

# ASPEKTY PROJEKTOWANIA KOLUMN DSM pod obiektami mostowymi

tekst i zdjęcia: **dr inż. PIOTR KANTY**, Menard Polska Sp. z o.o.

Obecnie Polska jest jednym z przodujących krajów w realizacjach wzmocnienia podłoża pod obiektami mostowymi w technologii DSM Wet. Jest to technologia lubiana nie tylko przez wykonawców, ale i projektantów.



Artykuł skupia się na zagadnieniach projektowych, pomijając aspekty wykonawcze, bardzo istotne z punktu widzenia jakości wzmocnienia. Autor pragnie podkreślić, że technologia DSM należy do grupy obarczonych największą zmiennością (niejednorodnością) w trakcie kontroli. Jest to technologia zależna od co najmniej kilkunastu czynników, które można podzielić na właściwości ośrodka wiążącego, właściwości gruntu, warunki mieszania oraz warunki wiązania [1]. To technologia z dużym bagażem doświadczeń oraz relatywnie małą liczbą rozważań naukowych. W jej przypadku ewidentnie doświadczenie wyprzedza teorię. Ma to zapewne wpływ na sposób projektowania tego rodzaju kolumn. Artykuł porusza tylko podstawowe aspekty projektowania kolumn DSM. Kolejnym wartym rozważenia tematem jest projektowanie tego rodzaju kolumn w gruntach organicznych. Ten temat jest przedmiotem odrębnego artykułu.

## 1. Przegląd projektów realizowanych w kraju

Wydaje się, że obecne w projektach obliczenia nie zawsze są kompletne i konsekwentne. Niezaprzeczalnie większość projektów bazuje na wytycznych podanych przez Topolnickiego [2]. Poniżej zamieszczono krótki przegląd projektów, z którymi autor miał do czynienia. Każdy z nich opisano i skomentowano, dodatkowo na końcu zamieszczono wnioski ogólne i spostrzeżenia.

### 1.1. Projekt 1

Opisane opracowanie to projekt budowlany dwuprzęsłowego wiaduktu drogowego na jednej z polskich autostrad. Odległości między osiami podpór są równe 40 m. Rozstaw kolumn DSM (o średnicy 800 mm) pod przyczółkami wynosi 1060 x 972 mm, pod filarem 1000 x 972 mm. W opisie technicznym wspomniano, że podpory modelowano za pomocą metody elementów skończonych jako układy płytowo-prętowe. Brak jest jakichkolwiek bardziej szczegółowych informacji, wyciągu z obliczeń. Rysunki prezentują układ kolumn oraz ich długości.

Zapis w opisie technicznym sugeruje, że w obliczeniach do wyznaczenia sił wewnętrznych oraz osiadań obiektu zastosowano podejście typowo palowe (w układzie płytowo-prętowym pręty zapewne reprezentują kolumny DSM podparte podatnie, według wytycznych Koseckiego [3]). Takie podejście należy uznać za błędne, dodatkowo zaznaczając, że projekt nie wspomina o wymiarowaniu samych kolumn DSM.

### 1.2. Projekt 2

Kolejné opracowanie to projekt wykonawczy przejścia dla zwierząt przez jedną z dróg ekspresowych. Obiekt składa się z czterech konstrukcji powłokowo-gruntowych, ułożonych równolegle względem siebie. Długość każdej z nich to ponad 100 m. Rozstaw kolumn DSM (o średnicy 1000 mm) pod przyczółkami wynosi w jednym kierunku 1050 mm, w drugim jest on zależny od wymiaru fundamentu (od 1050 do 2100 mm). Brak jest jakichkolwiek bardziej szczegółowych informacji, wyciągu z obliczeń. Rysunki prezentują układ kolumn oraz ich długości. Specyfikacja techniczna dla kilku obiektów precyzuje wymaganą wytrzymałość na ściskanie po 28 i 56 dniach. Dodatkowo mówi o współczynniku pewności wynoszącym co najmniej  $\eta = 3$ .

Odnosi się wrażenie, że projektant nieco skrótowo traktuje wzmocnienie podłoża za pomocą kolumn DSM, nie ujawniając szczegółów projektowych oraz definiując gęstą siatkę kolumn. Opisany współczynnik pewności jest równoznaczny z globalnym współczynnikiem bezpieczeństwa [2].

### 1.3. Projekt 3

Trzecie opracowanie to projekt wykonawczy dwuprzęsłowego wiaduktu drogowego na jednej z polskich dróg ekspresowych. Odległości między osiami podpór wynoszą 27 m. Rozstaw kolumn DSM (o średnicy 1500 mm) pod przyczółkami jest nierównomierny. Jest on dostosowany do pracy przyczółka. Minimalna odległość osiowa kolumn jest równa 1600 mm. Rozstaw kolumn pod filarem jest równomierny i wynosi 1800 x 1600 mm. W opisie technicznym wspomniano, że posadowienie obiektu jest bezpośrednie na podłożu wzmocnionym kolumnami DSM. Do projektu dołączono obszerny wyciąg z obliczeń. Do obliczeń projektant przyjął następujące własności materiału kolumn: kąt tarcia wewnętrznego 37°, spójność 0 kPa, ciężar 20 kN/m<sup>3</sup> oraz 10 kN/m<sup>3</sup> (w zależności od poziomu wody), wytrzymałość 860 kPa, moduł edometryczny 100 MPa oraz moduł sprężystości 817 MPa. Następnie określono współczynnik określający relację pola przekroju kolumn  $A_c$  do pola przekroju całkowitego obrysu fundamentu  $A_f$ . Stosując ten współczynnik, obliczono uśrednione parametry podłoża gruntowego. Następnie obliczono osiadania układu metodą odcztań jednoosiowych, zakładając jednak stałe naprężenia dodatkowe do głębokości spodu kolumn. Następnie obliczono nośność zewnętrzną podstawy kolumny DSM. Maksymalne naprężenia w kolumnie DSM wynoszą ok. 650 kPa. Kolejne opracowanie stanowi specyfikacja techniczna, która niezależnie od podpory obiektu definiuje wymaganą wytrzymałość projektową wynoszącą 3,56 MPa (po 56 dniach) oraz 2,49 MPa (po 28 dniach).

Generalnie projekt wykonawczy robi dobre wrażenie, wszystkie obciążenia są dokładnie zestawione, liczba kom-

binacji jest odpowiednia, zastosowane modele są proste i czytelne. Niemniej jednak w zakresie projektowania posadowienia kolumnami DSM autor popełnia wiele mniejszych lub większych błędów, m.in. przy szacowaniu modułów cementogruntu, szacowaniu jego parametrów wytrzymałościowych ( $\phi$  i  $c$ ), niezmnieszeniu naprężeń dodatkowych wraz z głębokością. Dodatkowo wymagane ST wytrzymałości projektowe wskazują, że globalny współczynnik bezpieczeństwa wynosi ok. 5,5.

### 1.4. Projekt 4

Opisane opracowanie to projekt wykonawczy dwuprzęsłowego wiaduktu drogowego na jednej z polskich autostrad. Odległości między osiami podpór są równe 40 m. Rozstaw kolumn DSM (o średnicy 1200 mm) pod filarem wynosi 2000 x 2000 mm, pod przyczółkami rozstaw jest nierównomierny, przy najmniejszej odległości środków kolumn DSM sięgającej 1500 mm. Projektant podaje w opisie technicznym wymaganą charakterystyczną wytrzymałość na ściskanie ( $f_{ck}$ ) po 28 i 56 dniach. Dodatkowo precyzuje wytrzymałość obliczeniową (według współczynnika globalnego opisanego w artykule Topolnickiego [2]) oraz przyjmuje do obliczeń podatność kolumn i podłoża. Obliczenia osiadań są wykonywane na parametrach charakterystycznych w płaskim układzie (w rzucie z góry). W zdefiniowanym obrysie fundamentu autor wydziela obszary o podatności kolumn DSM oraz o podatności gruntu słabego. Naprężenia w kolumnach autor oblicza w tym samym modelu przy zastosowaniu parametrów obliczeniowych.

## Perfekcja wykonania



- > Jesteśmy wiarygodnym partnerem oferującym kompleksowe rozwiązania z zakresu **wzmacniania gruntu i oczyszczania terenów zanieczyszczonych**
- > Mocne podstawy inwestycji to efekt naszych prac
- > Motorem napędowym naszego rozwoju jest ciągłe udoskonalanie stosowanych przez nas technologii
- > Gwarantujemy to, co w budownictwie jest najważniejsze – **jakość, niezawodność i terminowość**
- > Naszym celem jest realizacja każdej inwestycji w wydajny i ekonomiczny dla Klienta sposób



Spotkaj nas w Warszawie, Poznaniu, Krakowie i Trojmieście

Poznaj nas:  
[www.menard.pl](http://www.menard.pl)



Całkowicie pomija się problem sił poziomych (zniszczenie na styku fundament – grunt) oraz stateczności na obrót. Projektant wspomina, że obliczył podatności w modelu osiowo-symetrycznym MES, ale nie załącza obliczeń podatności podłoża oraz jej zmienności pod poszczególnymi podporami.

### 1.5. Projekt 5

Następne opracowanie to projekt wykonawczy czteroprzęsłowego wiaduktu drogowego na jednej z polskich dróg ekspresowych. Odległości między osiami podpór wynoszą ok. 23, 30, 30 i 21 m. Rozstaw kolumn DSM (o średnicy 1100 mm) pod filarem sięga 1700 x 1750 mm, pod przyczółkami rozstaw jest nierównomierny, przy najmniejszej odległości środków kolumn DSM liczącej 1400 mm. Projektant w opisie technicznym precyzuje wymaganą charakterystyczną wytrzymałość na ściskanie ( $f_{ck}$ ) po 28 i 56 dniach, inną dla każdej z podpór. Zakres wytrzymałości 56-dniowych wynosi ok. 1,4–2,2 MPa. Osobny dokument stanowi wyciąg z obliczeń statycznych. Obciążenia wynikające z kombinacji wymiarujących autor rozkłada na poszczególne kolumny DSM w arkuszu kalkulacyjnym, zgodnie z metodą sztywnego oczepu. W ten sposób wyznaczane są siły przypadające na kolumnę, maksymalne z nich dla każdej podpory są używane do wyznaczenia wymaganej wytrzymałości cementogruntu. Autor stosuje globalny współczynnik bezpieczeństwa wynoszący 2,5 [2]. Kolejnym krokiem jest sprawdzenie równowagi sił poziomych przy założeniu zniszczenia na styku fundament – kolumny. Projektant wykonuje to w sposób klasyczny, obliczając powierzchnię fundamentu, zakładając jeden współczynnik tarcia dla gruntu i kolumn oraz współczynnik korekcyjny 0,72. Osiedzenia są liczone metodą odkształceń jednoosiowych przy założeniu następujących własności materiału kolumn: kąt tarcia wewnętrznego, spójność, ciężar cementogruntu zależny od poziomu wody, wytrzymałość  $f_{ck}$  ok. 690 kPa oraz moduł sprężystości ok. 660 MPa. Następnie określono współczynnik relacji pola przekroju kolumn  $A_c$  do pola przekroju całkowitego obrysu fundamentu  $A_f$ . Stosując ten współczynnik, ustalono uśrednione parametry podłoża gruntowego, dla których obliczono osiedzenia układu.

Dyskusyjne jest zastosowanie metody sztywnego oczepu do wyznaczenia sił wewnętrznych w kolumnach DSM. Jest to rozwiązanie typowo palowe, stosowane wówczas, gdy siła pozioma nie przekracza 10 % siły pionowej oraz nie występują grunty bardzo słabe [4]. Również ustalenie relacji między wytrzymałością cementogruntu a jego modułem Younga może podlegać dyskusji. Dodatkowo brakuje spójności, jeżeli chodzi o wartości  $f_{ck}$  w opisie technicznym oraz wyciągu z obliczeń.

### 1.6. Projekt 6

Ostatnie opracowanie to projekt wykonawczy dwuprzęsłowego wiaduktu drogowego na jednej z polskich dróg krajowych. Odległości między osiami podpór wynoszą 21 m. Rozstawy kolumn DSM wahają się w granicach od 1000 x 1500 mm do 1600 x 1900 mm. Projektant w opisie i ST precyzuje wymaganą charakterystyczną wytrzymałość na ściskanie ( $f_{ck}$ ) po 28 i 56 dniach, wynoszącą 2,80 i 3,75 MPa. Wyciąg z obliczeń geotechnicznych zawiera wyznaczenie dopuszczalnych naprężeń w kolumnie (aby je wyznaczyć, autor korzysta z globalnego współczynnika bezpieczeństwa, zgodnie z zaleceniami zawartymi w artykule [2]). Dodatkowo na bazie  $f_{ck}$  projektant

podaje wartości wytrzymałości na ścinanie cementogruntu  $C_u$  oraz jego sieczny moduł odkształcenia  $E_{50}$ . W kolejnym etapie autor pokazuje wyniki obliczeń uzyskane z trójwymiarowego modelu wykonanego w programie Plaxis. Grunty opisuje modelem materiałowym Hardening Soil, a kolumny liniową sprężystością. Jeżeli chodzi o podpory, to autor modeluje tylko płyty fundamentowe (oczepy), pomijając trzony przyczółków czy słupy filarów. Na koniec prezentuje mapy przemieszczeń oraz naprężeń, wykazując nieprzekroczenie dopuszczalnej różnicy osiadań oraz naprężeń obliczeniowych w kolumnach DSM.

Pomimo że zaprezentowany model 3D umożliwia analizę stateczności na obrót, nie sprawdzono tego warunku. Jakościowo bardzo dobre obliczenia nieznacznie osłabia fakt pominięcia sztywności elementów podpór i przyłożenia sił na poziomie góry fundamentu.

### 1.7. Uwagi ogólne

Praktycznie we wszystkich opisanych projektach po macoszemu odniesiono się do problemu sił poziomych. Problem ten jest istotny zwłaszcza wtedy, gdy kolumny projektuje się w bardzo małych rozstawach lub wręcz na styk. Aby siły poziome były przenoszone przez wszystkie kolumny DSM równomiernie, konieczne jest, by za każdą z nich (względem kierunku działania siły) występowała strefa gruntu. Jeżeli tak nie jest, siła przenosi się z pierwszego na kolejny rząd kolumn, zwiększając wypadkową poziomą siłę w tym rzędzie. Analityczne rozwiązanie tego problemu wydaje się niełatwym zadaniem. Projektantowi pozostaje budowanie i posługiwanie się przestrzennym modelem MES podłoża i kolumn.

Praktycznie we wszystkich przypadkach autorzy podają wymaganą wytrzymałość charakterystyczną po 56 dniach, a następnie stosując relację  $f_{ck,28}/f_{ck,56} = 0,7$ , definiują warunek odbiorczy. Wątek ten jest rozwinięty w dalszej części artykułu.

Kolejnym aspektem jest przyjmowanie modułu opisującego odkształcalność cementogruntu. Najczęściej stosuje się moduł sieczny  $E_{50}$ , przyjmując jego wartość z korelacji do  $f_{ck}$ . Zgodnie z literaturą, wartości relacji  $E_{50}/f_{ck}$  przyjmowane do projektowania powinny wynosić: 380 [1], 300 [5].

Praktycznie wszystkie projekty bazowały na zastosowaniu globalnego współczynnika bezpieczeństwa według [2]. Należy jednak zwrócić uwagę, że stosowanie Eurokodów wymaga używania częściowych współczynników bezpieczeństwa. Jest to oczywiście możliwe i opisane w literaturze, np. podanej w artykule [6].

Jak można zauważyć, pod podobnego typu obiekty projektanci proponowali kolumny DSM o średnicach od 800 do 1500 mm. Z punktu widzenia bezpieczeństwa i zapewnienia jakości wydaje się, że zastosowanie większej liczby mniejszych kolumn jest podejściem rozsądniejszym. Natomiast ze względów ekonomicznych zdecydowanie lepiej jest wykonywać kolumny o dużych średnicach (np. 1500 mm). Taki trend aktualnie można zaobserwować na rynku.

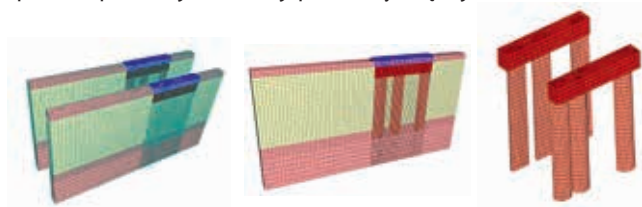
Tylko jeden z projektantów najpierw przedstawia obliczenia fundamentu bezpośredniego na podłożu niewzmocnionym. Takie obliczenia powinny być elementem każdego projektu. Precyzuje się wtedy, jaki jest cel wykonania wzmocnienia kolumnami DSM, czy chodzi tylko o redukcję osiadań, czy również o nośność podłoża. W budownictwie mostowym raczej więcej jest sytuacji typu pierwszego, kolumny pomagają zapewnić spełnienie warunku osiadań różnicowych.

## 2. Doświadczenia własne

W niniejszym rozdziale poruszono trzy najistotniejsze (zdaniem autora) kwestie wynikłe z analizy realizowanych obecnie w kraju projektów. Są nimi: sposób przekazywania siły poziomej przez układ kolumny – grunt, ewolucja wytrzymałości cementogruntu w czasie oraz sztywność cementogruntu.

### 2.1. Przekazywanie siły poziomej

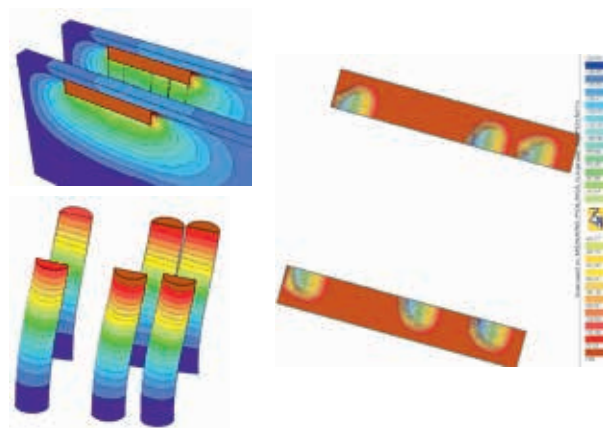
Jak wspomniano wcześniej, aspekt rozkładu siły poziomej na poszczególne kolumny DSM i (lub) grunt jest trudny do opisanania analitycznie. Dlatego autor, podejmując próbę rozwinięcia tego tematu, wykonał model numeryczny MES w programie Z-Soil (ryc. 1). Przyjęto dane z jednego z wyżej opisanych projektów (kombinacja z maksymalną siłą poziomą). Wykorzystując symetrię układu, zamodelowano pas o szerokości 0,8 m, w którym zawiera się połowa kolumny DSM  $\varnothing$  1000 mm. Zamodelowano dwa pasy o takich parametrach, różniące się rozkładem kolumn DSM. Szerokość fundamentu wynosi 6 m, na jednym z jego końców zaprojektowano kolumnę DSM, pozostałe dwie rozmieszczono po drugiej stronie. Układy różnią się rozstawem między dwiema sąsiednimi kolumnami – raz kolumny zaprojektowano z rozstawem w świetle wynoszącym 0,1 m, a raz wynoszącym 0,5 m. Kolumny mają długość 6 m. Ostatni ich metr jest zakotwiony w warstwie nośnej (piasku), powyższa warstwa to warstwa gruntu spoistego w stanie plastycznym. Zastosowano model materiałowy HSs (*Hardening Soil small*) dla gruntów oraz model liniowo-sprężysty dla fundamentu i kolumn DSM. Każdy z pasów obciążono siłą pionową 1050 kN oraz siłą poziomą o wartości 300 kN. Celem wykonania modelu było sprawdzenie sposobu przekazywania siły poziomej między kolumnami.



Ryc. 1. Widok wycinków modelu porównawczego

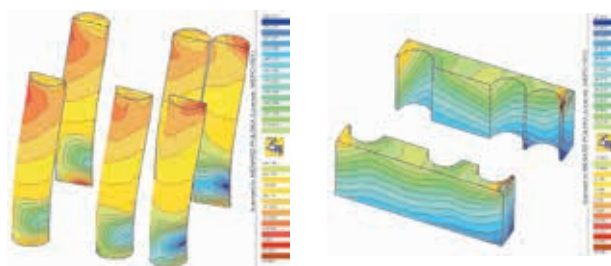
Za pomocą trójwymiarowego modelu można odzwierciedlić pracę układu gęsto rozłożonych kolumn DSM. Aby uzyskać wiarygodne pod względem poziomych przemieszczeń wyniki, konieczne jest zdefiniowanie warstwy kontaktowej pod powierzchnią fundamentu (analogia do obliczeń ścicia w dolnej powierzchni fundamentu). Należy pamiętać, że ze względu na nieliniowy opis materiałowy gruntów nie można stosować zasady superpozycji. Kolumny DSM dobrze jest opisywać nieliniowym modelem materiałowym. Poniżej przedstawiono wyniki analiz numerycznych. Na rycinie 2 pokazano mapy przemieszczeń poziomych (max. przemieszczenie wynosi niecałe 2 cm), postać deformacji kolumn oraz mapę rozkładu naprężeń normalnych w warstwie kontaktowej. Naprężenia w warstwie kontaktowej wynoszą max. 1,5 MPa w kolumnach oraz do 75 kPa w gruncie. Rozkład obciążeń oraz odporów gruntu jest istotny w kontekście obliczenia stateczności na ścicie w poziomie posadowienia. Taki rozkład można również uzyskać z modelu płaskiego (jak w projekcie nr 4 opisanym wcześniej).

Dla uzyskania realnych przemieszczeń kluczowe jest przyjęcie odpowiednich parametrów strefy kontaktowej.



Ryc. 2. Mapa przemieszczeń poziomych układu, postać deformacji oraz mapa rozkładu naprężeń pionowych w poziomie posadowienia

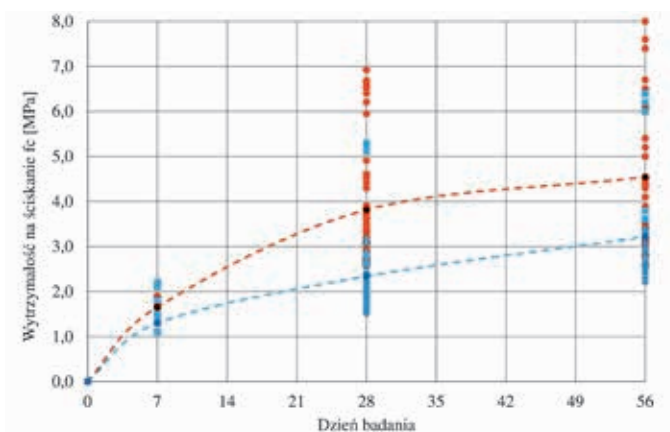
Na rycinie 3 pokazano mapy naprężeń poziomych w kolumnach oraz gruncie między nimi. Obliczenia nie pokazały widocznej różnicy w sposobie przekazywania siły poziomej w obu przypadkach rozstawu kolumn DSM. Tego wyniku nie należy uogólniać – każdy przypadek sugeruje się analizować analogicznie.



Ryc. 3. Mapy naprężeń poziomych w kolumnach DSM oraz gruncie między nimi

### 2.2. Przyrost wytrzymałości cementogruntu po 28 dni

Zaprezentowane wyniki pochodzą z badań próbek 15 x 15 x 15 cm pobranych na pięciu budowach realizowanych w ostatnim roku. Łączna populacja próbek wynosi 273 sztuki. Na realizacjach, z których pochodzą, stosowano cementy CEM II B-V 32,5 R oraz CEM II B-M 32,5 R. Zużycie cementu na tych budowach wynosiło od 220 do 290 kg/m<sup>3</sup>. Na rycinie 4 kolory symbolizują warunki gruntowe na budowach, z których pochodzą próbki. Na czerwono zaznaczono cementogrunty na bazie piasków i piasków pylastych (41% populacji), na



Ryc. 4. Przyrost wytrzymałości cementogruntów między 7 a 56 dniem

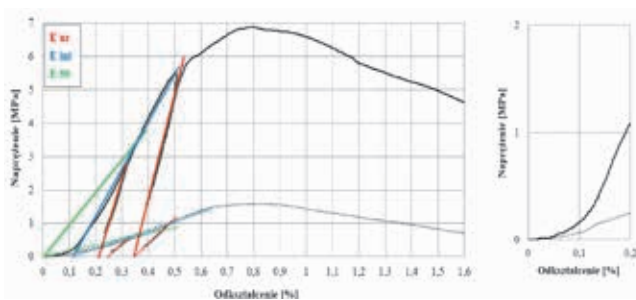


niebiesko cementogruntu na bazie glin piaszczystych, glin pylastych i glin (59% populacji). Linia przerywaną pokazano krzywą biegnącą między średnimi wartościami wytrzymałości na ściskanie uzyskanymi po 7, 28 i 56 dniach. Relacje wytrzymałości między poszczególnymi czasami wynoszą dla gruntów piaszczystych  $f_{c7}/f_{c28} = 0,43$ ,  $f_{c7}/f_{c56} = 0,36$ ,  $f_{c28}/f_{c56} = 0,84$  oraz dla gruntów spoistych  $f_{c7}/f_{c28} = 0,56$ ,  $f_{c7}/f_{c56} = 0,40$ ,  $f_{c28}/f_{c56} = 0,73$ .

Uzyskane wyniki są zbieżne z wynikami opublikowanymi w [6]. Cementy klasy CEM II 32,5 R są obecnie najczęściej stosowane do wykonywania kolumn DSM stanowiących wzmocnienie podłoża. Tym samym zaleca się, aby do projektowania przyjmować wartość  $f_{c28}/f_{c56} = 0,8$  zamiast obecnie używanej 0,7 lub precyzować wartość  $f_{c28}/f_{c90}$ . Autor jest w trakcie gromadzenia danych dotyczących przyrostu wytrzymałości po 56 dniach dla omawianych cementów. Wyniki analiz będą przedmiotem odrębnej publikacji.

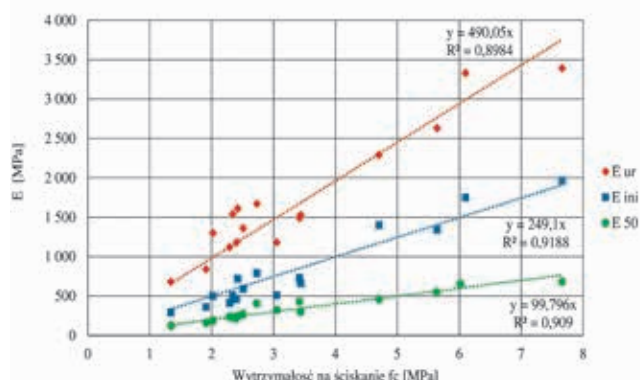
### 2.3. Odształcalność / sztywność cementogruntu

Zaprezentowane poniżej wyniki pochodzą z badań próbek pobranych z dwóch kolumn DSM o średnicy 80 cm oraz trzech o średnicy 120 cm. Z kolumn  $\varnothing$  80 cm po 28 dniach od ich uformowania pobrano po dwa rdzenie z całej długości kolumn, natomiast z każdej kolumny  $\varnothing$  120 cm pobrano po cztery rdzenie. Po pobraniu przygotowano walcowe próbki do badań wytrzymałości jednoosiowej, wydzielono 232 sztuki o długościach 10, 15 i 20 cm oraz o średnicy 10 cm. Badania wykonano w terminie 56 ( $\pm 3$ ) dni po uformowaniu kolumny. Badania prowadzono z pomiarem odkształceń pionowych. W trakcie testów wykonywano na próbkach jeden lub dwa cykle obciążenie – odciążenie. Wydzielono trzy rodzaje modułów: moduł obciążenie – odciążenie  $E_{ur}$ , moduł styczny  $E_{ini}$  oraz moduł sieczny  $E_{50}$ . Interpretację modułów wraz z przykładowymi wykresami z badań pokazano na rycinie 5 (ze względu na brak naprężeń bocznych nie operuje się pojęciem dewiatora naprężenia, a naprężeniem).



Ryc. 5. Krzywa ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) z typowego testu jednoosiowego ściskania

Należy zwrócić uwagę na kształt zależności naprężenie – odkształcenie ( $\sigma$ - $\epsilon$ ). Istnieją dwa charakterystyczne obszary: po pierwsze początek, kiedy próbka wykazuje tzw. dopasowanie do prasy, po drugie odcinek po osiągnięciu wytrzymałości szczytowej. Pierwszy element jest związany z procedurą badania w prasie, często odcinek ten pomija się i początek badania sztucznie przesuwają w miejsce, gdzie zależność naprężenia odkształcenia zaczyna być liniowa. Niemniej jednak bez szczegółowej analizy interpretator badań może obliczyć odkształcenie uzyskane przy połowie maksymalnego dewiatora naprężenia, a następnie oszacować moduł  $E_{50}$ . Taką metodologią obliczono



Ryc. 6. Relacja wytrzymałości jednoosiowej do modułów odkształcenia cementogruntu

moduły dla analizowanej grupy próbek (wyniki przedstawiono na rycinie 6). Podejście to może prowadzić do oszacowania relatywnie niskich modułów  $E_{50}$  cementogruntu. Jeżeli chodzi o drugi aspekt, to po osiągnięciu wytrzymałości szczytowej cementogruntu odkształca się, utrzymując relatywnie duże naprężenia. Można przypuszczać, że taki materiał pracujący w gruncie (przy naprężeniach bocznych) będzie wykazywał wytrzymałość rezydualną. Aby potwierdzić tę tezę, należy wykonać znaczną liczbę badań trójosiowych materiału kolumn DSM (obecnie takie badania wykonywane są bardzo sporadycznie).

Na rycinie 6 przedstawiono uśrednione dla poszczególnych rdzeni wytrzymałości na ściskanie oraz moduły cementogruntu.

Wyniki badań zestawiono w celu uzmysłowienia czytelnikowi, że opis odkształcalności cementogruntu nie jest tematem prostym. Literatura podaje wytyczne do przyjmowania wartości modułu  $E_{50}$ , nie wspominając o możliwości innego opisu cech sprężystych. Jak uwypuklono na rycinach 5 i 6, badania wytrzymałości jednoosiowej oraz interpretacja modułów może doprowadzić do bardzo różnych wyników. Określone moduły  $E_{50}$  są zdecydowanie najniższymi modułami z określonych ( $E_{50} = 100 \times f_c$ ). Wynika to z kształtu początku krzywej  $\sigma$ - $\epsilon$ . Moduły  $E_{ur}$  (obciążenie – odciążenie) wykazują najwyższe wartości, co wydaje się logiczne i przewidywalne. Natomiast moduł styczny  $E_{ini}$ , wyznaczony z prostoliniowego odcinka krzywej  $\sigma$ - $\epsilon$ , przed osiągnięciem wytrzymałości szczytowej daje wyniki pośrednie. Uzyskana wartość  $E_{ini} = 250 \times f_c$  wydaje się korespondować z wynikami przedstawionymi w literaturze [5]. Co prawda wspomniana publikacja [5] mówi o wartości mnożnika 300, a nie 250, lecz należy pamiętać, że wartość 250 uzyskano z badań na próbkach walcowych, a z reguły wykonuje się testy na próbkach kostkowych. Badania na próbkach sześciennych wpływają na uzyskanie wyższych modułów, ponieważ powierzchnia docisku prasy ogranicza rozszerzalność boczną. Zdanie autora dotyczące stosowania modułów cementogruntu w projektowaniu można wyrazić w kilku stwierdzeniach:

- należy przyjmować moduł odpowiedni do modelu materiałowego zastosowanego w obliczeniach;
- w przypadku opisywania cementogruntu modelem sprężysto-plastycznym można przyjmować moduł  $E_{ur}$ , ponieważ z reguły obszar sprężystej pracy jest mały. Takie modele z definicji wymagają podania modułu Younga, a moduł  $E_{ur}$  jest mu teoretycznie najbliższy;

- przy opisie cementogruntu modelem liniowo-sprężystym należy stosować moduł  $E_{ini}$  lub  $E_{50}$  (pod warunkiem, że interpretacja  $E_{50}$  jest wykonana z pominięciem początku krzywej  $\sigma$ - $\epsilon$ ). Wartość modułu zaleca się przyjmować w granicach  $250-350 \times f_{ck}$ ;
- doświadczenie w wykonywaniu kolumn DSM wynosi zaledwie kilkadziesiąt lat. W tym czasie nie zbadano dokładnie zachowania cementogruntu w ciągu wielu lat – badania nad pęźaniem tego materiału nie są przedmiotem rozważań naukowych. Fakt ten powinien wpływać na redukcję modułów określonych z badań jednoosiowych. Jednakże należy pamiętać, że cementogrunt pracuje zawsze w stanie trójosiowym, dlatego też można przyjąć, że jego odkształcalność pionowa będzie mniejsza niż w badaniu jednoosiowym. Można założyć, że te dwa wpływy wykluczają się i do projektowania przyjmować moduły określone z badań jednoosiowych.

### 3. Podsumowanie

W artykule poruszono kilka szczegółów dotyczących projektowania kolumn DSM (na mokro). Autor wykonał przegląd znanych mu projektów, zwracając czytelnikowi uwagę na błędy, niedociągnięcia czy uproszczenia w nich występujące. W zasadniczej części wykonano analizy numeryczne, które pokazały, że możliwe jest za pomocą odpowiedniego modelu MES odzwierciedlenie pracy fundamentu obiektu mostowego obciążonego znaczną siłą poziomą. Wyniki badań własnych

autora potwierdzają zapisy z najnowszej literatury światowej o przyjmowaniu przyrostu wytrzymałości cementogruntu w czasie oraz o jego sztywności. Niemniej jednak, zdaniem autora, artykuł wnosi nowe spojrzenie na problem odkształcalności cementogruntu i jej opisu modelami materiałowymi.

### Literatura

- [1] Leśniewska A.: *Wytrzymałościowe i technologiczne aspekty wzmocnienia gruntu metodą wgłębnego mieszania na mokro*. Praca doktorska. Gdańsk 2007.
- [2] Topolnicki M.: *Projektowanie i wykonawstwo posadowienia wiaduktów autostradowych na podłożu wzmocnionym metodą wgłębnego mieszania gruntu (DSM)*. Materiały V Ogólnopolskiej Konferencji Mostowców. Wisła 2008.
- [3] Kosecki M.: *Statyka ustrojów palowych. Zasady obliczania metodą uogólnioną*. „Biuletyn PZliTB O. Szczecin” 1988, nr 1/88.
- [4] Gwizdała K.: *Fundamenty palowe. Technologie i obliczenia*. Wydawnictwo Naukowe PWN. Warszawa 2010.
- [5] Ellen M.C. et al.: *Federal Highway Administration Design Manual: Deep Mixing for Embankment and Foundation Support*, 2013.
- [6] Topolnicki M.: *Geotechnical design and performance of road and railway viaducts supported on DSM columns – a summary of practice*. International Conference on Deep Mixing. San Francisco, 2–5 June 2015.



## Katedra Geotechniki, Hydrotechniki, Budownictwa Podziemnego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej

serdecznie zaprasza na

# XL Zimową Szkołę Mechaniki Górniczej i Geoinżynierii

20- 23 marca 2017, Karpacz  
Hotel Artus Prestige Spa

szegóły na stronie

[www.zsmgig.pwr.edu.pl](http://www.zsmgig.pwr.edu.pl)

organizatorzy:



**Politechnika Wroclawska**

Katedra Geotechniki, Hydrotechniki,  
Budownictwa Podziemnego i Wodnego



Katedra Geomechaniki,  
Budownictwa i Geotechniki



POLSKIE TOWARZYSTWO  
MECHANIKI SKAŁ

