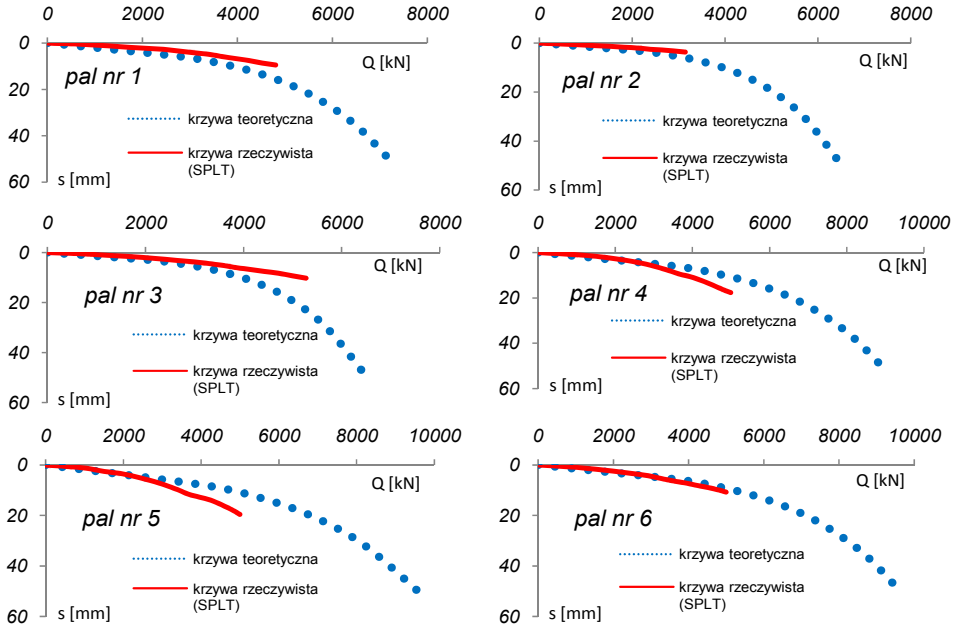
Opierając się na powyższych założeniach dokonano, interpretacji krzywych Q-s, wydzielając fazę sprężystą o charakterystyce liniowej, oraz nieliniową fazę sprężysto-plastyczną. W celu uzyskania opisu matematycznego krzywych każdą z faz przedstawiono w postaci : funkcji liniowej – $s(Q)=tg\alpha \cdot Q$; i funkcji wykładniczej – $s(Q)=s' \cdot e^{\lambda Q}$. Zależność pomiędzy podatnością podłoża i parametrami podłoża wokół pala, czyli średnią wartością oporów stożka sondy CPT wzdłuż pobocznicy – q_{cs} i pod podstawa pala – q_{cp} determinuje kierunek i kształt krzywej Q-s, (rys. 2). Parametry krzywej osiadania zostały określone na podstawie krzywych rzeczywistych z próbnych obciążeń statycznych [12].

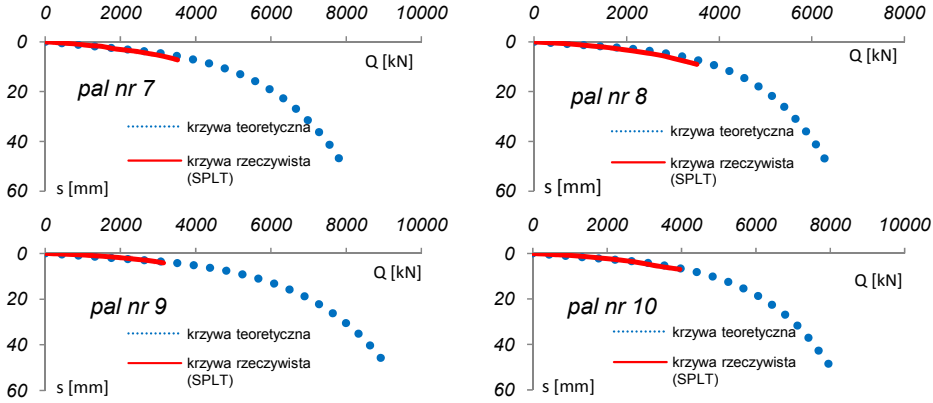


Rys. 2. Idea opisu matematycznego krzywej Q-s na podstawie krzywej SPLT

4. Nośności rzeczywista a nośności teoretyczna pali Vibro

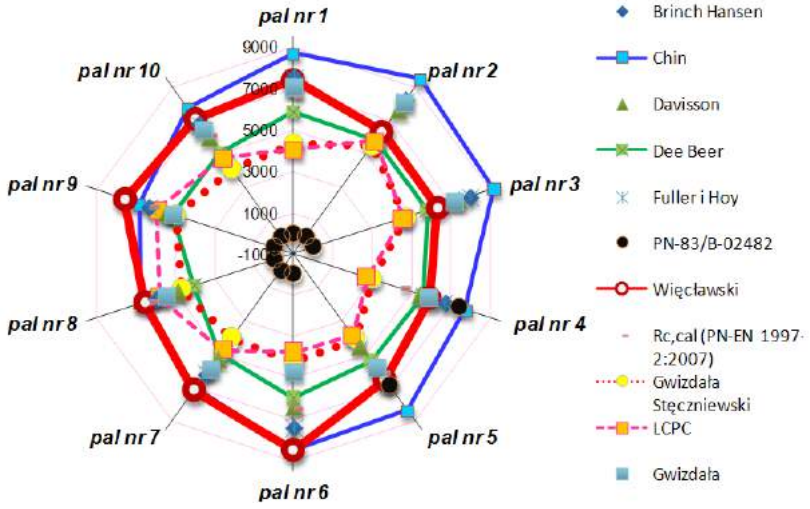
Poniżej zestawiono przykładowe krzywe *Q-s*, teoretyczne – określone na podstawie opracowanej procedury oraz krzywe rzeczywiste z próbnego obciążenia statycznego (SPLT).





Rys. 3. Zestawienie krzywych Q-s; teoretycznych i rzeczywistych z SPLT

W celu weryfikacji otrzymanych wyników przeprowadzono interpretację próbnych obciążeń statycznych, stosując różne metody oraz obliczono nośności pali wykorzystując metodę LCPC oraz metodę Gwizdały-Stęczniewskiego, na podstawie wyników sondowania CPT. Najwyższe wartości nośności pali z interpretacji SPLT uzyskano metodą Chin'a, najniższe wartości metodą Dee Beera. Według interpretacji z PN-83/B-02482 określono nośność graniczną dla dwóch pali (*pal nr 4 i pal 5*), dla pozostałych nie otrzymano odcinka prostoliniowego dla krzywej *dQ/ds* co uniemożliwiło wyznaczenie nośności granicznej.



Rys. 4. Zakres wartości nośności teoretycznych wyznaczonych z interpretacji SPLT i obliczonych metodami bezpośrednimi na podstawie CPT dla analizowanych pali Vibro

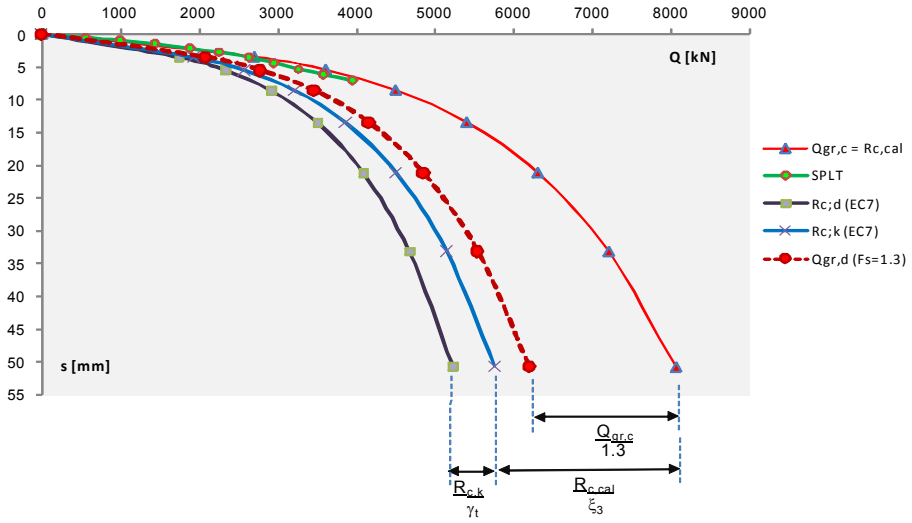
Zaletą Eurokodu 7 jest możliwość wykorzystania, do celów projektowych i weryfikacyjnych, dowolnej metody stosowanej w dotychczasowych praktykach krajowych. Podstawowym wymogiem, dla próbnych obciążeń statycznych jest, aby badanie przeprowadzać tak długo, aż pozwoli ono określić nośność graniczną pala. Według analizy dla pali Vibro, stwierdza się, że w przypadku tej technologii, interpretacja próbnego obciążenia statycznego

wg PN-83/B-02482, stosowana obecnie w Polsce, jest niewystarczająca. W analizowanym zbiorze 118 pali Vibro dla 79,5% (93 szt.) nie wyznaczono wartości nośności granicznej i osiadań granicznych.

Opracowana metoda należy do grupy metod bezpośrednich wykorzystujących wyniki sondowania CPT do określenia nośności teoretycznej dla pali Vibro z podstawą w gruntach niespoistych. Została zdefiniowana na podstawie próbnych obciążeń statycznych, a koniecznymi parametrami, do wyznaczenia pełnej krzywej Q-s, są opór na stożku sondy statycznej q_c oraz geometria pala. Przeprowadzona analiza wskazuje, że otrzymane wartości nośności granicznej są zbliżone do wyników z metod interpretacji SPLT i z większą dokładnością określają nośność niż inne metody bezpośrednie oparte na podstawie sondowaniu CPT.

Chcąc wykorzystać krzywą teoretyczną Q-s do celów projektowych, proponuje się użycie współczynnika bezpieczeństwa F_s=1,3 uwzględniającego: niedokładności uśrednień parametrów gruntu; zmienność warunków gruntowych w stosunku do wyników sondowania; odległość pali od sondowania CPT, czynniki technologiczne wykonania pali.

Współczynnik F_s=1,3 zapewnia bezpieczny zakres, wartości nośności teoretycznych obliczeniowych, w stosunku do rzeczywistych nośności pali na podstawie SPLT i wartości obliczeniowych według EC7. W stosunku do metody z EC7 wykazano 39% zapasu bezpiecznej niewykorzystanej nośności [12]. Na rysunku 5. zestawiono krzywe teoretyczne: wyznaczoną na podstawie wyników badań podłoża i obliczeniowe z zastosowaniem współczynnika autorskiego F_s=1,3 oraz współczynników wg EC7 i krzywą z badania SPLT.



Rys. 5. Interpretacja wartości nośności obliczeniowej według EC7 oraz z zastosowaniem Fs = 1,3

5. Podsumowanie

Dysponując pełną krzywą Q-s na etapie projektowania, obiektów inżynierskich posadowionych na palach Vibro, możliwe jest precyzyjne określenie nośności w przedziale do osiadań dopuszczalnych pala. Co w odniesieniu do obecnych trendów optymalnego projektowania obiektów inżynierskich stanowi warunek ekonomicznego i ekologicznego projektowania.

Takie podejście do projektowania umożliwia racjonalną analizę w stanie granicznym użytkowalności (osiadania, różnice osiadań).

Literatura

1. Gwizdała K., Stęczniewski M., Dyka I., 2009. Wykorzystanie sondowań statycznych do obliczania nośności i osiadań pali. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, nr 4, s. 62-69.
2. Gwizdała K., Brzozowski T., Więcławski P., 2010. Calculation aspects used in Eurocode 7 for pile foundation. From Research to Design in European Practice. Bratislava, Slovak Republic, June 2-4.
3. Gwizdała K., 2011. Fundamenty palowe. Technologie i obliczenie. Wydawnictwo naukowe PWN, Tom 1.
4. Gwizdała K., 2013. Fundamenty palowe. Badania i zastosowania. Wydawnictwo naukowe PWN, Tom 2.
5. Mayne P.W., Mitchell J.K., Auxt J.A., Yilmaz R., 1995. U.S. National Report on CPT, Proc. Intl. Symposium on Cone Penetration Testing, Vol. 1, Swedish Geotechnical Society, Report 3:95, Linköping.
6. Mayne P.W., 2007. Cone Penetration Testing. A Synthesis of Highway Practice. Transportation Research Board, NCHRP368, Washington D.C.
7. Salgado R., Lee J., 1999. Pile Design on Cone Penetration Test Results. Final Report, FHWA/IN/JTRP-99/8.
8. Więcławski P., 2009. Obliczeniowe i ekonomiczne aspekty posadowienia na palach wg PN-EN 1997-1:2004, Politechnika Gdańska. Praca magisterska, promotor: Gwizdała K.
9. PN-EN 1997-1:2008, Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne.
10. PN-EN 1997-2:2008, Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 2: Rozpoznanie i badania podłoża gruntowego.
11. PN-83/B-02482, Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych.
12. Więcławski P., 2015. Nośność graniczna pali Vibro obciążonych osiowo na podstawie próbnych obciążeń statycznych i wyników sondowania CPT, Interdyscyplinarne Zagadnienia Budownictwa, Warszawa.

The interaction evaluation of Vibro piles and subsoil based on in-situ tests

Paweł Więcławski

Faculty of Civil and Environmental Engineering, Gdansk University of Technology,
e-mail: pawwiecl@pg.gda.pl

Abstract: With respect to current trends of the design optimization of engineering structure, the aim of this paper is to determine the actual value of interaction of subsoil and construction. Vibro piles belong to the group of displacement piles with expanded base, characterized by very high load capacity, especially in non-cohesive soils. Static Pile Load Testing indicates that the bearing capacity of Vibro piles is much higher than expected at the design stage. In many cases it is hard to set a limit load based on static load test because of linear characteristic of settlement curves.

The paper presents the comparative analysis of bearing capacity for Vibro piles. The values have been obtained using the following:

- direct methods based on CPT results,
- interpretation methods of static load test (SPLT),
- method developed by the author of this paper.

Keywords: bearing capacity, Vibro pile, cone penetration test, settlement curve

Zastosowanie sondy krzyżakowej do badań podłoża madowego

Krzysztof Wilk

Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, Politechnika Rzeszowska, e-mail: kwilk@prz.edu.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono problematykę badania podłoża madowego z wykorzystaniem sondy krzyżakowej typu FVT. Opisane zostały trudności związane z właściwym określeniem współczynnika poprawkowego. Wykonane zostały analizy przydatności różnych metod określania tego współczynnika dla gruntów aluwialnych. Otrzymane wyniki odniesiono do rezultatów innych badaczy.

Słowa kluczowe: sonda krzyżakowa FVT, grunty madowe, wytrzymałość na ścinanie bez odpływu, współczynnik poprawkowy

1. Wprowadzenie

Badanie właściwości gruntów przy pomocy precyzyjnych urządzeń laboratoryjnych często wiąże się z czasochłonnymi procedurami testowymi. Stąd coraz większe znaczenie przywiązywane jest obecnie do metod badań „in situ", których zaletą jest nie tylko skrócenie czasu potrzebnego na określenie cech podłoża, ale również możliwość zbadania właściwości gruntu w naturalnym złożu, z uwzględnieniem wszelkich czynników mających autentyczny wpływ na parametry gruntu.

Podstawą stosowania metod polowych w ustalaniu parametrów podłoża jest znalezienie właściwych korelacji pomiędzy wynikami różnego rodzaju sondowań a wielkościami stosowanymi przy projektowaniu. Rezultaty badań terenowych są obarczane pewnymi trudnościami związanymi z problemami technicznymi i metodycznymi ich wykonywania, takimi jak np.: wpływ tarcia gruntu o żerdzie, odległość od innych otworów badawczych, wpływ wody gruntowej itd. [1]. Na wyniki badań przeprowadzanych w laboratorium również mogą mieć wpływ błędy związane z procesem badawczym, jednak głównym mankamentem eksperymentów laboratoryjnych są warunki badania, inne niż występujące w naturze oraz problemy z pobieraniem próbek o naturalnej nienaruszonej strukturze.

Nie mniejsze znaczenie dla określenia zależności interpretacyjnych wyników badań „in situ" oraz badań laboratoryjnych mają indywidualne cechy podłoża związane z warunkami, w jakich było ono kształtowane przez procesy geologiczne. Można tutaj mówić nawet o regionalizacji właściwości podobnych rodzajów gruntu [1].

Norma PN-EN 1997-1 [2] wskazując na potrzebę określania nośności podłoża w przejściowej sytuacji bez odpływu podkreśla konieczność ustalenia wytrzymałości gruntu podczas „szybkiego" ścinania. Najprostszym sposobem wyznaczenia takiej wytrzymałości jest wykorzystanie polowej sondy krzyżakowej typu FVT. Użycie w tym celu innych metod badań polowych jest znacznie bardziej problematyczne z uwagi na zastosowanie zaawansowanej i kosztownej aparatury. W wielu przypadkach może to nie być konieczne, pomimo iż uzyskane rezultaty mogą znacznie szerzej opisywać podłoże gruntowe.

2. Problematyka sondowania FVT

Badanie polową sondą krzyżakową typu FVT (Field Vane Test) polega na wyznaczeniu oporu jaki będzie stawiał grunt podczas obrotu zagłębionej w nim końcówki krzyżakowej. Przedmiotowa końcówka zbudowana jest z czterech połączonych wzdłuż dłuższej krawędzi pod kątem prostym blach, tworzących w przekroju poprzecznym równoramienny krzyż. Spotyka się zalecenie, aby stosunek wysokości „krzyżaka" do jego szerokości wynosił 2 [3, 4]. W naszym kraju badanie sondami typu FVT zostało usankcjonowane normą PN-EN 1997-2 [5].

Pomierzona sondą krzyżakową wytrzymałość gruntu na ścinanie w warunkach bez odpływu c_{fv} obliczana jest następująco:

$$c_{fv} = K_{VT} * T_{\max,u} = \frac{6 * T_{\max,u}}{7 * \pi * D^3} = 0,273 * \frac{T_{\max,u}}{D^3} \tag{1}$$

gdzie:
K_{VT} – współczynnik zależny od końcówki sondy,
$T_{max,u}$ – maksymalna wartość momentu obrotowego,
D – średnica końcówki sondy.

Podana wartość „mnożnika" momentu obrotowego jest wynikiem pewnego uproszczenia warunków, w których prowadzone jest badanie. Zależność uwzględniającą najprostsze warunki badania podaje [6]:

$$K_{VT} = \frac{2 * (n+3)}{\left[D + H * b * (n+3)\right] * \pi * D^2} \tag{2}$$

gdzie:
K_{VT} – współczynnik zależny od końcówki sondy,
H – wysokość końcówki sondy,
n – współczynnik nierównomierności rozkładu wytrzymałości na ścinanie na powierzchniach poziomych (górnej i dolnej),
b – współczynnik anizotropii gruntu.

Zakładając równomierny rozkład wytrzymałości na ścinanie (n = 0) oraz izotropowe właściwości gruntu (b = 1), pod warunkiem zachowania stosunku H/D = 2 otrzymamy wartość K_{VT} (2) równą „mnożnikowi" podanemu we wzorze (1).

Pomierzoną z użyciem sondy FVT i obliczoną na podstawie zależności (1) wartość wytrzymałości c_{fv} nie można jeszcze uznać za miarodajną. Konieczne jest skorygowanie tego parametru zgodnie z zależnością [5]:

$$c_u = \mu * c_{fv} \tag{3}$$

gdzie:
c_u – wyprowadzona wytrzymałość na ścinanie gruntu w warunkach bez odpływu,
μ – współczynnik poprawkowy.

Ustalenie wartości współczynnika poprawkowego μ nie jest jednoznaczne. Norma PN-EN 1997-2 [5] zaleca jedynie określenie go w oparciu o lokalne doświadczenie. Jest to stwierdzenie bardzo ogólnikowe. Niemniej jednak załącznik przywołanego normatywu [5], zawiera kilka przykładowych zależności tego współczynnika od innych parametrów charakteryzujących podłoże. Powiązania te dotyczą: granicy płynności [7], wskaźnika plastyczności oraz stanu konsolidacji [8, 9]. Poza powyższym w literaturze spotkać można przytoczone inne powiązania: stałe [10, 11] lub odnoszące się do innych parametrów gruntu [12, 13, 14, 15].

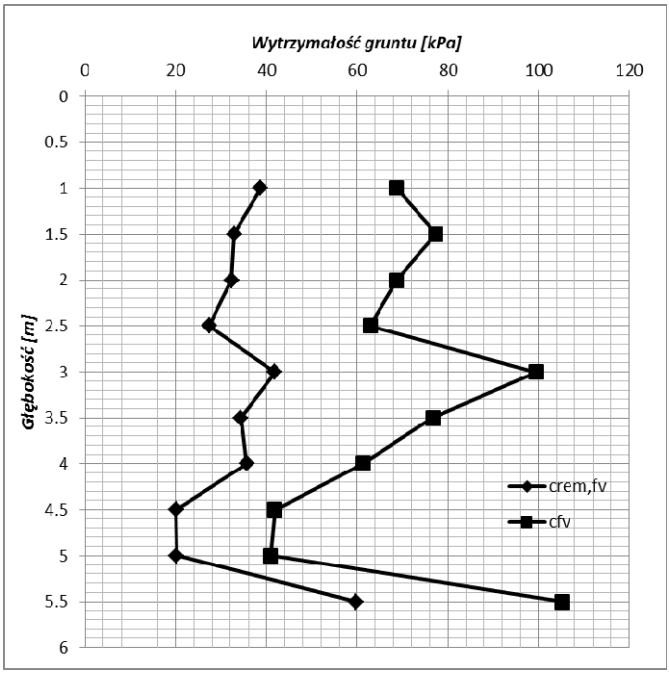
Sondowanie FVT oprócz ustalenia opisanej wcześniej maksymalnej wytrzymałości gruntu w warunkach bez odpływu pozwala na określenie wytrzymałości minimalnej gruntu o zniszczonej strukturze oraz jego wrażliwości strukturalnej, a także w niektórych przypadkach w pośredni sposób również stanu w jakim znajduje się grunt spoisty. Odnośnie problematyki ustalenia wspomnianych parametrów znacznie bardziej konkretna była wycofana norma PN-B-04452:2002 [3], aniżeli obecnie obowiązujący normatyw PN-EN 1997-2 [5].

3. Badania gruntów madowych

Opisane poniżej badania polowe zostały przeprowadzone na terasie zalewowej rzeki Wisłok w okolicach Lisiej Góry w Rzeszowie. Przy pomocy sondy PSO-1 wykonanych zostało 11 sondowań w oparciu o zalecenia zawarte w PN-B-04452:2002 [3], nie stojące w sprzeczności z PN-EN 1997-2 [5]. Do testów wykorzystano końcówkę krzyżakową o wymiarach D = 40 mm (szerokość) i H = 80 mm (wysokość), dla której współczynnik K_{VT} wyniósł 4263,08 m^{-3}.

W ramach przeprowadzonych testów określono wartości maksymalnej wytrzymałości gruntu na ścinanie (o strukturze nienaruszonej) c_{fv} oraz wytrzymałości minimalnej (po 10 obrotach końcówki) $c_{rem,fv}$. Współczynnik wrażliwości strukturalnej gruntu S_{fv} opisuje stosunek wielkości (iloraz) c_{fv} i $c_{rem,fv}$.

Rezultaty przeprowadzonych badań przedstawiono poniżej na rysunku 1 oraz zestawiono w tabeli 1.



Rys. 1. Wykres wartości średnich wytrzymałości gruntu na ścinanie na podstawie badań sondą PSO-1

Tabela 1. Wartości wytrzymałości podłoża madowego na ścinanie wyznaczone przy pomocy sondy krzyżakowej PSO-1 zależnie od głębokości

Głębokość h	Wsk. kons. I_C	Wytrzymałość maksymalna c_{fv}			Wytrzymałość minimalna $c_{rem,fv}$			Współcz. wrażliw. strukt. S_{fv}
		wartość średnia	odchyl. standard.	współcz. zmienn.	**wartość średnia**	odchyl. standard.	współcz. zmienn.	
[m]	[-]	[kPa]	[kPa]	[%]	[kPa]	[kPa]	[%]	[-]
1,0	0,8	**68,71**	11,94	17,38	**38,75**	7,06	18,21	1,77
1,5	0,8	**77,36**	11,16	14,43	**32,85**	6,99	21,29	2,36
2,0	0,72	**68,67**	17,47	25,44	**32,33**	9,47	29,28	2,12
2,5	0,64	**62,92**	12,88	20,48	**27,31**	15,33	56,15	2,30
3,5	0,72	**76,64**	18,53	24,18	**34,35**	9,81	28,55	2,23
4,0	0,54	**61,28**	13,38	21,83	**35,60**	7,45	20,92	1,72
4,5	0,36	**41,82**	5,73	13,69	**20,02**	3,12	15,59	2,09
5,0	0,28	**40,83**	8,79	21,53	**20,12**	5,54	27,56	2,03
5,5	-	**105,22**	26,14	24,85	**59,76**	19,46	32,56	1,76

Współczynnik wrażliwości strukturalnej, podany w tabeli 1., dotyczy średnich wartości wytrzymałości gruntu. Dla poszczególnych testów wahał się on od 1,37 – 3,43. Rezultaty te świadczą, iż badane mady są mało wrażliwe na zniszczenie struktury.

O ile wyznaczenie zestawionych w tabeli 1 parametrów nie budzi wątpliwości, określenie wartości wyprowadzonej wytrzymałości na ścinanie gruntu w warunkach bez odpływu c_u może być problematyczne z uwagi na niejednoznaczne zalecenia co do stosowania współczynnika poprawkowego.

W tabeli 2 zestawione zostały wartości współczynników poprawkowych pozwalających określić wytrzymałość gruntu na ścinanie, na podstawie obserwacji poczynionych przez różnych badaczy. Podane zostały wartości tych parametrów, nie tylko dla gruntów mineralnych, ale również organicznych. Spowodowane zostało to faktem, iż podłoże poddane analizom, zbudowane jest z gruntów madowych.

Mady to grunty aluwialne powstałe w wyniku akumulacji, czyli budującej działalności rzek podczas powodzi. Rzeki transportowały i deponowały materiały, które dostały się do nich wskutek zniesienia przez wody deszczowe, spełzywania lub osuwania się zboczy oraz właściwej erozji rzecznej (dennej i bocznej). Zawartość części organicznych w utworach madowych, w porównaniu z innymi rodzajami gruntów klasyfikowanymi jako organiczne, nie jest duża – wynosi od zera do kilku procent, a przede wszystkim jest zmienna, zależna od lokalnych i czasowych (okresowych) warunków sedymentacji oraz rozkładu i wypłukania. Mada, jako rodzaj gruntu, nie występuje w klasyfikacji. Ze względu na brak jednoznacznych i ścisłych kryteriów dotyczących zawartości poszczególnych frakcji i części organicznych mogą być one zakwalifikowane jako różne rodzaje gruntów. Jedynym kryterium wyodrębniającym te grunty pozostaje ich pochodzenie, geneza – pylastopiaszczyste lub gliniaste osady facji powodziowej rzek, o zmiennej zawartości substancji organicznej, na ogół warstwowane [16].

Badane mady to grunty mało i średnio spoiste (ilość cząstek o średnicach mniejszych niż 0,002 mm nie przekraczała 20%) o zawartości części organicznych 0,4 – 3,49%, ze średnią na poziomie 1,73%. Zalegają one do głębokości ok. 5 – 6 m, poniżej tej głębokości zlokalizowane są warstwy gruntów niespoistych. W podłożu nie można było wyodrębnić regularnych warstw o odmiennych właściwościach. Niemniej jednak zaobserwowano następujące „miękkie" zależności związane ze wzrostem głębokości: przyrost zawartości

frakcji iłowej, wskaźnika plastyczności oraz zawartości części organicznych, zmniejszenie wskaźnika konsystencji gruntu. Dodatkowo, pewne „osłabienie" podłoża zauważyć można na głębokości ok. 2,5 m, a następnie około 0,5 m poniżej jego „wzmocnienie".

Tabela 2. Wartości współczynników poprawkowych według różnych zaleceń oraz wyprowadzonych wytrzymałości na ścinanie zależnie od głębokości

Głębokość h	Wartość współczynnika poprawkowego μ wg różnych badaczy					Wyprowadzona wytrzymałość na ścinanie gruntu w warunkach bez odpływu c_u dla różnych μ				
	Larsson i in. [7] dla nieskonsolid. iłów	Bjerrum [12] dla nieskonsolid. glin	Azzuoz i in. [13] dla nieskonsolid. glin	Chandler [14] dla gruntów spoistych	Leussink i in. [11] dla utworów jeziornych	Larsson i in. [7] dla nieskonsolid. iłów	Bjerrum [12] dla nieskonsolid. glin	Azzuoz i in. [13] dla nieskonsolid. glin	Chandler [14] dla gruntów spoistych	Leussink i in. [11] dla utworów jeziornych
[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
1,0	1,13	1,09	0,94	0,98	0,92	77,94	74,89	64,59	67,26	63,21
1,5	1,13	1,09	0,94	0,98	0,92	87,75	84,32	72,72	75,72	71,17
2,0	1,12	1,08	0,94	0,98	0,92	76,58	74,16	64,55	67,01	63,18
2,5	1,10	1,07	0,93	0,97	0,92	69,03	67,32	58,52	61,21	57,89
3,5	1,04	1,06	0,92	0,97	0,92	79,85	81,24	70,51	74,31	70,51
4,0	0,99	1,04	0,91	0,96	0,92	60,49	63,73	55,76	59,12	56,38
4,5	0,94	1,03	0,91	0,96	0,92	39,34	43,07	38,06	40,15	38,47
5,0	0,92	1,01	0,90	0,95	0,92	37,51	41,24	36,75	38,88	37,56
5,5	0,91	1,00	0,89	0,95	0,92	95,77	105,2	93,65	99,89	96,80

Różnice w uzyskanych wynikach są bardzo duże. Zauważa się istotną rozbieżność w wartościach współczynnika poprawkowego proponowanego dla gruntów mineralnych i organicznych. Analiza zestawionych w tabeli 2. wartości nie rozstrzyga, która z przedstawionych metod powinna zostać zastosowana w badaniu przedmiotowego podłoża.

4. Możliwości weryfikacji rezultatów badań

Weryfikacja poprawności przyjęcia wartości współczynnika poprawkowego powinna zostać przeprowadzona w oparciu o wyniki badań parametrów wytrzymałościowych w aparacie trójosiowego ściskania w warunkach bez odpływu. Niestety laboratoryjne badania porównawcze dla przedstawionych w pracy rezultatów sondowań FVT zostały wykonane w nieco odmiennych warunkach, nie odzwierciedlających te występujące podczas ścinania gruntu sondą krzyżakową.

Niemniej jednak, w dalszej części pracy przedstawiono przykład analizy opartej na wynikach badań trójosiowych próbek gruntu pobranych z wykopu z głębokości 1,0 – 1,5 m, o wskaźniku konsystencji wynoszącym I_C = 0,8. Wspomniany wykop zlokalizowany był w odległości kilkudziesięciu metrów od poligonu sondowań FVT. Wartości ustalonych parametrów wytrzymałościowych wyniosły odpowiednio: kąt tarcia wewnętrznego – 8°, zaś spójność – 52 kPa. Dla wartości wskaźnika konsystencji innych niż 0,8, wartości parametrów

wytrzymałościowych zinterpolowano analogicznie do zmian tych parametrów odniesionych do gruntów grupy C według PN-81/B-03020 [17]. Zaznaczyć należy, że weryfikacja oparta o te wyniki nie jest miarodajną, gdyż wspomniane parametry zostały ustalone w warunkach laboratoryjnych nie odwzorowujących występujące podczas badań FVT w terenie.

Niemniej jednak jako przykład, dla wspomnianych parametrów określona została „domniemana" (wyprowadzona) wytrzymałość na ścinanie gruntu w warunkach bez odpływu – c_u. Jej wartości ustalono na głębokościach odpowiadających głębokościom faktycznie przeprowadzonych testów sondą krzyżakową. Wytrzymałość gruntu w złożu obliczono w oparciu o kryterium Coulomba-Mohra uwzględniając zmiany obciążenia nadkładem oraz zmiany parametrów wytrzymałościowych związane z różnicami w wartościach wskaźnika konsystencji gruntu. Porównawcze zestawienie rezultatów uzyskanych z pomiarów terenowych i analiz podane zostało w tabeli 3.

Tabela 3. Przykład analizy pomierzonych i obliczonych wartości wytrzymałości gruntu pod kątem ustalenia współczynników poprawkowych

Głębokość h	Wytrzymałość maksymalna c_{fv} pomierzona sondą FVT	Wytrzymałość c_u oblicz. na podst. param. wytrz.	Iloraz $c_u / c_{fv} = \mu_r$	Współczynnik poprawkowy μ wg (4)	Stosunek μ_r / μ
[m]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]
1,0	68,71	52,43	0,76	0,72	1,06
1,5	77,36	53,89	0,70	0,72	0,97
2,0	68,67	46,34	0,67	0,69	0,98
2,5	62,92	40,80	0,65	0,67	0,97
3,5	76,64	48,54	0,63	0,64	0,99
4,0	61,28	35,59	0,58	0,60	0,97
4,5	41,82	25,08	0,60	0,57	1,05
5,0	40,83	21,64	0,53	0,53	1,01
5,5	105,22	-	-	-	-

W tabeli pominięto porównanie parametrów na głębokości 5,5 m z uwagi na występowanie na tym poziomie gruntów niespoistych, piasków średnich.

Dla rezultatów badań polowych oraz wyników otrzymanych w oparciu o interpolowane parametry wytrzymałościowe wyznaczone zostały współczynniki poprawkowe, które mogłyby mieć zastosowanie dla rozważanego podłoża madowego. Dobre dopasowanie wyników uzyskano uzależniając cytowany współczynnik μ od wskaźnika plastyczności gruntu w następujący sposób (4):

$$\mu = \frac{2,28}{\sqrt{I_P}} \tag{4}$$

gdzie:
I_P – wskaźnik plastyczności gruntu.

Dla ustalonych na podstawie wzoru (4) wartości współczynnika poprawkowego uzyskano zgodność wyników na poziomie $R^2 = 0,89$. Tę wartość można uznać za zadowalającą.

Opisaną wyżej próbę weryfikacji wytrzymałości gruntu na ścinanie nie można uznać za w pełni miarodajną z uwagi na brak możliwości porównania wyników badań terenowych z laboratoryjnymi, wykonanymi w odpowiednich warunkach.

Biorąc pod uwagę, że dla gruntów słabszych wartości współczynników poprawkowych przyjmują mniejsze wartości [7, 12, 13, 14], uzasadnionym może być oczekiwanie w przypadku podłoża madowego wartości mniejszych niż proponowane przez badaczy dla typowych gruntów mineralnych. Mało prawdopodobnym jest jednak, aby ich wartości były aż tak małe jak w przedstawionym wyżej przykładzie.

Porównując rezultaty przeprowadzonych badań do wyników innych badaczy należy podkreślić, że baza publikacji odnosząca się do gruntów o podobnej genezie geologicznej jest nieliczna.

Badania polowe podłoża madowego były prowadzone przede wszystkim przez Frankowskiego [18]. Dla spoistych mad rzeki Wisły z okolic Karczewa, zależnie od rodzaju gruntu madowego oraz jego stopnia plastyczności, ustalona w badaniach terenowych wytrzymałość na ścinanie wyniosła 30 – 98 kPa. Są to wartości porównywalne z ustalonymi przez autora. Zbieżne są również wyniki wskaźnika wrażliwości strukturalnej gruntu wynoszące wg [18] 1,5 – 3,7. Frankowski nie podaje wartości współczynnika poprawkowego, niemniej jednak przytoczone uśrednione parametry gruntu określone w badaniach w aparacie trójosiowego ściskania tj.: kąt tarcia wewnętrznego – 4°, spójność – 19 kPa, można uznać za zbliżone do wyników autora. Należy przy tym wziąć pod uwagę większą wilgotność i stopień plastyczności badanych w laboratorium próbek [18].

Wyniki badań terenowych odnoszące się również do podłoża madowego podają ponadto Rybicki i Krokoszyński [19]. Opór sondy obrotowej FVT określony dla takich gruntów wynosił 22 – 176 kPa, przy czym badania obejmowały także podłoże w stanie półzwartym (większe wartości). Należy podkreślić znaczną niejednorodność budowy (a tym samym trudności w ustaleniu parametrów i ich zależności) podłoża madowego.

5. Podsumowanie

Głównym problemem właściwego stosowania różnorodnych metod rozpoznania podłoża w warunkach in situ jest poprawna interpretacja ich wyników. Nawiązując do prezentowanych w niniejszej pracy badań podłoża madowego z wykorzystaniem sondy FVT należy stwierdzić, że ustalenie wartości współczynnika poprawkowego jest tutaj kwestią bardzo istotną. Podłoże madowe jest opisywane przez Myślińską [16] jako słabe z powodu dużej niejednorodności i zmienności litologicznej, stanowiące grupę przejściową pomiędzy gruntami mineralnymi i organicznymi. Stąd uzasadnione jest przypuszczenie, że wartości współczynnika poprawkowego mogą znacząco odbiegać od wartości przywoływanych w literaturze dla gruntów mineralnych, jak również od podawanych dla podłoża organicznego. Zasadność proponowania nowych niezależnych (odrębnych od dotychczasowo ustalonych) wartości współczynnika μ dla specyficznych typów podłoża jest oczywista, co potwierdzają wyniki analiz prowadzonych przez innych badaczy. W przypadku gruntów madowych, aluwialnych należy przede wszystkim szukać jego powiązania z wartościami parametrów fizycznych. Rezultaty badań przedstawionych przez autora nie są wystarczające, aby zależność (4) można było rozszerzyć na ogół podłoża powstałego w wyniku akumulacji rzecznej.

Literatura

1. Frankowski Z., 2003. Interpretacja wyników sondowań dynamicznych i badań presjometrycznych, Materiały seminarium Nowoczesne metody badań gruntów, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, s. 11-22.
2. PN-EN 1997-1:2008P Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne.
3. PN-B-04452:2002 Geotechnika. Badania polowe.
4. prEN 22476-9:2007.7 Ground investigation and testing. Field testing. Part 9: Field vane test.

5. PN-EN 1997-2:2009P Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.
6. Zeinali E., Kalantary F., 2013. Comparative study of the spatial variability of shear strength parameter from different test methods, w: Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4. (ed. Coutinho R.Q., Mayne P.W.) CRC Press Taylor and Francis Group, London, s. 955-961.
7. Larsson R., Bergdahl U., Eriksson L., 1984. Evaluation of shear strength in cohesive soils with special references to Swedish practice and experience. Information 3E. Swedish Geotechnical Institute, Linkoping.
8. Aas G., 1979. Vurdering av korttidsstabilitet i leire pa basis av undrenert skjaerfasthet (Evaluation of short term stability in clays based on undrained shear strength) (in Norwegian), NGM, Helsingfors, s. 588-596.
9. Aas G., Lacasse S., Lunne T., Hoeg K., 1986. Use of in situ tests for foundation design in clay. Proceedings In Situ '86 ASCE Special Conference on "Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering", ASCE Geotechnical Special Publication No. 6: 1, Blacksburg, s. 1-30.
10. Gołębiewska A., 1983. Vane testing in peat. Proceedings 7th. Danube ECSMFE, Kishinev, Vol. 1, s. 113-117.
11. Leussink H., Wenz K.P., 1967. Comparison of field vane and laboratory shear strengths of soft cohesive soils. Proceedings of the Geotechnical Conference V. 1. Oslo, s. 71-75.
12. Bjerrum L., 1972. Embankments on soft ground. Proceedings of the ASCE Conference on Performance of Earth-Supported Structures, vol. 2, Lafayette, s. 1-54.
13. Azzuoz A., Baligh M., Ladd C., 1983. Corrected Field Vane Strength for Embankment Design. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 109(5), s. 730-734.
14. Chandler R.J., 1988. The in-situ measurement of the undrained shear strength of clays using the field vane. Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies, ASTM STP 1014, (ed. Richards A.F.), American Society for Testing and Materials, Philadelphia, s. 13-44.
15. Lechowicz Z., Szymański A., 2002. Odkształcenia i stateczność nasypów na gruntach organicznych. Część pierwsza: Metodyka badań. Wydawnictwo SGGW, Warszawa.
16. Myślińska E., 1996. Leksykon gruntoznawstwa. Państwowy Instytut Geologiczny, Warszawa.
17. PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
18. Frankowski Z., 1980. Metody ustalania własności gruntów słabonośnych na przykładzie utworów facji powodziowej doliny Wisły koło Karczewa. Biuletyn Instytutu Geologicznego Nr 324, Warszawa, s. 55-104.
19. Rybicki S., Krokoszyński P., 2011. Sondowania statyczne i dynamiczne w badaniach podłoża gruntowego budowli drogowych. Biuletyn Państwowego Instytutu Geologicznego, vol. 446, s. 397-406.

The application of FVT tests during fen soil research

Krzysztof Wilk

Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture,
Rzeszow University of Technology,
e-mail: kwilk@prz.edu.pl

Abstract: The paper presents the research of issues concerning fen substrate with the FVT tests. Difficulties associated with proper assignation of correction factor have been described. The analysis of different methods has been performed in order to determine the suitability of this factor for alluvial soils. Results of performed FVT tests should be verified by comparison with the results of laboratory tests. The outcome has been related to the results of other researchers.

Keywords: FVT test, fen soils, undrained shear strength, correction factor

Właściwości i możliwości zagospodarowania odpadu z przetwarzania gruzu betonowego

Zbigniew Woziwodzki, Barbara Zając, Andrzej Zawalski, Łukasz Mrozik

Wydział Budownictwa, Architektury Inżynierii Środowiska,
Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy,
e-mail: zbigwoz@utp.edu.pl, zajacbar@poczta.onet.pl, zawalski@utp.edu.pl, l.mrozik@utp.edu.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki badań podstawowych właściwości fizycznych i mechanicznych odpadu powstającego w procesie przetwarzania gruzu betonowego (produkcja betonowego kruszywa recyklingowego) w aspekcie możliwości zagospodarowania tego materiału.

Słowa kluczowe: recykling betonu, odpad w produkcji kruszywa recyklingowego

1. Wprowadzenie

W wyniku przetwarzania (recyklingu) gruzu betonowego, polegającego na separacji, kruszeniu i rozdzielaniu na poszczególne frakcje, otrzymywane jest recyklingowe, frakcjonowane kruszywo betonowe wolne od zanieczyszczeń oraz odpad. Kruszywo recyklingowe jest powszechnie stosowane na podbudowy w drogownictwie, natomiast odpad (który tworzą drobne frakcje po przesianiu rozkruszonego materiału na sicie strunowym, najczęściej 8 mm, rys. 1 – stąd bierze się inna nazwa odpadu – odsiewka), zwykle zalega na hałdach (rys. 2). Odpad z przetwarzania gruzu betonowego składa się głównie z ośrodka gruntowego o zróżnicowanym składzie i uziarnieniu oraz z wtrąceń, m.in. z cząstek humusu, frakcji rozkruszonego gruzu budowlanego (zasadniczo 0-8 mm, a praktycznie 0-20 mm z uwagi na przechodzenie przez sito strunowe części ziaren o kształcie wydłużonym) oraz pyłów cementowych, mineralnych, żużla, gazobetonu, szkła, drewna i cegły.

Średniej wielkości firmy produkujące betonowe kruszywo recyklingowe wytwarzają rocznie ok. 15-20 tys. ton tego odpadu, natomiast jego ilość tylko w województwie kujawsko-pomorskim można szacować na około 200-300 tys. ton rocznie.

W świetle Rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 9 grudnia 2014 r. w sprawie katalogu odpadów (Dz.U. 2014 poz. 1923) badany odpad ze względu na źródło powstania przynależy do grupy 17: odpady z budowy, remontów i demontażu obiektów budowlanych oraz infrastruktury drogowej (włączając glebę i ziemię z terenów zanieczyszczonych). Kod odpadu: 17.01.01 (odpady betonu oraz gruz betonowy z rozbiórek i remontów).

Właściwości odpadu są słabo rozpoznane, co ogranicza, a nawet wyklucza możliwości jego wykorzystania i zagospodarowania.

W pracy przedstawiono wyniki badań cech fizycznych i mechanicznych odpadu z procesu recyklingu betonu oraz wskazano możliwości zagospodarowania tego na ogół niezbywalnego dotąd materiału, co spowodowałoby odzyskanie dużych powierzchni terenu zajmowanych przez hałdy.

Rys. 1. Powstawanie odpadu (odsiewki)

Rys. 2. Zaleganie odpadu na hałdach

2. Zakres i metoda wykonanych badań

Badania obejmowały określenie:

- składu oraz uziarnienia,
- podstawowych właściwości fizykochemicznych,
- podstawowych właściwości fizycznych,
- zagęszczalności (w badaniach laboratoryjnych i in situ na poletku próbnym),
- wytrzymałości w aparacie bezpośredniego ścinania,
- wskaźnika nośności (CBR),
- ściśliwości (edometrycznych modułów odkształcenia),
- wodoprzepuszczalności,
- wysadzinowości (wskaźnik piaskowy, kapilarność bierna, zawartość pyłów).

Ponadto zakres badań obejmował weryfikację zagęszczalności, nośności i odkształcalności odpadu na podstawie badań (in situ) na poletkach doświadczalnych.

Badania przeprowadzono w laboratoriach Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego w Bydgoszczy zgodnie z obowiązującymi procedurami norm europejskich i krajowych. Wszystkie badania wykonano w trzech powtórzeniach, a zamieszczone w pracy wyniki stanowią średnie arytmetyczne.

3. Selekcja materiału do badań

Do badań laboratoryjnych pobrano próby o wilgotności naturalnej (złożowej) i masie ok. 30 kg z sześciu losowo wybranych różnych miejsc składowania odpadu w hałdach jednej z bydgoskich firm zajmujących się przetwarzaniem gruzu budowlanego.

Wszystkie pobrane próby odpadu charakteryzowały się sypkością i stanem małowilgotnym oraz wykazywały uziarnienia odpowiadające w przybliżeniu piaskom grubym na pograniczu pospółki. Skład odpadu (uzyskiwanego na sicie strunowym 8 mm, rys. 1)

to głównie drobiny gruzu betonowego (grunty mineralne – piaski luzem bądź spojone cementem) przemieszane z gruntami organicznymi – piaskami próchnicznymi. Wtrącenia zanieczyszczeń były nieduże i składały się z drobin cegieł i szkła, bitumów, tworzyw sztucznych oraz przede wszystkim z drewna i cząstek roślinnych. Barwa wszystkich prób była ciemno szara, z wyjątkiem odpadu nr 2, która była wyraźnie ciemniejsza, prawie czarna (rys. 3). Odpad nr 4 wykazywał odcień szarości wpadający w jasny brąz, a szarość odpadu nr 5 i 6 była jaśniejsza niż nr 1 i 3.

Rys. 3. Próbki odpadu nr 1-6 poddane badaniom wstępnym

Wszystkie sześć prób odpadu poddano podstawowym badaniom wstępnym, których wyniki zestawiono w tabeli 1. Do dalszych szczegółowych badań laboratoryjnych przeznaczono próby odpadu nr 1 i 6, przy czym kryterium wyboru tych prób jako reprezentatywnych, była ich wizualno-makroskopowa dominacja w hałdach, jak również najbardziej zróżnicowane uziarnienie. Próbę odpadu nr 2 odrzucono jako niereprezentatywną z uwagi na wyraźnie większą zawartość części organicznych i ograniczone występowanie w hałdach. Próby odpadu nr 4 i 5 makroskopowo były bardzo podobne do próby nr 6.

Badany materiał – odpad w produkcji betonowego kruszywa recyklingowego może być traktowany jako grunt antropogeniczny (powstały w wyniku gospodarczej i przemysłowej działalności człowieka), którego odpowiednikiem pod względem uziarnienia jest piasek gruby na pograniczu pospółki.

Tabela 1. Uziarnienie, zawartość wtrąceń (zanieczyszczeń) i części organicznych prób odpadu nr 1÷6

Cecha – parametr:	Próba 1	Próba 2	Próba 3	Próba 4	Próba 5	Próba 6
Wskaźnik różnoziarnistości	4,7	3,3	4,2	4,0	4,0	4,3
Wskaźnik krzywizny uziarnienia	1,17	0,83	0,76	0,90	0,90	0,89
Zanieczyszczenia[1] [%]	< 1,0	ok. 2,5	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0
Zawartość cz. organicznych [%]	ok. 3,0	ok. 4,0	ok. 3,0	ok.1,5	ok.2,0	ok.2,0
Zawartość $CaCO_3$ (test HCl) [%]	> 5	> 5	> 5	ok. 5	ok. 5	> 5
Punkt piaskowy [%]	22	14	20	13	14	22
Odpowiednik wg uziarnienia:	Pr/Po	Ps/Pr	Pr/Po	Pr/Po	Pr/Po	Pr/Po

Uwaga:
[1] Wykazano jedynie zanieczyszczenia drobinami drewna, szkła i śmieci budowlanych.

4. Wyniki badań odpadu

4.1. Cechy fizykochemiczne

Tabela 2. Zbiorcze zestawienie właściwości fizykochemicznych odpadu

Właściwości fizykochemiczne	Próbka 1	Próbka 6
Zawartość węgla organicznego [%]	2,83	1,58
pH w H_2O	10,05	11,21
pH w 1 M KCl	10,45	11,79
Zawartość węglanów ($CaCO_3$) [%]	12,14	11,37
Zasolenie [$\mu S \cdot cm^{-1}$]	1985	7039
Zawartość Cl [$mg \cdot kg^{-1}$]	89,29	158,36
Zawartość SO_4 [$mg \cdot kg^{-1}$]	124,28	241,03
Zawartość SO_3 [$mg \cdot kg^{-1}$]	103,58	200,89
Uwalniane substancje niebezpieczne [$mg \cdot kg^{-1}$]		
Zn	2,27	0,72
Cu	1,15	0,05
Cd	n.w.	n.w.
Pb	0,08	0,03
Ni	n.w.	n.w.
Cr	n.w.	n.w.
As	n.w.	n.w.
Hg	0,0012	0,0018
Całkowita zawartość metali ciężkich ($mg \cdot kg^{-1}$)		
Zn	235,71	62,63
Cu	90,44	17,38
Cd	0,94	0,11
Pb	9,56	3,01
Ni	6,22	1,15
Cr	2,85	0,67
As	0,07	0,02
Hg	0,0897	0,1253

Uwaga: n.w. – zapis oznacza, że stwierdzono zawartość składnika poniżej granicy wykrywalności dla zastosowanej procedury analitycznej i aparatury (spektrometrów absorpcji atomowej).

4.2. Cechy fizyczne

Tabela 3. Zbiorcze zestawienie właściwości fizycznych odpadu

Właściwości fizyczne	Próbka 1	Próbka 6
Średnia wilgotność w złożu, hałdzie [%]	8-10 (8,8)	9-13 (12,6)
Wskaźnik różnoziarnistości, C_U [1]	4,7	4,3
Wskaźnik krzywizny, C_C [1]	1,17	0,89
Gęstość właściwa szkieletu gruntowego, ρ_s [t/m^3]	2,636	2,639
Maks. gęstość objętościowa szkieletu gruntowego, ρ_{ds} [t/m^3]	1,855	1,894
Wilgotność optymalna [%]	12,5	14,0
Zawartość frakcji pyłowej (< 0,063mm), [%]	1,8	1,3
Kapilarność bierna, h_p [m]	0,60	0,30
Wskaźnik piaskowy, WP [%]	33	31
Współczynnik filtracji[2] [m/d]	9,0	26,0
Współczynnik filtracji (aparat ITB-ZWK), k_{10} [m/d]	2,4	4,0

Uwaga:
[2] Obliczony wg Hazena z krzywej uziarnienia.

4.3. Właściwości geotechniczne odpadu

Tabela 4. Zbiorcze zestawienie właściwości geotechnicznych odpadu

Właściwości geotechniczne		Próbka 1	Próbka 6
Kąt tarcia wewnętrznego[3],φ [°] *(przy Is= 0,96-0,98)*		38,0	41,0
Spójność, c_u [MPa]		0,0	0,0
Ściśliwość badana w edometrze, M_o [MPa]		*w_n= 8,8 / w_{opt} =12,8*	*w_n=12,7 / w_{opt}=14,7*
w przedziale naprężeń:	25-50 kPa	14,0 / 16,0	17,0 / 12,0
	50-100 kPa	20,0 / 17,0	15,0 / 12,0
	100-200 kPa	35,0 / 33,0	33,0 / 23,0
	200-400 kPa	41,0 / 37,0	41,0 / 31,0
Edometryczny moduł ściśliwości[4], M_o [MPa]		*przy Is = 0,98*	*przy Is = 0,97*
w przedziale naprężeń:	25-50 kPa	25,0	22,0
(po korekcji mnożnikami $\varkappa$)[4]	50-100 kPa	31,0	22,0
	100-200 kPa	50,0	42,0
	200-400 kPa	55,0	50,0
Wskaźnik nośności, $w_{noś.}$(CBR) [%] *(przy Is ≈ 1,0)*		30	34

Uwagi:

[3] Oznaczenie w aparacie bezpośredniego ścinania (skrzynkowym).

[4] Wartości Mo uzyskane z badań w edometrach o wartościach powyżej 10 MPa uważane są za niemiarodajne, zaniżone (wg PN-75/B-04481 proponuje się przyjęcie mnożników $\varkappa$ = 2÷3; współczynniki poprawkowe podano także w podręczniku „Zarys geotechniki" Z. Wiłuna). Do wyznaczenia Mo przyjęto uśrednione współczynniki poprawkowe $\varkappa$ =1,8 dla przedziału naprężeń do 100 kPa i $\varkappa$ =1,5 dla przedziału 100-400 kPa.

4.4. Badanie zagęszczalności w warunkach *in situ*

Przygotowano dwa poletka doświadczalne nasypów budowlanych z odpadu:

(A) – w postaci zagęszczonej zasypki wykopu o głębokości ok. 4 m,

(B) – w postaci zagęszczonej poduszki o miąższości ok. 1,0 m ułożonej na podłożu rodzimym (piaski średnie o stopniu zagęszczenia I_D = 0,6).

Zagęszczenie wbudowanego w nasypy poletek (A i B) odpadu o wilgotności złożowej prowadzono warstwami 0,25 m płytą mechaniczną o masie 600 kg. Wbudowany odpad pod względem uziarnienia odpowiadał próbce nr 6.

Program badań *in situ* obejmował:

- sondowania sondą dynamiczną lekką DPL,
- obciążenia płytą statyczną VSS,
- obciążenia płytą dynamiczną,
- oznaczenie wskaźnika zagęszczenia metodą Proctora,
- określenie wilgotności badanego ośrodka,
- kontrolne badania uziarnienia ośrodka (pod kątem zgodności z próbką nr 6).

Wyniki badań zagęszczalności odpadu *in situ* zestawiono w tabeli 5.

Tabela 5. Zestawienie wyników badań zagęszczalności odpadu (*in situ*)

Poletko	Wilgotność odpadu [%]	I_S wg Proctora [1]	DPL[5] N / I_D	Płyta dyn. E2=2Evd [MPa]	VSS E2 [MPa]	VSS Io=E2/E1 [1]
A	9,3	0,97	20-22	78,8	88,8	3,21
			0,64	84,0	85,4	3,89
B	9,8	0,99	23-25	79,0	116,4	3,07
			0,67	81,8	81,3	3,39

Uwaga:

[4] Podane wyniki sondowania DPL dotyczą głębokości 0,6-1,0 m ppt.

5. Dyskusja wyników badań

5.1. Właściwości fizykochemiczne

W świetle załącznika nr 9 Rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 18 listopada 2014 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego (Dz.U. 2014 poz. 1800), badane próbki odpadu nie wykazują (poza cynkiem i miedzią) przekroczeń dopuszczalnych zawartości metali ciężkich w glebach w warstwie 0-0,3 m.

Dla terenów zurbanizowanych wg Rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 9 września 2002 r. (Dz.U. nr 165, poz. 1359) dopuszczalne stężenia dla cynku i miedzi wynoszą odpowiednio 300 i 150 mg/kg s.m., a zatem zawartość tych metali w odpadzie nie jest przekroczona.

Przekroczenia nie występują także w zakresie ilości uwalnianych metali ciężkich z odpadu, których dopuszczalne graniczne wartości wymywania dla odpadów przeznaczonych do składowania na składowiskach obojętnych określa Rozporządzenie Ministra Gospodarki z dnia 8 stycznia 2013 r. w sprawie kryteriów oraz procedur dopuszczania odpadów do składowania na składowisku odpadów danego typu (Dz.U. 2013 poz. 38) na poziomie: cynk 4,0; miedź 2,0; ołów 0,5; rtęć 0,01 mg/kg s.m.

W odniesieniu do zanieczyszczeń nieorganicznych: siarczanami i chlorkami, nie powinny one przekraczać wg PN-93/G-11010 (p. 3.2, podstawowy zakres zanieczyszczeń materiałów mineralnych) odpowiednio wartości 500 mg/dm^3 i 1000 mg/dm^3. Po przeliczeniu jednostek (przyjmując dla odpadu $\gamma_d \approx 1{,}8$ Mg/m^3) zawartość siarczanów i chlorków w próbkach nr 1 i 6 wg tabeli 2 wynosi odpowiednio 170,26 i 330,21 mg/dm^3 < 500 mg/dm^3 oraz 122,33 i 216,95 mg/dm^3 < 1000 mg/dm^3, a zatem wymagania normowe są zachowane.

W zakresie agresji siarczanowej próbka 1 odpadu traktowana jako ośrodek gruntowy mieści się poniżej dolnego progu (całkowite SO_4=200 mg/kg) dla najniższej klasy ekspozycji (XA1) dotyczącej agresji chemicznej dla konstrukcji z betonu (PN-EN 206-1), natomiast próbka 6 w dolnej strefie przedziału tej klasy (3000 mg/kg ≥ całkowite SO_4 ≥ 200 mg/kg).

Odnośnie innych właściwości analizowanych próbek odpadu uwagę zwraca wysokie przewodnictwo elektrolityczne dla próbki odpadu nr 6, które dla gruntów (gleb) niezanieczyszczonych wg „Systematyki gleb Polski" nie powinno przekraczać 4000 $\mu S \cdot cm^{-1}$ (Praca zbiorowa 2011: Systematyka gleb Polski. Polskie Towarzystwo Gleboznawcze, Roczniki Gleboznawcze, Tom LXII, Nr 3, 133-134).

Bardzo wysokie pH obu próbek odpadu ma niewątpliwie związek z dużą zawartością węglanów. Może być przyczyną bardzo ograniczonego przyswajania składników pokarmowych dla roślin (uwstecznianie, zarówno makro-, jak i mikroelementów). Podobnie niekorzystne dla wegetacji roślin jest wysokie zasolenie odpadu. Zawartość chlorków i siarczanów nie jest normalizowana w gleboznawstwie jako zanieczyszczenia. Stężenia tych anionów w obu badanych próbkach mieszczą się w granicach najczęściej spotykanych w glebach uprawnych.

5.2. Właściwości fizyczne

5.2.1. Zagęszczalność

Zagęszczalność odpadu zależy głównie od jego uziarnienia. Wskaźniki różnoziarnistości C_U = 4,3÷4,7 i krzywizny C_C = 0,89÷1,17 klasyfikują odpad na granicy gruntów dobrze zagęszczalnych (C_U > 5; C_C > 1,0). Gęstość właściwa szkieletu gruntowego odpadu (ρ_s = 2,64 t/m^3) jest tylko nieco niższa niż piasków mineralnych (ρ_s = 2,65÷2,67 t/m^3).

Badania laboratoryjne, jak również *in situ* na poletkach doświadczalnych wykazały dobrą zagęszczalność odpadu. W badaniach Proctora (metoda normalna) uzyskano maksymalną gęstość objętościową szkieletu odpadu ρ_{ds} = 1,85÷1,89 t/m^3 przy wilgotności optymalnej w_{opt} = 12,5÷14,0 %. W preparacji próbek badawczych a także w badaniach in situ okazało się, że praktycznie szybciej i łatwiej uzyskuje się zagęszczenie na poziomie Is ≥ 0,97 (wg Proctora) przy zachowaniu wilgotności złożowej (naturalnej) odpadu w hałdzie. Zagęszczanie mechaniczne odpadu na poletkach doświadczalnych o wilgotnościach zbliżonych do optymalnej przynosiło efekt tzw. poduszki pneumatycznej, który zwykle występuje po wyraźnym przekroczeniu wilgotności optymalnej zagęszczanego ośrodka.

Dobrą zagęszczalność (nawet przy mniejszej energii zagęszczania) potwierdziły wyniki badań przeprowadzonych na poletkach próbnych. Uzyskiwane wartości wtórnego modułu odkształcenia podłoża E2 zwykle oscylowały na granicy 80 MPa, a wartości kontrolnego oznaczenia wskaźnika zagęszczenia wg Proctora każdorazowo wynosiły co najmniej Is ≥ 0,97. Wartości wskaźnika odkształcenia wynosiły Io = E2/E1 > 3,0.

5.2.2. Wodoprzepuszczalność

Uzyskano istotną różnicę pomiędzy współczynnikami filtracji określonymi metodą laboratoryjną w aparacie ITB-ZWK (k_{10} = 2,4÷4,0 m/d) a wyliczonymi metodą Hazena (9,0÷26,0 m/d), której stosowalność ograniczona jest dla piasków i żwirów o d_e = 0,1÷3,0 mm i 1≤ C_U ≤ 5, a zatem nie może być uznana jako w pełni miarodajna. Współczynnik filtracji odpadu wg Hazena odpowiada wg skali Pazdry wodoprzepuszczalności bardzo dobrej. Współczynnik filtracji odpadu określony w aparacie ITB-ZWK jest o rząd gorszy i odpowiada przepuszczalności dobrej (jak dla piasków grubych i średnich).

5.2.3. Wysadzinowość

Podstawowym kryterium oceny wysadzinowości jest zawartość drobnych cząstek gruntu. Zawartość cząstek ≤ 0,075 mm dla każdej z badanych próbek (wg krzywych uziarnienia, także po badaniu w aparacie Proctora) jest mniejsza od 15%, a cząstek ≤ 0,02 mm od 3%, co klasyfikuje odpad jako odpowiadający gruntom niewysadzinowym. Jednak sondażowe badania drobnych cząstek metodą dyfrakcji laserowej z zastosowaniem dyspersji ultradźwiękowej wykazywały zawartość cząstek ≤ 0,075 mm na poziomie ok. 15%, co wskazywałoby, że odpad odpowiada gruntom wątpliwym pod względem wysadzinowym. Kryterium dodatkowym w przypadkach wątpliwych są: wskaźnik piaskowy WP = 31÷33% i kapilarność bierna hp = 0,3÷0,5 m. Wartościami granicznymi dla gruntów niewysadzinowych są WP > 35% i hp > 1,0 m. Oznacza to, że badany odpad recyklingowy lokuje się na pograniczu gruntów niewysadzinowych i wątpliwych.

5.3. Właściwości geotechniczne (mechaniczne)

5.3.1. Wytrzymałość na ścinanie

Badania wytrzymałości odpadu na ścinanie, wykonane w aparacie skrzynkowym przy różnych wilgotnościach (w_n i w_{opt}) oraz przy kontrolowanym zagęszczeniu o I_S = 0,96÷0,98, wykazały zbliżone kąty tarcia wewnętrznego dla obu prób na poziomie ok. φ = 40^o. Zróżnicowanie wilgotności miało nieznaczny wpływ jedynie dla próbki odpadu nr 6 (przy wilgotności optymalnej φ = 42,5^o). Duża wartość kąta tarcia wewnętrznego odpadu wynika głównie z jego dobrego uziarnienia. Wytrzymałość na ścinanie odpadu należy ocenić jako korzystną do zastosowań w budownictwie. Według PN-81/B-03020 odpowiada ona pospółce w stanie średnio zagęszczonym na pograniczu zagęszczonego.

5.3.2. Ściśliwość

Badania ściśliwości odpadu wykonano w edometrach na próbkach o różnych wilgotnościach (w_n i w_{opt}), przy kontrolowanym zagęszczeniu o I_S = 0,97÷0,98. Wyniki zestawione w tabeli 4 nie wykazują istotnego wpływu wilgotności, natomiast uwidacznia się w obu próbkach trend różnicowania modułów ściśliwości w zakresach naprężeń do 100 kPa i 100-400 kPa. Stąd też po uwzględnieniu współczynników poprawkowych $\varkappa$ proponuje się przyjąć dla odpadu wartość edometrycznego modułu ściśliwości Mo = 25,0 MPa dla zakresu do 100 kPa i Mo = 50,0 MPa dla zakresu 100-400 kPa. Ściśliwość na tym poziomie (zwłaszcza w zakresie dolnym naprężeń) należy uznać jako stosunkowo małą, a więc jako średnio korzystną dla zastosowań odpadu w budownictwie. Według PN-81/B-03020 odpowiada ona piaskom drobnym i pylastym w stanie średnio zagęszczonym.

5.3.3. Nośność i wtórny moduł odkształcenia podłoża wykonanego z odpadu

Wskaźnik nośności CBR (kalifornijski wskaźnik nośności) badanego odpadu wynosi 30÷34%, co klasyfikuje podłoże wykonane z tego materiału do grupy nośności podłoża nawierzchni G1. Także z uwagi na wysadzinowość podłoże zbudowane z badanego odpadu można zaliczyć do grupy G1 (przy dobrych warunkach wodnych). Wtórny moduł odkształcenia podłoża wykonanego z badanego odpadu kształtuje się na poziomie E2 ≈ 80 MPa.

6. Możliwości zagospodarowania odpadu

Przeprowadzone badania odpadu powstającego w produkcji betonowego kruszywa recyklingowego wskazują na następujące możliwości jego przemysłowego zagospodarowania jako gruntu antropogenicznego:

- konstrukcje ziemne (wały, nasypy) niepoddane naporowi wody,
- wymiana słabonośnych podłoży gruntowych (np. organicznych) w budowie boisk, sportowych, placów zabaw, terenów rekreacji, parkingów osiedlowych,
- budowa szutrowych dróg leśnych i ścieżek rowerowych.

Zastosowanie odpadu w budownictwie drogowym (jako warstwy ulepszonego podłoża lub nawierzchni z kruszywa niezwiązanego dla kategorii ruchu KR1-KR2) uwarunkowane jest nieznaczną modyfikacją jego uziarnienia, tj. zwiększenia frakcji grubszych 4-8 mm, co powinno zarazem zwiększyć CBR do wymaganych 35-40%.

Wskazane jest prowadzenie dalszych prac badawczych celem poszerzenia zakresu możliwości stosowania odpadu z produkcji kruszywa recyklingowego w budownictwie.

The utilization possibilities and building properties of sifted products of recycled concrete rubble

Zbigniew Woziwodzki, Barbara Zając, Andrzej Zawalski, Łukasz Mrozik

Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture,
UTP University of Science and Technology in Bydgoszcz,
e-mail: zbigwoz@utp.edu.pl, zajacbar@poczta.onet.pl, zawalski@utp.edu.pl, l.mrozik@utp.edu.pl

Abstract: The paper shows the results of basic research concerning the physical and mechanical properties of concrete rubble products, which are normally sifted during the recycling and which can be also utilized.

Keywords: Concrete recycling, sifted products of concrete waste recycling

Ocena przesuszenia różnych stratygraficznie podłoży ekspansywnych powodujących uszkodzenia budynków

Zbigniew Woziwodzki, Andrzej Zawalski

Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,
Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy,
e-mail: zbigwoz@utp.edu.pl, zawalski@utp.edu.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki badań stanu przesuszenia przez drzewa podłoży ekspansywnych różnego pochodzenia (stratygraficznie przynależnych do neogenu i czwartorzędu). Zwrócono uwagę na konieczność zastosowania innych procedur badawczych dokumentujących przesuszenie różnych typów iłów budujących te podłoża.

Słowa kluczowe: iły, podłoża ekspansywne, przesuszenie iłów, skurcz iłów

1. Wstęp

Budynki i inne obiekty budowlane posadowione na podłożu ekspansywnym (iły) nader często ulegają poważnym uszkodzeniom w wyniku nierównomiernych osiadań związanych z ruchami podłoża wywołanymi fluktuacjami wilgotnościowymi, najczęściej przesuszeniem spowodowanym przez pobór wody z podłoża przez drzewa. Stan przesuszenia podłoża ekspansywnego najczęściej dokumentuje się jedynie zmianami wilgotności iłów w profilu pionowym do głębokości kilku metrów, co wydaje się podejściem całkiem racjonalnym skoro chodzi o wykazanie obniżenia wartości liczbowej tego parametru. Jednak, jak wykazano poniżej, takie podejście nie zapewnia właściwego rozpoznania stanu podłoża, zwłaszcza w przypadku wykazujących duże zróżnicowanie iłów z neogenu (pliocen), nawet przy bardzo częstym opróbowaniu otworów badawczych.

2. Opis uszkodzonych budynków

Przedstawiono dwa różne przypadki (A i B) uszkodzonych budynków posadowionych na podłożach ekspansywnych, których fundamenty spoczywają na iłach odpowiednio na głębokości 1,2 m i 2,2 m poniżej poziomu terenu (ppt.). Przyczynę uszkodzeń w obydwu przypadkach stanowią zwiększone lokalnie osiadania związane ze skurczem podłoża spowodowanym przesuszeniem iłów przez zbyt blisko rosnące drzewa. Usytuowanie drzew przy budynkach oraz obraz ich uszkodzeń ilustrują rys. 1 i 3. Uszkodzenia konstrukcji obu budynków są podobne i bardzo charakterystyczne dla przyczyn je wywołujących. W przypadku (A) są to ukośne spękania osłonowej ściany podłużnej (rys. 2) oraz poziome rozwarstwienia w strefie wieńców ściany szczytowej związane z nadmiernym osiadaniem naroża budynku w sąsiedztwie drzew. W przypadku (B) silne spękania ściany frontowej o układzie jednoznacznie wskazującym na lokalne zwiększone osiadania ściany przy zbyt blisko rosnącym drzewie (rys. 4). Oba przypadki różnicuje natomiast wiek pochodzenia iłów, w przypadku (A) dotyczącego terenu miasta Gniew iły stratygraficznie przynależne są do czwartorzędu [1, 2], natomiast w przypadku (B) z terenu Bydgoszczy do neogenu.

Rys. 1 i 2. Usytuowanie drzewostanu i uszkodzenia budynku, przypadek (A)

Rys. 3 i 4. Usytuowanie drzewostanu i uszkodzenia budynku, przypadek (B)

3. Charakterystyka podłoży ekspansywnych i problem oceny stanu ich przesuszenia

W tabeli 1 zestawiono wg opracowania [1] wybrane wyniki badań iłów dla złoża Gniew (przypadek A) i złoża Fordon w dzielnicy Bydgoszczy (przypadek B), charakteryzujące dwa podłoża ekspansywne o różnym stratygraficznie pochodzeniu.

Natomiast w tabeli 2 dla obu przypadków (A i B) zestawiono rozkłady wilgotności naturalnych i granic plastyczności iłów w gruntowych profilach pionowych w rejonie największych uszkodzeń budynku.

Dla praktycznych rozważań inżynierskich o skali nierównomiernych osiadań podłoża w obu przypadkach można uznać, że podłoża są podobne (charakterystyki iłów wg tabeli 1 są bardzo zbliżone, prawie takie same). Jednak zupełnie co innego wynika z analizy rozkładów wilgotności naturalnych, a zwłaszcza granic plastyczności w profilach pionowych obu podłoży (tab. 2).

Tabela 1. Charakterystyka podłoży ekspansywnych różnego pochodzenia (czwartorzęd i neogen) wg [1]

Lp.	Opis, skład, właściwości iłu	Gniew	Fordon (Bydgoszcz)
1	Stratygrafia	Czwartorzęd (plejstocen)	Neogen (pliocen)
2	Rodzaj gruntu	Ił pylasty	Ił pylasty
3	Rodzaj kopaliny	Iły warwowe	Iły poznańskie, pstre
4	Zawartość frakcji iłowej (f_i)	83%	85%
5	Główny minerał	Smektyt 44,0%	Smektyt 48,5%
6	Gęstość właściwa (ρ_s)	2,65 Mg/m^3	2,62 Mg/m^3
7	Granica skurczalności (w_s)	19,0%	17,4%
8	Granica plastyczności (w_P)	30,6%	27,7%
9	Granica płynności (w_L)	84,8%	93,1%
10	Wskaźnik plastyczności (I_P)	54,2%	65,6%
11	Wskaźnik skurczu (S_I)	11,5%	10,3%
12	Skurcz liniowy (L_s)	14%	12%
13	Aktywność wg Skemptona (A)	0,65	0,77
14	Ciśnienie pęcznienia (P_c)	41,7 kPa	62,5 kPa
15	Wskaźnik pęcznienia (ε_p)	8,7%	9,6%
16	Powierzchnia właściwa (S_t)	204 m^2/g	203 m^2/g
17	Pojemność sorpcyjna (MBC)	10 g/100 g	10 g/100 g

Tabela 2. Rozkłady wilgotności naturalnych i granic plastyczności w profilach pionowych podłoża, porównawczo dla przypadków (A) i (B) w strefach przesuszenia

Przypadek	A		B	
Głębokość [m] ppt.	w_n [%]	w_P [%]	w_n [%]	w_P [%]
1,5	30,7	32,3		
2,0	29,5	32,7		
2,5	30,6	33,1	25,5	29,5
3,0	30,9	33,9	25,8	30,8
3,5	32,9	34,0	27,8	33,0
4,0	32,4	33,1	19,6	24,7
4,5	35,5	39,0	23,1	27,4
5,0			26,1	28,5
5,5			20,9	25,7

W przypadku (A) wilgotności są wyrównane i można zauważyć, że w strefie przypowierzchniowej (do 3 m ppt.) są nieco mniejsze niż poniżej, co wprawdzie sygnalizuje przesuszenie, ale nie informuje o skali tego procesu. W przypadku (B) wilgotności naturalne układają się nieprzewidywalnie (raz są mniejsze, raz większe), charakteryzują się dużymi skokami liczbowymi, w żaden sposób nie ukazują oczywistego przecież stanu przesuszenia podłoża.

Rozkład granic plastyczności w profilu pionowym jeszcze bardziej wyraźnie, a nadto precyzyjniej (gdyż nie uwzględnia przesuszenia), różnicuje oba podłoża (A i B) pod względem rodzimej (naturalnej) zmienności warstwowania iłów w profilu pionowym. Dla iłów czwartorzędowych zmienność ta jest nieznaczna, co z uproszczeniem pozwala przyjąć jednorodność masywu iłów. Przy takim założeniu o przesuszeniu można wnioskować bezpośrednio na podstawie rozkładu wilgotności. W strefach przesuszenia wilgotności naturalne są nieco mniejsze (przy powierzchni terenu), co widoczne jest w zestawieniu badań dla przypadku (A) w tabeli 2, po czym wzrastają wraz z głębokością. A zatem udaje się badawczo potwierdzić przesuszenie, ale niemożliwa jest ocena skali tego procesu.

Dla iłów z neogenu (plioceńskich) zmienność granic plastyczności w profilu pionowym jest już wyraźna, co wskazuje, że mamy do czynienia z niejednorodnym masywem (złożem), zbudowanym z cienkich warstw iłów o zróżnicowanej charakterystyce, w uproszczeniu można powiedzieć, że z różnych iłów. To zróżnicowanie jest na tyle duże

i istotne, że na ogół wyklucza możliwość wnioskowania o stanie podłoża jedynie na podstawie rozkładu wilgotności naturalnych. Przykładowo dla przypadku (B) wilgotność przesuszonego iłu na głębokości 2,5-3,0 m poniżej poziomu terenu (ppt.) wynosi ok. 26%, natomiast nieco niżej na głębokości 4,5 m ppt., gdzie przesuszenie jest już mniejsze (a więc wilgotność powinna być wyższa), wynosi tylko 23%.

Z powyższego wynika, że dla oceny przesuszenia zróżnicowanego, niejednorodnego podłoża ekspansywnego z neogenu analiza rozkładu wilgotności naturalnych iłów w profilu pionowym może być zawodna (i tak zwykle bywa) i nie dostarcza wiarygodnych informacji. Wilgotności są wprawdzie pomniejszone na skutek przesuszenia (powodowanego zwykle przez drzewa, a niekiedy tylko naturalnym odparowaniem wody z podłoża), ale nie daje się określić ilościowo wpływu tego procesu na otrzymane wyniki badań. Nie jest też możliwe, także ze względu na niejednorodność i nieuchwytność warstwowania podłoża, porównywanie wilgotności próbek iłów pobranych z otworów usytuowanych w strefie przesuszenia z próbkami iłów pobranymi poza tą strefą (o niezaburzonej wilgotności, co jednak rzadko ma miejsce). Ocena stanu przesuszenia podłoża wyłącznie na podstawie rozkładu wilgotności jest więc w zasadzie niemożliwa i może prowadzić do błędnych wniosków, zwłaszcza przy słabym opróbowaniu badawczym.

Problem ten znika, gdy w diagnozowaniu stanu podłoża wilgotności naturalne pobranych próbek iłu (parametr zmienny) będą odnoszone do parametru niezmiennego charakteryzującego ił na danej głębokości. Takim parametrem może być łatwo oznaczalna granica plastyczności, która w prosty i jednoznaczny sposób charakteryzuje iły, stanowiąc wyznacznik porównawczy (odniesienie) dla wilgotności naturalnych.

Porównywanie wilgotności naturalnych w_n z granicami plastyczności w_P (obliczanie różnic w_n-w_P) w kolejnych interwałach głębokości ukazuje wiarygodny stan podłoża. Dla iłów nieprzesuszonych w stanie twardoplastycznym lub twardoplastycznym na pograniczu półzwartego (stopień plastyczności iłów o niezaburzonej wilgotności zwykle mieści się w granicach I_L = 0,00-0,15) wartości różnic w_n-w_P kształtują się lekko na plusie, natomiast wartości ujemne tych różnic wprost informują o przesuszeniu (stanie półzwartym). Szczególnie cennych informacji dostarcza porównawcze zestawienie i przeanalizowanie tychże różnic dla stref przesuszonych i nieprzesuszonych podłoża. Taka analiza pozwala ocenić zmiany stanu podłoża gruntowego w strefach niezaburzonych wilgotnościowo i w sąsiedztwie drzew oraz umożliwia oszacowanie nierównomierności osiadań podłoża ekspansywnego (spowodowane skurczem iłów).

Wykorzystanie tej stosunkowo prostej procedury badawczej (wykorzystującej łatwe do oznaczenia parametry gruntu, tj. wilgotności naturalne i granice plastyczności) autorzy pracy zaprezentowali m.in. w publikacjach [3 i 4].

4. Ocena przesuszenia iłów czwartorzędowych i z neogenu

Wyniki badań iłów czwartorzędowych diagnozujących stan podłoża dla przypadku (A) zestawiono w tabeli 3, natomiast badań iłów z neogenu dla przypadku (B) w tabeli 4. W obu przypadkach otwory nr 2 wykonano w domniemanych strefach największego przesuszenia podłoża, natomiast otwory porównawcze nr 1 i 3 w miejscach o niezaburzonej lub słabo zaburzonej wilgotności naturalnej podłoża (tj. w znacznej odległości od drzew).

Dla udokumentowania stanu wilgotnościowego (przesuszenia) iłów przeanalizowano różnice wilgotności naturalnych i granic plastyczności (w_n-w_P). Dla przypadku (A) z terenu miasta Gniew przesuszenie iłów czwartorzędowych w strefie głębokości 1,5-4,5 m ppt. sięga ok. 6%, natomiast dla przypadku (B) z terenu Bydgoszczy-Fordonu w strefie głębokości 2,5-5,5 m ppt. wynosi ono ok. 4%.

Tabela 3. Wyniki badań laboratoryjnych iłów czwartorzędowych (przypadek A)

Nr otworu	Głębokość [m] ppt.	Stan	w_n [%]	w_p [%]	$w_n - w_p$ [%]
1	2,0	tpl	38,1	33,6	+4,5
	2,5	tpl	35,5	31,4	+4,1
	3,0	tpl	35,5	31,7	+3,8
	3,5	tpl	35,3	32,9	+2,4
	4,0	tpl	35,0	33,0	+2,0
2	1,5	pzw	30,7	32,3	-1,6
	2,0	pzw	29,5	32,7	-3,2
	2,5	pzw	30,6	33,1	-2,5
	3,0	pzw	30,9	33,9	-3,0
	3,5	pzw	32,9	34,0	-1,1
	4,0	pzw/tpl	32,4	33,1	-0,7
	4,5	pzw	35,5	39,0	-3,5
3	1,5	tpl	37,5	34,2	+3,3
	2,0	tpl	36,6	33,2	+3,4
	2,5	tpl	36,4	32,8	+3,6
	3,0	tpl	36,2	34,1	+2,1
	3,5	tpl	35,3	33,1	+2,2
	4,0	tpl	35,0	33,0	+2,0

Tabela 4. Wyniki badań laboratoryjnych iłów z neogenu, plioceńskich (przypadek B)

Nr otworu	Głębokość [m] p.p.t	Stan	w_n [%]	w_p [%]	$w_n - w_p$ [%]
1	2,5	pzw	32,4	34,1	-1,7
	3,0	pzw	27,8	30,6	-2,8
	3.5	tpl	30,3	28,5	1,8
	4,0	tpl	28,4	27,4	1,0
2	2,5	pzw	25,5	29,5	-4,0
	3,0	pzw	25,8	30,8	-5,0
	3,5	pzw	27,8	33,0	-5,2
	4,0	pzw	19,6	24,7	-5,1
	4,5	pzw	23,1	27,4	-4,3
	5,0	pzw	26,1	28,5	-2,4
	5,5	pzw	20,9	25,7	-4,8
3	2,0	tpl	38,4	32,8	5,6
	2,5	pzw/tpl	31,8	32,1	-0,3
	3,0	tpl/pzw	27,8	27,5	0,3
	3,5	tpl/pzw	32,2	31,8	0,4
	4,0	tpl	28,3	27,2	1,1

Zwraca uwagę fakt częściowego przesuszenia podłoża dla przypadku B w miejscach poza teoretycznie odczuwalnym dla podłoża oddziaływaniem drzew, tj. w otworach 1 i 3. Uwzględnienie tego przesuszenia w szacowaniu nierównomierności osiadań dostarcza kolejnych miarodajnych danych. Przykładowo, znacznie bardziej lokalnie przesuszone podłoże dla przypadku (B), gdzie w_n-w_P średnio wynosi ok. -4,4%, de facto ulegnie mniejszym osiadaniom niż mniej przesuszone podłoże z przypadku (A), gdzie w_n-w_P kształtuje się na poziomie ok. -2,2%.

Wyniki badań iłów z terenu Bydgoszczy [3, 4] wskazują, że obniżenie wilgotności podłoża o 1% powoduje osiadanie 1 m warstwy iłu o ok. 4÷6 mm. Pozwala to na oszacowanie nierównomiernych osiadań podłoża gruntowego o miąższości ok. 3 m na poziomie ok. 90 mm dla przypadku (A) i ok. 60 mm dla przypadku (B).

5. Wnioski

Różne stratygraficzne podłoża ekspansywne wymagają odrębnego podejścia badawczego w zakresie diagnozowania stanu przesuszenia iłów, co wynika głównie z ich zróżnicowania pod względem jednorodności. Iły czwartorzędowe (występujące lokalnie na terenie Polski) wykazują stosunkowo dużą jednorodność w profilu pionowym, co umożliwia badawcze wykazanie przesuszenia wyłącznie na podstawie analizy wilgotności naturalnych, jednak bez oceny zaawansowania i skali tego procesu.

Iły z neogenu (w tym serii poznańskiej występujące na znacznych połaciach kraju) charakteryzują się w strefie przypowierzchniowej niejednorodnością (warstwowaniem o dużym zróżnicowaniu cech fizycznych). Utrudnia to, a nawet uniemożliwia geotechniczną ocenę stanu przesuszenia podłoża wyłącznie na podstawie rozkładu wilgotności w profilu pionowym. Dla poprawności prowadzonych analiz niezbędne jest odniesienie wilgotności do stałego parametru charakteryzującego ił, np. łatwo oznaczalnej granicy plastyczności.

Porównywanie wilgotności iłów do ich granic plastyczności umożliwia nie tylko ocenę stanu przesuszenia iłów (w tym fazy zaawansowania tego procesu wraz z prognozą dalszego zachowania podłoża), ale także oszacowanie nierównomierności osiadań podłoża.

Podana powyżej stosunkowo prosta procedura badawcza powinna się okazać pomocna w inżynierskim diagnozowaniu stanu przesuszenia/skurczu różnych podłoży ekspansywnych i ułatwić działania m.in. w zakresie ratowania licznych, uszkodzonych budynków posadowionych na iłach.

Literatura

1. Wysokiński L., 2005 (redakcja naukowa). Zasady oceny przydatności gruntów spoistych Polski do budowy mineralnych barier izolacyjnych. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa.
2. Instytut Geologiczny. Budowa geologiczna Polski. Tom I. Stratygrafia, część 3b, kenozoik, czwartorzęd. Wyd. Geologiczne, Warszawa 1984.
3. Zawalski A., Woziwodzki Z., 2002. Chronic damage condition of the building founded on expansive soil. UNSAT 2002." Third International Conference on Unsaturated Soils, Recife - Brazil, 10-13 March, A.A. BALKEMA Vol. 2, 871-876.
4. Zawalski A., Woziwodzki Z., 2003. Geotechniczna ocena przesuszenia iłów wywołanego przez drzewa. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej Nr 1573. Budownictwo z. 97. Gliwice, 459-466.

The assessment of the desiccation process of different chronostratigraphically expansive subsoils

Zbigniew Woziwodzki, Andrzej Zawalski

Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture,
UTP University of Science and Technology in Bydgoszcz,
e-mail: zbigwoz@utp.edu.pl, zawalski@utp.edu.pl

Abstract: The paper shows the research results of desiccation process of different chronostratigraphically (Neogene/Pliocene and Quaternary) expansive subsoil caused by trees. The paper also points out the necessity of changing research procedures for documentary evidence of the desiccation process concerning various types of clays in the subsoil.

Keywords: clay, expansive subsoil, clay desiccation, clay shrinkage

Wyznaczanie modułu ścinania *G* gruntów spoistych w cylindrycznym aparacie skrętnym

Grzegorz Wrzesiński[1], Zbigniew Lechowicz[1], Maria Jolanta Sulewska[2]

[1] Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska,
Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie,
e-mail: grzegorz_wrzesinski@sggw.pl, zbigniew_lechowicz@sggw.pl
[2] Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka,
e-mail: m.sulewska@pb.edu.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono metodę wyznaczania modułu ścinania *G* z badań w cylindrycznym aparacie skrętnym oraz wybrane wyniki wykonanych badań. Wartości modułu ścinania *G* wyznaczono przy odkształceniu postaciowym równym 0,1% dla rekonstruowanego gruntu spoistego o współczynniku prekonsolidacji *OCR* = 2,7 i wskaźniku plastyczności I_P = 34,7%. Badania wykonano z konsolidacją anizotropową oraz ścinaniem próbek w warunkach bez odpływu. Uzyskane wyniki pozwoliły ocenić wpływ zmiany kierunków składowych głównych naprężenia na wartość modułu ścinania *G*.

Słowa kluczowe: moduł ścinania, grunt spoisty, cylindryczny aparat skrętny, kierunki składowych głównych naprężenia

1. Wprowadzenie

Moduł ścinania *G* (inaczej: moduł odkształcenia postaciowego) jest jednym z parametrów odkształceniowych [1] charakteryzujących właściwości mechaniczne ośrodka gruntowego. Wielkość ta wywodzi się z teorii sprężystości jako miara reakcji materiału na zachodzące odkształcenia postaciowe i znalazła powszechne zastosowanie w geotechnice.

Badania terenowe służące oszacowaniu wartości tego parametru oparte są na pomiarze prędkości fal akustycznych [2]. Wyróżnia się metody: otworowe (crosshole i downhole), bezotworowe (sondowania SCPT i SDMT) oraz powierzchniowe (SASW).

Spośród badań laboratoryjnych najczęściej wykorzystywany jest aparat trójosiowy, w którym poprzez stosowanie dodatkowego wyposażenia, takiego jak czujniki lokalnego pomiaru przemieszczeń oraz elementy piezoceramiczne typu bender, zwiększa się dokładność uzyskiwanych wyników oraz umożliwia się określenie wartości modułu ścinania w zakresie małych odkształceń [3]. Urządzeniem stosowanym również do wyznaczania modułu ścinania jest kolumna rezonansowa, która umożliwia określenie jego wartości w zakresie bardzo małych odkształceń (10^{-4}-10^{-1}%).

Wartość modułu ścinania można również wyznaczyć na podstawie badań w cylindrycznym aparacie skrętnym, który dodatkowo umożliwia uwzględnienie wpływu zmiany kierunków składowych głównych naprężenia na wartość analizowanego parametru. Cylindryczny aparat skrętny [4], dzięki możliwości badania próbek w kształcie wydrążonego walca, pozwala na kontrolę stanu naprężenia w badanej próbce, czyli wartości oraz kierunków działania trzech naprężeń głównych (największego σ_1, pośredniego σ_2 i najmniejszego σ_3). Możliwość zmiany działania kierunków naprężeń głównych na badany grunt jest niezwykle istotna, ponieważ zjawisko to występuje w podłożu przy budowie niemalże każdego typu konstrukcji inżynierskich [5] i w znaczący sposób wpływa na przebieg otrzymywanych charakterystyk naprężeniowo-odkształceniowych [6].

Celem pracy jest przedstawienie metody wyznaczania modułu ścinania G w warunkach bez odpływu z badań w cylindrycznym aparacie skrętnym, a także pokazanie przykładowych wyników prezentujących wpływ zmiany kierunków składowych głównych naprężenia na wartość analizowanego modułu wybranego gruntu spoistego.

2. Charakterystyka badanego gruntu

Badania przeprowadzono na próbkach gruntu rekonstruowanego, przygotowanych z materiału pobranego z głębokości 13,0 m p.p.t. z rejonu Skarpy Warszawskiej podczas budowy stacji Centrum Nauki Kopernik II linii metra w Warszawie.

Na podstawie badania składu granulometrycznego analizowanego materiału gruntowego określono zawartości poszczególnych frakcji (tabela 1) i dokonano klasyfikacji gruntu według norm PN-86/B-02480:1986 [7] oraz PN-EN ISO 14688-2:2006 i PN-EN ISO 14688-2:2006/Ap2:2012 [8]. Badania wykonano zgodnie z zasadami metody Casagrandego w modyfikacji Prószyńskiego, określając skład granulometryczny metodą sedymentacyjną poprzedzoną metodą sitową. Uzyskane wyniki wskazują, że analizowanym gruntem spoistym według PN-86/B-02480:1986 była glina zwięzła (G_z), natomiast według PN-EN ISO 14688-2:2006 oraz PN-EN ISO 14688-2:2006/Ap2:2012 grunt określono jako ił z pyłem i piaskiem (*sasiCl*). Granice Atterberga w_L i w_P zbadano według PN-88/B-04481 [9].

3. Metoda badań

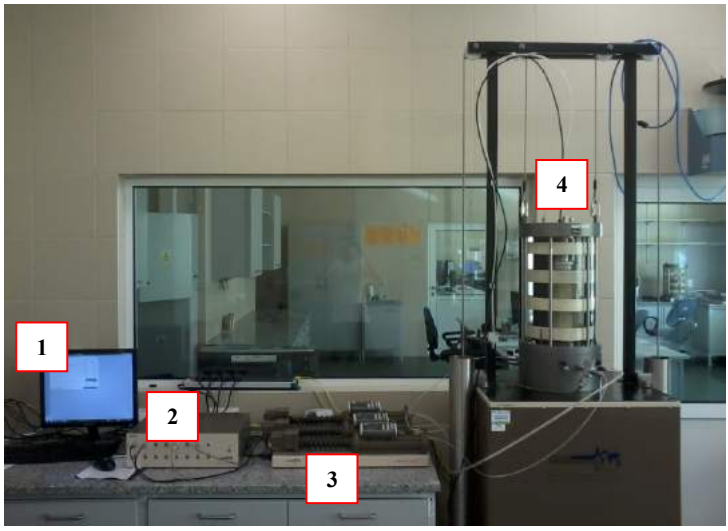
Proces przygotowania próbek rekonstruowanych rozpoczęto od wysuszenia gruntu pobranego w terenie w temperaturze 105˚C. Następnie rozdrabniano go i poddawano ponownemu wysuszeniu w temperaturze 105˚C. Do otrzymanego materiału dodawano wodę destylowaną w takiej ilości, aby wskaźnik konsystencji I_C dla wszystkich przygotowywanych próbek był jednakowy i odpowiadał konsystencji gruntu pobranego w terenie (tab. 1).

Tabela 1. Zestawienie wybranych właściwości plastycznych oraz składu granulometrycznego gruntu rekonstruowanego

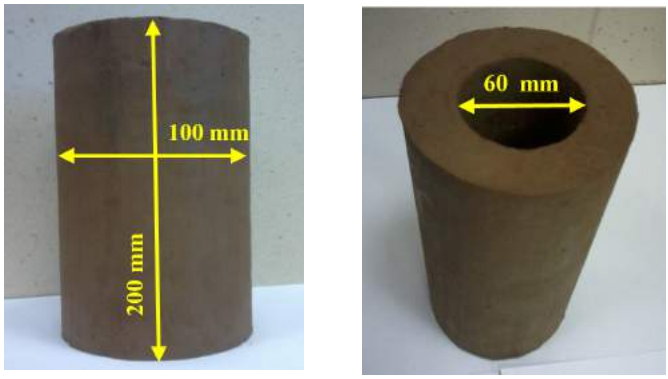
w_L [%]	w_P [%]	I_P [%]	I_L [-]	I_C [-]	Zawartość frakcji wg PN-86/B-02480:1986 [%]				Zawartość frakcji wg PN-EN ISO 14688-2:2006 [%]			
					f_z	f_p	f_π	f_i	*gr*	*sa*	*si*	*cl*
59,0	24,3	34,7	0,13	0,87	0	25	46	29	0	21	50	29

Następnie pastę gruntową umieszczano warstwami w cylindrze stalowym, przykrywano szczelnie płaską stalową pokrywą i obciążano ciężarkami umieszczonymi wzdłuż pionowej prowadnicy. Cylinder umieszczano w zbiorniku z wodą w celu uniknięcia wysuszenia próbki gruntu. Proces konsolidacji zachodził przy niemożliwej odkształcalności bocznej i naprężeniu pionowym równym 100 kPa. Etap ten trwał do momentu zakończenia osiadania próbki (ok. 7 dób), po czym materiał gruntowy wypychano z cylindra w pozycji poziomej. Łącznie przygotowano 7 próbek gruntu do wykonania badań zasadniczych w cylindrycznym aparacie skrętnym.

Badania zasadnicze przeprowadzono w cylindrycznym aparacie skrętnym (rys. 1) w Laboratorium Centrum Wodne SGGW w Warszawie. W ramach analizowanego zagadnienia wykonano badania typu HCACAU (z konsolidacją anizotropową i ścinaniem w warunkach bez odpływu) na próbkach gruntu w kształcie wydrążonego walca o wysokości 200 mm, średnicy zewnętrznej 100 mm oraz średnicy otworu wewnętrznego 60 mm (rys. 2).



Rys. 1. Cylindryczny aparat skrętny firmy GDS Instruments Ltd. Widok stanowiska badawczego w Laboratorium Centrum Wodne SGGW w Warszawie: 1 – komputer z oprogramowaniem GDSLab, 2 – cyfrowa jednostka pomiarowa, 3 – kontrolery ciśnienia, 4 – komora aparatu



Rys. 2. Próbka gruntu rekonstruowanego w kształcie wydrążonego walca

Proces badawczy każdej próbki gruntu składał się z kilku następujących po sobie etapów: wstępne nasączanie czyli tzw. *flushing*, właściwe nasączanie, konsolidacja, odprężenie, zmiana parametru pośredniego naprężenia głównego *b*, zmiana kąta obrotu składowych głównych naprężenia α oraz ścinanie próbki.

Wstępne nasączanie polegało na przepuszczeniu wody przez próbkę przy otwartym zaworze wody połączonym przewodem z górną częścią próbki. Na tym etapie próbka obciążana była izotropowo naprężeniem 80 kPa, przy ciśnieniu wyrównawczym wynoszącym 50 kPa, będącym czynnikiem wymuszającym przepływ wody przez próbkę. Proces ten prowadzono do momentu usunięcia większych pęcherzyków powietrza z przewodów ciśnieniowych. Następnie wykonywano właściwe nasączanie próbki gruntu metodą ciśnienia wyrównawczego, tzw. *back pressure*. Podczas tego etapu badania próbka była obciążana izotropowo przy stałej wartości naprężenia efektywnego wynoszącej 30 kPa. Etap ten składał się z kilku faz, podczas których ciśnienie w komorze, ciśnienie wewnątrz otworu próbki,

obciążenie pionowe oraz ciśnienie wyrównawcze zwiększano równocześnie w taki sposób, aby naprężenia efektywne w próbce były stałe. Na koniec każdej fazy sprawdzano wartość parametru Skemptona B jako reakcję próbki na zmianę przyłożonego obciążenia. Etap nasączania kończono, gdy parametr Skemptona B osiągał wartość powyżej 0,95. W każdym badaniu ciśnienie wyrównawcze na koniec etapu nasączania wynosiło 500 kPa.

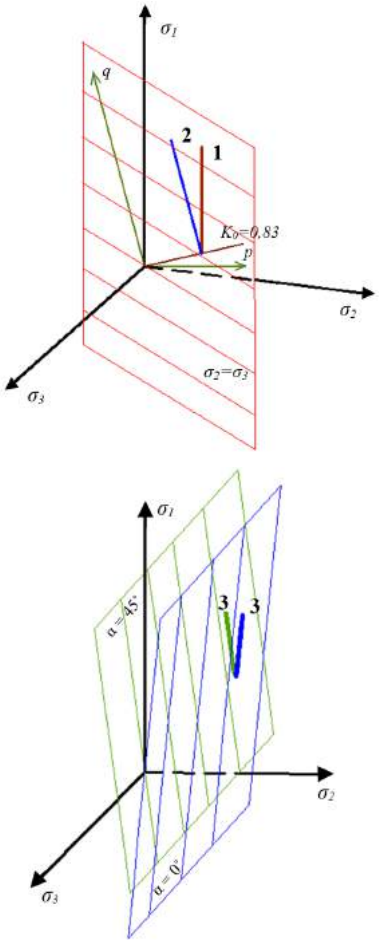
Po zakończonym etapie nasączania wykonywano konsolidację, która trwała do całkowitego rozproszenia nadwyżki ciśnienia wody w porach. Konsolidację przeprowadzano w warunkach K_0 przy wartościach składowych naprężenia efektywnego 2,7 razy większych od wartości składowych naprężenia efektywnego występujących w warunkach *in situ*, tzn. przy σ'_v = 594 kPa i σ'_h = 493 kPa. Wartości te były zdefiniowane przez, istniejące dla tego gruntu w warunkach *in situ*, współczynnik prekonsolidacji OCR = 2,7 oraz współczynnik parcia bocznego K_0 = 0,83. Po zakończeniu etapu konsolidacji następowało odprężenie próbki gruntu do wartości naprężeń efektywnych σ'_v = 220 kPa oraz σ'_h = 183 kPa i etap ten trwał aż do ustabilizowania się dopływu wody do próbki oraz do ustabilizowania się wartości ciśnienia w próbce.

Kolejny etap badania polegał na zmianie wartości parametru pośredniego naprężenia głównego b, wyrażonego jako stosunek różnicy pośredniego σ_2 i najmniejszego naprężenia głównego σ_3 do różnicy największego σ_1 i najmniejszego naprężenia głównego σ_3:

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \tag{1}$$

Parametr b zmieniano od wartości 0 do wartości 0,5 lub 0,3 w zależności od prowadzonego badania, tak aby niejednorodność stanu naprężenia spowodowana wymiarami i krzywizną badanej próbki wpływała w jak najmniejszym stopniu na otrzymywane wyniki [4, 10]. Etap ten trwał 1 dobę. Następny etap badania również trwał 1 dobę i polegał na zmianie kierunków składowych głównych naprężenia o kąt α. Badania przeprowadzono przy wartościach α równych 0˚, 15˚, 30˚, 45˚, 60˚, 75˚ i 90˚. Po wyrównaniu ciśnień w próbce przystępowano do jej ścinania.

Ścinanie wszystkich próbek odbywało się w warunkach bez odpływu przy ścieżce naprężenia polegającej na przyroście wartości dewiatora naprężenia q i niezmieniającej się wartości średniego naprężenia całkowitego p oraz przy stałych wartościach parametru pośredniego naprężenia głównego b i stałych kątach obrotu składowych głównych naprężenia α. Realizowaną ścieżkę naprężenia przedstawioną w odniesieniu do przestrzeni naprężeń głównych w wybranych badaniach przedstawiono na rysunku 3, gdzie dla porównania pokazano również możliwe do zrealizowania ścieżki naprężenia podczas wykonywania badania trójosiowego przy ściskaniu (TC).



1 - aparat trójosiowy (TC)
$\sigma_2 = \sigma_3$, $\Delta\sigma_1 > 0$, $\Delta\sigma_3 = 0$, $\Delta q > 0$, $\Delta p > 0$
2 - aparat trójosiowy (TC)
$\sigma_2 = \sigma_3$, $\Delta\sigma_1 > 0$, $\Delta\sigma_3 < 0$, $\Delta q > 0$, $\Delta p = 0$

3 - cylindryczny aparat skrętny (HCA)
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3 \neq$ const.
$\Delta q > 0$, $\Delta p = 0$
α = 0°; 15°; 30°; 45°; 60°; 75°; 90°
b = 0,5; 0,5; 0,5; 0,3; 0,5; 0,5; 0,5

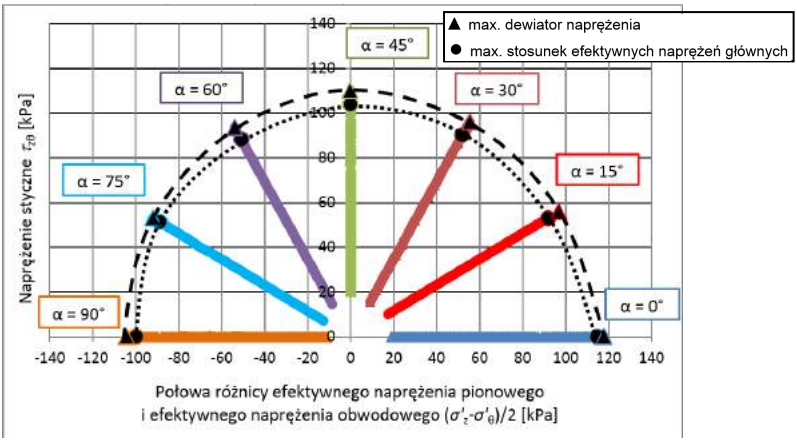
Rys. 3. Ścieżki naprężenia całkowitego możliwe do zrealizowania w aparacie trójosiowym oraz wybrane ścieżki naprężenia zrealizowane w cylindrycznym aparacie skrętnym w odniesieniu do przestrzeni naprężeń głównych

4. Wyniki badań

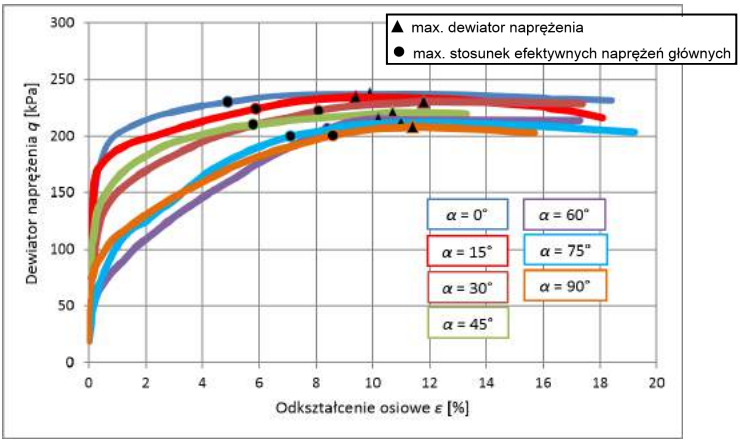
Badania przeprowadzone w cylindrycznym aparacie skrętnym umożliwiły uzyskanie charakterystyk ścinania, które posłużyły do określenia wartości modułu ścinania G w warunkach bez odpływu przy odkształceniu postaciowym równym 0,1%. Wybrane charakterystyki przedstawiające ścieżki naprężeń efektywnych oraz zależność dewiatora naprężenia od odkształcenia osiowego dla poszczególnych badań zamieszczono na rysunkach 4 oraz 5.

Wartości modułu ścinania G z każdego wykonanego badania wyznaczano jako stosunek przyrostu dewiatora naprężenia q do zmiany odkształcenia postaciowego $\gamma_{\theta z}$ zgodnie z równaniem:

$$G = \frac{\Delta q}{\Delta \gamma_{\theta z}} \tag{2}$$



Rys. 4. Ścieżki naprężeń efektywnych dla rekonstruowanego iłu z pyłem i piaskiem (*sasiCl*)



Rys. 5. Charakterystyki dewiator naprężenia – odkształcenie osiowe dla rekonstruowanego iłu z pyłem i piaskiem (*sasiCl*)

Wartości przyrostu dewiatora naprężenia Δq stosowane w równaniu (2) odpowiadały wartościom uzyskanym przy zmianie odkształcenia postaciowego $\gamma_{\theta z}$ o 0,1% w stosunku do wartości początkowej w poszczególnych badaniach. Odkształcenia postaciowe wyznaczano na podstawie równania [4]:

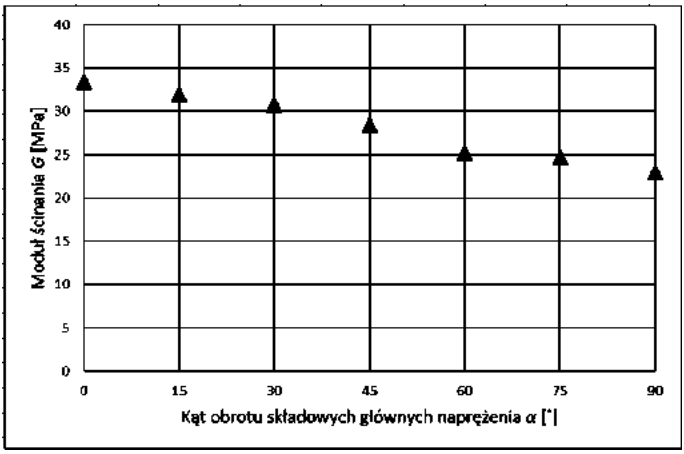
$$\gamma_{\theta z} = \frac{2\theta\,(r_o^{\,3} - r_i^{\,3})}{3H(r_o^{\,2} - r_i^{\,2})} \tag{3}$$

gdzie:
θ – kąt skręcenia próbki [-],
r_o – promień zewnętrzny próbki [mm],
r_i – promień otworu wewnętrznego próbki [mm],
H – wysokość próbki [mm].

Otrzymane wartości modułu ścinania G badanego gruntu przy zastosowanych kątach obrotu składowych głównych naprężenia α zestawiono w tabeli 2 oraz pokazano na rysunku 6.

Tabela 2. Wartości modułu ścinania G w warunkach bez odpływu przy odkształceniu postaciowym $\gamma_{\theta z} = 0{,}1\%$ dla rekonstruowanego iłu z pyłem i piaskiem (*sasiCl*)

α [°]	0	15	30	45	60	75	90
G [MPa]	33,4	32,0	30,8	28,4	25,2	24,7	22,9



Rys. 6. Wartości modułu ścinania G w warunkach bez odpływu w zależności od kąta obrotu składowych głównych naprężenia α dla rekonstruowanego iłu z pyłem i piaskiem (*sasiCl*)

Na podstawie uzyskanych wyników można stwierdzić, iż wartość kąta obrotu składowych głównych naprężenia α ma wpływ na wartości modułu ścinania G wyznaczonego w warunkach bez odpływu. W rekonstruowanym ile z pyłem i piaskiem (*sasiCl*) wartość modułu G przy odkształceniu postaciowym równym 0,1% zmniejsza się wraz ze wzrostem kąta α. Przy kącie α równym 90˚ moduł ścinania G jest o około 30% mniejszy niż przy kącie α równym 0˚. Największy spadek wartości modułu ścinania G obserwowany jest dla kątów α w zakresie od 30˚ do 60˚.

5. Podsumowanie

Metoda wyznaczania modułu ścinania G w cylindrycznym aparacie skrętnym została przedstawiona na przykładzie badań wykonanych na rekonstruowanym gruncie spoistym o współczynniku prekonsolidacji $OCR = 2{,}7$, współczynniku parcia bocznego $K_0 = 0{,}83$ oraz wskaźniku plastyczności $I_P = 34{,}7\%$. Badania wykazały, że wartość modułu ścinania G wyznaczonego w warunkach bez odpływu przy odkształceniu postaciowym 0,1% zmniejsza się wraz ze wzrostem wartości kąta obrotu składowych głównych naprężenia α.

W celu określenia wpływu naturalnej struktury gruntów spoistych na moduł ścinania G, wyznaczany przy różnych wartościach kąta obrotu składowych głównych naprężenia, należy wykonać badania w cylindrycznym aparacie skrętnym na próbkach o nienaruszonej strukturze (*NNS*) charakteryzujących się różnymi wartościami następujących parametrów: współczynnika prekonsolidacji OCR, współczynnika parcia bocznego K_0 oraz wskaźnika plastyczności I_P.

Literatura

1. Lipiński M.J., Wdowska M.K., 2011. A stress history and strain dependent stiffness of overconsolidated cohesive soils. Annals of Warsaw University of Life Sciences - SGGW. Land Reclamation 43(2), 207-216.
2. Markowska-Lech K., 2006. Przegląd metod wyznaczania modułu ścinania G_0 z badań terenowych i laboratoryjnych na przykładzie iłów plioceńskich. Przegląd Naukowy Inżynieria i Kształtowanie Środowiska, 33(1), 75-84.
3. Lipiński M.J., 2013. Kryteria wyznaczania parametrów geotechnicznych. Wydawnictwo SGGW, Warszawa.
4. Hight D.W., Gens A., Symes M.J., 1983. The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils. Geotechnique 33(4), 335-383.
5. Neher H.P., Cudny M., Wiltafsky C., Schweiger H.F., 2002. Modelling principal stress rotation effects with multilaminate type constitutive models for clay. Proc. 8th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Rome, 41-47.
6. Wrzesiński G., Lechowicz Z., 2013. Influence of the rotation of principal stress directions on undrained shear strength. Annals of Warsaw University of Life Sciences – SGGW. Land Reclamation 45(2), 183-192.
7. PN-86/B-02480:1986 – Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów.
8. PN-EN ISO 14688-2:2006 – Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Część 2: Zasady klasyfikowania. + PN-EN ISO 14688-2:2006/Ap2:2012
9. PN-88/B-04481:1988 – Grunty budowlane. Badania próbek gruntu.
10. Sayao A., Vaid Y.P., 1991. A critical assessment of stress nonuniformities in hollow cylinder test specimens. Soils and Foundations 31(1), 60-72.

The Evaluation of shear modulus *G* of cohesive soils in a Hollow Cylinder Apparatus

Grzegorz Wrzesiński[1], Zbigniew Lechowicz[1], Maria Jolanta Sulewska[2]

[1] *Faculty of Civil and Environmental Engineering, Warsaw University of Life Sciences WULS – SGGW, e-mail: grzegorz_wrzesinski@sggw.pl, zbigniew_lechowicz@sggw.pl*

[2] *Faculty of Civil and Environmental Engineering, Bialystok University of Technology, e-mail: m.sulewska@pb.edu.pl*

Abstract: The paper presents a research methodology in a Hollow Cylinder Apparatus to determine shear modulus *G* in undrained conditions. Selected results of performed tests for reconstituted cohesive soils have been presented. The values of shear modulus *G* have been determined at shear strain of 0.1%. Tested soil samples feature an overconsolidation ratio $OCR = 2.7$ and plasticity index $I_P = 34.7\%$. The research has been performed with anisotropic consolidation and shearing in undrained conditions. Obtained results of laboratory tests have allowed to assess the influence of rotation of the principal stress directions on the value of the shear modulus *G* in undrained conditions.

Keywords: shear modulus, cohesive soil, Hollow Cylinder Apparatus, principle stress directions