

I studencka konferencja „Mosty i tunele” w Politechnice Warszawskiej

Konferencja odbyła się 5–7 kwietnia 2017 r. w Centrum Zarządzania Innowacjami i Transferem Technologii Politechniki Warszawskiej. Została zorganizowana przez Koło Naukowe Mostowców Wydziału Inżynierii Lądowej. Głównym założeniem konferencji było jej przygotowanie „przez studentów dla studentów”. W konferencji wzięli udział przedstawiciele 11 polskich uczelni technicznych: Akademii Górniczo-Hutniczej, Politechniki Białostockiej, Politechniki Gdańskiej, Politechniki Łódzkiej, Politechniki Poznańskiej, Politechniki Śląskiej, Politechniki Warszawskiej, Politechniki Wrocławskiej, Szkoły Głównej Gospodarstwa Wiejskiego, Szkoły Głównej Handlowej, Wojskowej Akademii Technicznej.

laboratoria Instytutu Badawczego Dróg i Mostów oraz budowę II linii metra.

Autorami referatów studenckich byli przedstawiciele 7 uczelni. Wygłoszone referaty oceniła Komisja Konkursowa i wyróżniła trzy spośród nich, wymienione niżej:

I miejsce – *Jakub Biernaczyk, Grzegorz Pikiel* (Politechnika Gdańska): „Analiza statyczno-wytrzymałościowa obiektu wykonanego w technologii druku 3D”;

II miejsce – *Joanna Pawelec* (Politechnika Gdańska): „Analiza dynamiczna kładki dla pieszych w Malborku”;

III miejsce – *Damian Romaniak* (Politechnika Warszawska): „Analiza niecki osiadania nad tunelami drążonymi przy użyciu tarcz zmechanizowanych”.



Organizatorzy konferencji



Dwaj laureaci (na pierwszym planie), których referat uzyskał I miejsce



Uczestnicy konferencji

Pierwszego dnia uczestnicy konferencji wysłuchali prelekcji przedstawiciela sponsora głównego, firmy Arcadis, oraz uczestniczyli w warsztatach, podczas których zostały zaprezentowane trzy programy inżynierskie: Sofistik, Revit, Z-Soil. Dzięki opiekunowi Koła Naukowego Mostowców, dr. inż. *Wojciechowi Karwowskiemu*, studenci mieli także możliwość zwiedzenia mostu Świętokrzyskiego.

Drugiego i trzeciego dnia uczestnicy wysłuchali 17 referatów studenckich dotyczących budownictwa podziemnego i mostownictwa oraz 5 referatów sponsorskich. Odwiedzili też

Było to pierwsze spotkanie z cyklu konferencji studenckich dotyczących tematyki mostów i tuneli. II konferencję zorganizuje Koło Naukowe „Pylon” z Politechniki Śląskiej w Gliwicach.

Na stronie internetowej konferencji (<http://studenckie.mity.il.pw.edu.pl/>) zamieszczono teksty referatów (zakładka Referaty) oraz fotografie (zakładka Galeria).

Koło Naukowe Mostowców

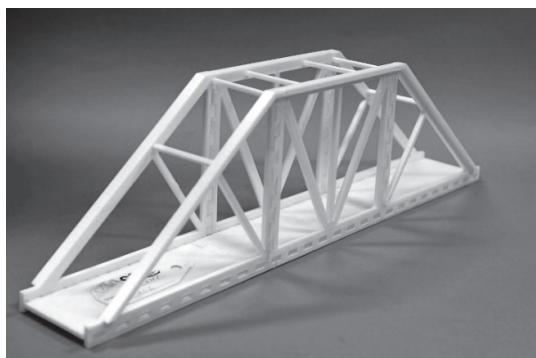
Skróty nagrodzonych referatów zamieszczamy na stronach 546÷550.

Analiza statyczno-wytrzymałościowa obiektu wykonanego w technologii druku 3D

W projektowaniu konstrukcji często jest niezbędne stosowanie programów komputerowych, metody elementów skończonych. Umożliwiają one wykonanie obliczeń z uwzględnieniem nieliniowości geometrycznej i materiałowej.

Do obliczeń mających na celu weryfikację założeń projektowych projektowanego i wykonanego modelu mostu konkursowego, o rozpiętości 500 mm, wykorzystano program SOFiSTiK.

Rzeczywisty model (rys. 1) został wykonany w maju 2016 r. w ramach konkursu „Most 3D Wanted” organizowanego na Politechnice Gdańskiej przez Koło Naukowe Młodych Mostowców „Most Wanted”.

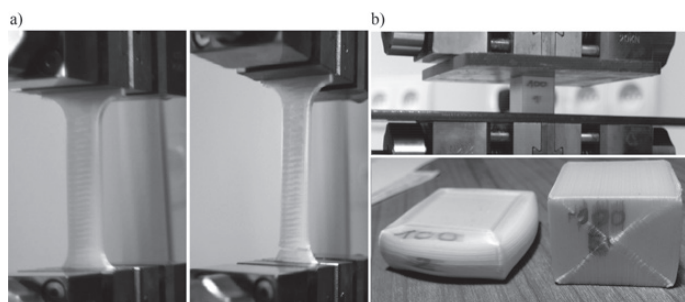


Rys. 1. Model mostu wykonany w technologii druku 3D oraz połączenia montażowe (fot. Zmorph)

W artykule omówiono wyniki sprawdzenia, czy materiał powstający w procesie druku 3D może być modelowany z wykorzystaniem metody elementów skończonych. W celu weryfikacji porównano rzeczywisty wynik nośności obiektu uzyskany w trakcie badań podczas konkursu z rezultatem według analizy numerycznej.

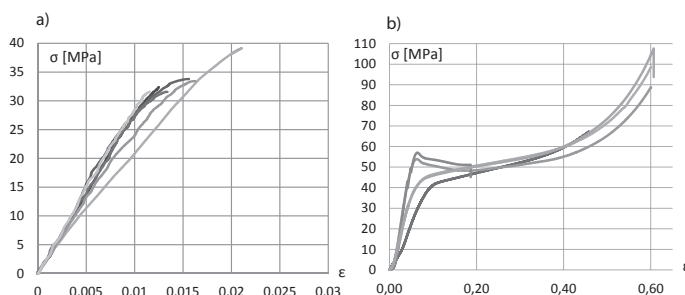
Badania próbek

Na Politechnice Gdańskiej przeprowadzono z wykorzystaniem maszyny „Zwick Roell” próby rozciągania i ściskania uprzednio zaprojektowanych i wydrukowanych próbek z materiału biofila silk® (rys. 2). Wyniki badań przedstawiono na rys. 3. Różne kształty wykresów przy ściskaniu wynikają z kierunku



Rys. 2. Próba rozciągania (a) i ściskania (b) (fot. Anna Banaś)

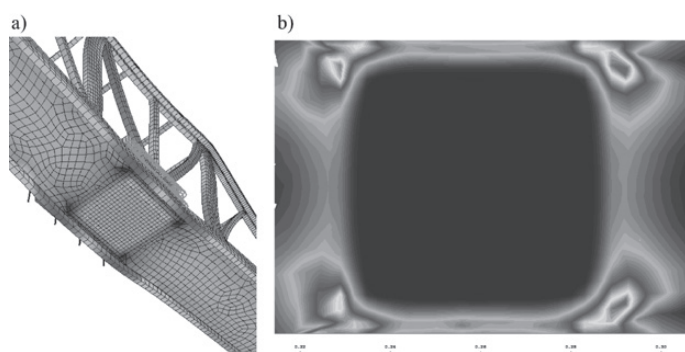
runku obciążenia próbek względem kierunku włókien. Zdecydowano się jednak na przyjęcie w modelu materiału izotropowego, co nie spowodowało znaczących błędów. W odniesieniu do nośności modelu decydująca była stateczność, a największy wpływ na nią miała sztywność materiału w początkowym zakresie, podobna w obu kierunkach.



Rys. 3. Wykresy naprężeń: a) próbki rozciągane, b) próbki ściskane

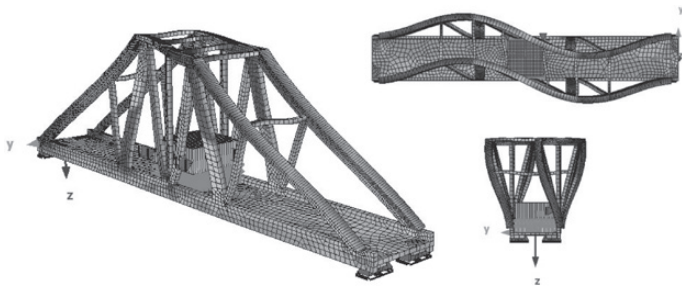
Wyniki obliczeń

• **Model numeryczny.** W programie obliczeniowym SOFiSTiK wykonano model numeryczny analizowanego obiektu, zbudowany z elementów belkowych (stężenia) i powierzchniowych (pozostała część konstrukcji). Przykładano obciążenie pośrednio – za pomocą sztywnej płyty i elementów sprężystych. Zapewnia to koncentrację naprężeń pod narożami płyty tłka (rys. 4) i pracę modelu bardziej zbliżoną do rzeczywistości.



Rys. 4. Wyniki oceny naprężeń – widoczna ich koncentracja pod narożami płyty przekazującej obciążenie: a) fragment konstrukcji, b) naprężenia w płycie pod tłkiem

• **Stateczność konstrukcji.** Przeprowadzono analizę postaci własnej wybożenia modelu. Stosunkowo wiotkie stężenia pasa górnego tworzące ramę *Vierendeela* w niewielkim stopniu zapewniały stateczność konstrukcji, wymuszając jedynie jednakową formę wybożenia obu pasów. Pierwszą postać wybożeniową (rys. 5) pokrywała się z postacią zniszczenia uzyskaną w trakcie badania modelu w maszynie wytrzymałościowej.



Rys. 5. Pierwsza postać wybočenja konstrukcji

• **Analiza ścieżki równowagi.** Przeprowadzono analizę ścieżek równowagi konstrukcji. Przyjęto wstępne imperfekcje konstrukcji w najbardziej niekorzystnym kierunku (kierunku pierwszej postaci wybočenja) równe 0,0; 0,1; 0,5 i 1,0 mm. Parametrem sterującym w trakcie analizy było przemieszczenie płytki przekazującej obciążenie.

W obliczeniach uwzględniono nieliniowość geometryczną (efekty 2. i 3. rzędu) i nieliniowość materiałową. Zależność między przeniesioną siłą a wartością imperfekcji podano w tablicy.

Wartości sił, które przeniósł model w zależności od wstępnej imperfekcji

Imperfekcja, mm	Siła, kN
0,0	927
0,1	816
0,5	724
1,0	659

Należy nadmienić, że model był wykonany z wykorzystaniem drukarek 3D o bardzo dużej dokładności. Imperfekcje uzyskanego modelu wynikały przede wszystkim z niedokładności jego montażu z przygotowanych elementów, ale nawet w tym procesie niedokładności nie były znaczące ze względu na zaprojektowane ściśle połączenia między elementami. Mając to na uwadze, przyjęto, że imperfekcja 0,1 mm nie wpły-

Inż. JOANNA PAWELEC

Koło Naukowe Mechaniki Konstrukcji KOMBO
Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska
Politechnika Gdańska

Analiza dynamiczna kładki dla pieszych w Malborku

Do budowy kładek dla pieszych wykorzystuje się coraz lżejsze materiały, charakteryzujące się bardzo dobrymi parametrami wytrzymałościowymi. Jest to korzystne pod względem ekonomicznym, ale często takie kładki charakteryzują się mniejszą sztywnością przestrzenną, a więc większą podatnością na oddziaływanie dynamiczne od obciążenia wiatrem i od ruchu pieszych. Te obciążenia mogą powodować powstawanie drgań konstrukcji o częstotliwościach zbliżonych do częstotliwości jej drgań własnych [1]. W takim przypadku zwiększa się ryzyko wystąpienia rezonansu konstrukcji, co stanowi przede wszystkim zagrożenie dla użytkowników kładki.

Na podstawie wieloletnich badań określono najbardziej niekorzystne częstotliwości drgań własnych kładek dla pieszych, wywołanych przez ludzi, zawierające się w granicach 1,0÷2,5 Hz. Częstotliwości te są zbliżone do częstotliwości stawiania kroku przez człowieka podczas ruchu [3].

wa na otrzymane wyniki. Przy takiej wartości imperfekcji użytkano nośność 816 N, a siła przeniesiona przez rzeczywisty model w trakcie próby wytrzymałościowej wyniosła 814 N.

Podsumowanie

Materiał wykorzystywany w drukarkach 3D jest łatwy w kształtowaniu. Ze względu na niewielką liczbę zastosowań konstrukcyjnych brakuje sprawdzonych metod jego modelowania w programach obliczeniowych.

Sposób wytwarzania materiału powoduje jego anizotropowość, a pod obciążeniem materiał zachowuje się w sposób liniowo-sprężysty, z fazą plastyczno-nieliniową po przekroczeniu określonych naprężeń, zwłaszcza w przypadku ściskania.

Model numeryczny wykorzystujący model materiału izotropowego dobrze odwzorował pracę konstrukcji konkursowej.

Można wnioskować, że materiał uzyskiwany za pomocą drukarek 3D może być modelowany z wykorzystaniem narzędzi metody elementów skończonych. Jednak w przypadku potrzeby zastosowania części wytwarzanych w drukarkach 3D jako elementów konstrukcyjnych niezbędne byłoby przeprowadzenie szczegółowych badań materiałowych.

* * *

Opracowanie przygotowano dzięki pomocy prof. dr. hab. inż. Pawła Kłosowskiego i mgr inż. Anny Banaś.

PIŚMIENICTWO

- [1] *Biegus A.*: Nośność graniczna stalowych konstrukcji prętowych. PWN, Warszawa-Wrocław 1997.
- [2] *Hughes T.J.R., Hinton E.*: Finite Elements for Plate and Shell Structures. Pineridge Press International, Swansea 1986.
- [3] *Bosak M.A.*: Metoda elementów skończonych. Wydawnictwo Politechniki Rzeszowskiej, 1976.
- [4] *Chrisfield M.A.*: Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures. Vol. I, Essentials Wiley & Sons, 1991.
- [5] *Zienkiewicz O.C., Taylor R.L.*: The Finite Element Method. McGraw Hill, London 1991.
- [6] *Rombach G.A.*: Finite Element Design of Concrete Structures. Practical problems and their solutions. University of Hamburg-Harburg, 2011.

Charakterystyka ogólna analizowanego obiektu

Analiza dotyczy kładki dla pieszych przez rzekę Nogat w Malborku [4], zbudowanej w latach dziewięćdziesiątych XX wieku (rys. 1). Całkowita długość kładki wynosi 175 m, a dłu-



Rys. 1. Widok kładki od strony południowej. Fot. Agata Pawelec

gość między podparciami na skrajnych podporach 159 m. Kładka ma siedem przęseł o rozpiętości 16,5÷30,0 m. Jej konstrukcję nośną stanowi stalowa dwudźwigarowa belka ciągła z płytą ortotropową. Całkowita szerokość kładki wynosi 4,10 m, a szerokość chodnika 3,0 m [4].

W pierwotnym projekcie przewidywano, że nawierzchnia pomostu będzie się składała z warstwy mastyksu grubości 10 mm, asfaltu – 30 mm oraz legarów i desek. Ze względu na dużą podatność konstrukcji na drgania, w późniejszym okresie użytkowania na pomoście wykonano dodatkowo warstwę asfaltu grubości 40 mm. W analizie statycznej rozpatrzono cztery warianty warstw nawierzchni. W dwu pierwszych (SBA, DBA) zakładano uwzględnienie rozwiązania według projektu pierwotnego, przy czym przyjmowano elementy drewniane sosnowe bądź dębowe, a w dwu następnych (SA, DA) – dociążenie dwóch poprzednich (SBA, DBA) warstwą asfaltu. Wartości obciążeń przyjmowane w poszczególnych wariantach podano w tabl. 1. Dodatkowo uwzględniono również obciążenie konstrukcji elementami wyposażenia, tj. drewnianymi balustradami i instalacją oświetleniową, a także obciążeniem od ruchu pieszych. Przyjęto ciężar pieszego 0,8 kN, długość kroku 0,75 m i częstotliwość kroku 2,00 Hz oraz prędkość poruszania się pieszego równą 1,5 m/s.

Tablica 1
Zestawienie charakterystycznych wartości obciążeń w różnych wariantach obliczeniowych

Wariant obciążenia	Obciążenie kN/m ²
1 (SBA)	1,284
2 (DBA)	1,386
3 (SA)	2,184
4 (DA)	2,286

Analiza modalna

Model numeryczny wykonano, wykorzystując program SOFiSTiK. Przeprowadzono analizę modalną konstrukcji, a uzyskane częstotliwości drgań własnych zestawiono w tabl. 2. Na rysunku 2 przedstawiono pierwszą i drugą postać drgań własnych.

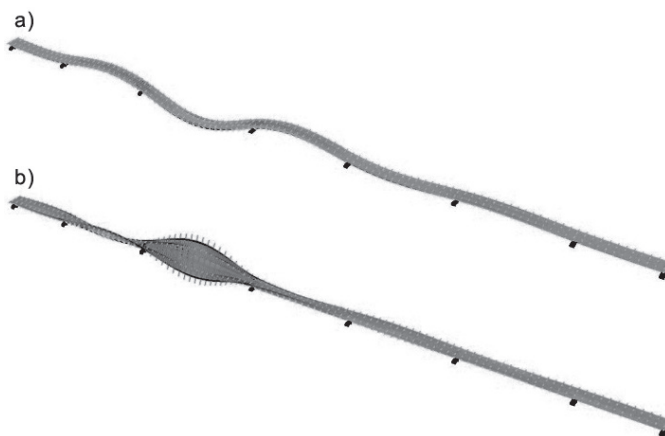
Tablica 2
Częstotliwości drgań własnych f konstrukcji według poszczególnych wariantów, Hz

Nr postaci	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Wariant 1 (SBA)	2,37	3,07	3,20	3,56	3,91	4,34	4,37	4,49	5,24	5,36
Wariant 2 (DBA)	2,30	2,95	3,09	3,40	3,78	4,15	4,23	4,30	5,07	5,14
Wariant 3 (SA)	2,06	2,74	2,79	3,20	3,42	3,82	3,90	4,03	4,58	4,78
Wariant 4 (DA)	2,01	2,65	2,72	3,08	3,33	3,72	3,76	3,89	4,47	4,62

Analizując uzyskane częstotliwości, w przypadku pierwszej postaci drgań własnych można wywnioskować, że wraz ze zwiększeniem obciążenia zbliżają się one do częstotliwości ruchu pieszego, a w przypadku czwartego wariantu obciążenia – są bliskie tej częstotliwości. Stwarza to duże ryzyko możliwości powstania rezonansu, który stanowi istotne niebezpieczeństwo w odniesieniu do konstrukcji. W przypadku jego wystąpienia nawet siła o małej wartości może wywołać drgania o dużej amplitudzie [2].

Analiza dynamiczna

Przeanalizowano obciążenia konstrukcji wymuszeniem dynamicznym w postaci ruchu człowieka. Założono cztery możliwe trasy poruszania się ludzi po kładce. Liczba osób przebywających jednocześnie na kładce wynosiła od 1 do 4. Przyjęto dwie możliwe formy ruchu człowieka – w postaci



Rys. 2. Wizualizacja postaci drgań własnych: a) pierwszej, b) drugiej

chodu bądź biegu. Rozpatrzono 52 różne kombinacje ruchu pieszych po kładce. W ocenie stopnia niebezpieczeństwa drgań przeanalizowano zarówno ich przyspieszenia pionowe, jak również przyspieszenia poziome w kierunku prostym do kierunku ruchu.

Na podstawie uzyskanych wyników stwierdzono, że najbardziej niebezpieczną formą ruchu pod względem drgań konstrukcji jest bieg. Najbardziej niekorzystna jest sytuacja, gdy na obiekcie znajduje się większa liczba osób poruszających się jednocześnie ruchem o różnym charakterze. W takim przypadku maksymalne wartości przyspieszeń osiągnięto w przypadku drgań pionowych na najdłuższym przęśle kładki. Gdy charakter ruchu jest jednolity, przyspieszenia nie osiągają dużych wartości. Wartości przyspieszeń zwiększały się wraz ze zwiększeniem obciążenia [4].

Podsumowanie

Przeprowadzone obliczenia pozwalają stwierdzić, że analizowana kładka dla pieszych nie spełnia warunków komfortu użytkowania ze względu na dużą podatność na wymuszenia dynamiczne. Uzyskane częstotliwości drgań własnych konstrukcji wraz ze zwiększeniem ciężaru nawierzchni stają się coraz bliższe częstotliwości ruchu pieszego. Bardzo prawdopodobne jest wystąpienie zjawiska rezonansu, co stwarza duże niebezpieczeństwo w czasie eksploatacji obiektu. Uzyskane maksymalne wartości przyspieszeń pionowych i poziomych były klasyfikowane jako silnie odczuwalne. Powstałe drgania mogą powodować duży dyskomfort u użytkowników obiektu, a nawet stwarzać niebezpieczeństwo podczas jego eksploatacji. Przeprowadzona analiza potwierdza istotną rolę analizy dynamicznej w projektowaniu kładek dla pieszych.

PIŚMIENICTWO I WYKORZYSTANE MATERIAŁY

- [1] Flaga A.: Mosty dla pieszych. WKŁ, Warszawa 2011.
- [2] Winkelmann K., Adamowicz A., Górski J., Malinowski M.: Obliczenia niezawodności użytkowej kładek dla pieszych. Rozprawy Naukowe i Zawodowe Państwowej Wyższej Szkoły Zawodowej w Elblągu, zeszyt 13. Wydawnictwo PWSZ w Elblągu, Elbląg 2011.
- [3] Winkelmann K.: Odpowiedź dynamiczna kładek pod obciążeniem losowo symulowanego tłumu pieszych. Seminarium SKILL WANTED. Materiały dydaktyczne, Gdańsk 2015.
- [4] Pawelec J.: Analiza dynamiczna kładki dla pieszych w Malborku. I studencka konferencja „Mosty i tunele”, Warszawa 5-7 kwietnia 2017 r. (<http://studenckie.mity.il.pw.edu.pl/>).

Analiza niecki osiadania terenu niezabudowanego nad tunelami drążonymi tarczami zmechanizowanymi

Oszacowanie osiadania powierzchni terenu jest niezwykle istotne w projektowaniu obiektów podziemnych, zwłaszcza zlokalizowanych w obszarze zurbanizowanym. Przedstawiono obliczenia pokazujące osiadania powierzchni terenu wywołane drążeniem dwóch równoległych tuneli tarczami zmechanizowanymi oraz porównano zasięg niecki osiadania przy wykorzystaniu metod: empirycznej, numerycznej 2D oraz 3D. Wykonane analizy dotyczą tuneli komunikacyjnych realizowanych w Warszawie.

Do stworzenia numerycznego modelu ośrodka gruntowego wykorzystano model konstytutywny gruntu „Hardening soil”, dostępny w programach PLAXIS 2D oraz 3D. Przyjęte parametry modelu ośrodka gruntowego podano w tablicy.

Przyjęte parametry modelu ośrodka gruntowego

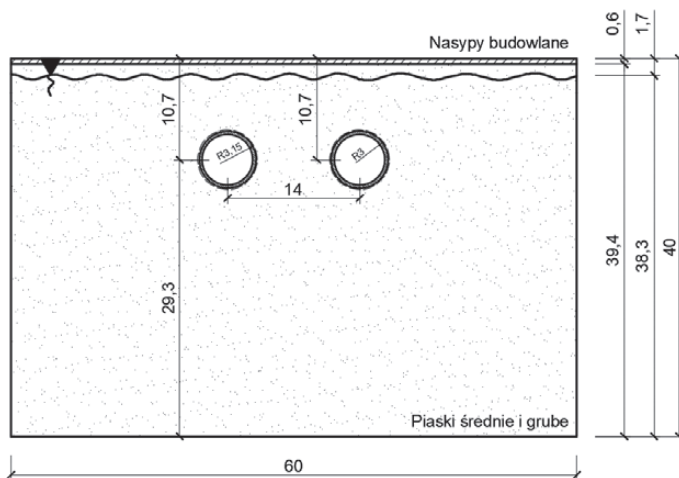
Parametr	Piaski średnie i grube	Nasypy antropogeniczne
OCR (wskaźnik prekonsolidacji)	2,4	–
Ciężar objętościowy przy całkowitym nasyceniu porów wodą γ_{sat} , kN/m ³	19,7	18,5
Ciężar objętościowy szkieletu gruntowego γ_{unsat} , kN/m ³	19,7	18,5
Współczynnik filtracji k , m/dzień	8,6	0,3
Współczynnik parcia bocznego w spoczynku K_0	0,7	0,5
Moduł odkształcenia E , MPa	–	10
Moduł sztywności w zakresie małych odkształceń E_{oed}^{ref} , MPa	140	–
Sieczny moduł sztywności E_{50}^{ref} , MPa	140	–
Moduł obciążenia-obciążenia wtórnego E_{ur}^{ref} , MPa	420	–
Kąt tarcia wewnętrznego φ' [°]	34	23
Spójność c' , kPa	0	1

Przyjęto średnicę zewnętrzną każdego z dwóch tuneli równą 6,0 m oraz średnicę tarczy zmechanizowanej 6,3 m. Tunele są usytuowane na głębokości 10,7 m od powierzchni terenu do ich środka geometrycznego, a odległość między wyrobiskami wynosi 14 m. Zależności geometryczne modeli przedstawiono na rys. 1. Zwierciadło wody znajduje się 1,7 m p.p.t.

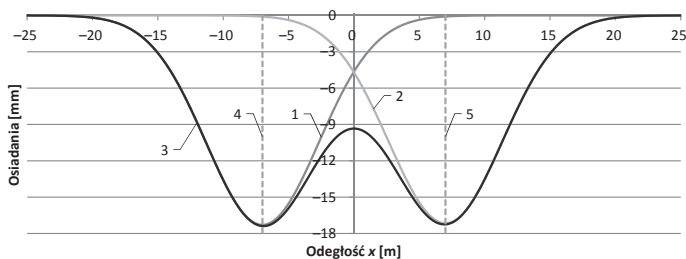
Obliczenia osiadania metodami empirycznymi wykonano według metody zaproponowanej przez Burlanda i Wrotha [1 ÷ 4]. W przypadku tuneli drążonych tarczami zmechanizowanymi w gruntach piaszczystych zaleca się przyjmowanie strat objętości gruntu $V_L = 0,3 \div 2\%$. W obliczeniach empirycznych, uwzględniając doświadczenia z poprzednich realizacji tuneli komunikacyjnych w Warszawie, założono stratę objętości gruntu $V_L = 0,6\%$ oraz stałą empiryczną $K = 0,35$.

Analiza wyników obliczeń

Nieckę osiadania wyznaczoną przy wykorzystaniu metod empirycznych w przypadku każdego z tuneli oddzielnie oraz ujętych sumarycznie pokazano na rys. 2. W celu przedstawienia prognozowanego odkształcenia ośrodka dokonano superpozycji oddziaływań.



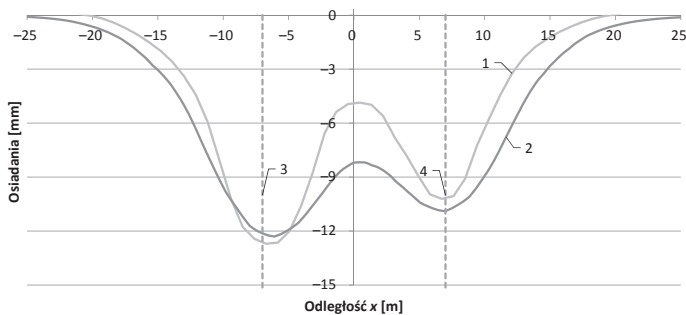
Rys. 1. Zależności geometryczne uwzględnione w modelach numerycznych; wymiary w [m]



Rys. 2. Niecki osiadania powierzchni terenu $s_v(x)$ (w przypadku każdego z tuneli oddzielnie oraz ujętych sumarycznie) wynikająca z obliczeń według metod empirycznych: 1 – tunel lewy, 2 – tunel prawy, 3 – superpozycja oddziaływań, 4 – oś tunelu lewego, 5 – oś tunelu prawego

Szerokość niecki osiadania określono na 36 m ($\pm 0,5$ m) przy założeniu braku wpływu drążenia tunelu, gdy $s_v/s_{vmax} < 0,44$.

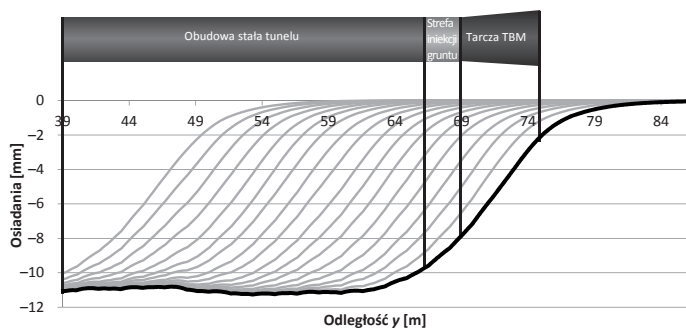
Nieckę osiadania powierzchni terenu wynikającą z obliczeń według modelu numerycznego 2D oraz 3D pokazano na rys. 3. Maksymalne osiadania powierzchni terenu okazały się o 40% mniejsze niż w przypadku wyznaczonych metodami empirycznymi. Zaobserwowano zaburzenie symetrii niecki osiadania



Rys. 3. Niecki osiadania powierzchni terenu wynikająca z obliczeń według modeli numerycznych: 1 – model 2D, 2 – model 3D, 3 – oś tunelu lewego, 4 – oś tunelu prawego

w stosunku do uzyskanej metodami empirycznymi, wynikające z uwzględnienia etapowania procesu budowy tuneli oraz kolejności ich wykonania.

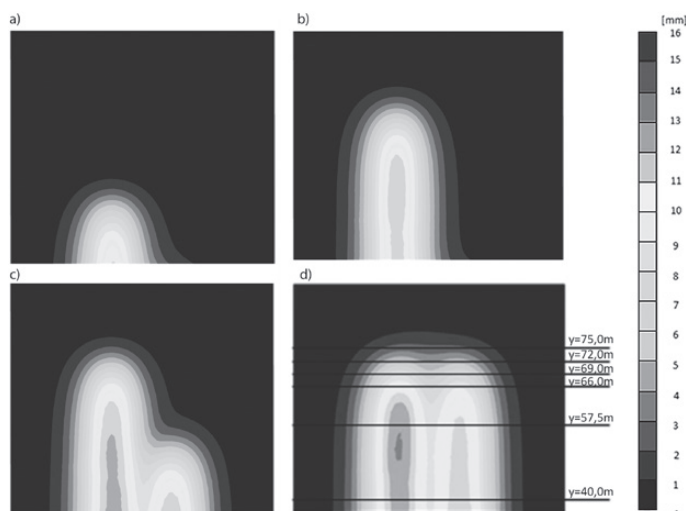
Podłużne profile i rozwój niecki osiadania nad osią tunelu lewego wyznaczone z wykorzystaniem modelu numerycznego 3D przedstawiono na rys. 4. W analizowanej sytuacji czoło tarczy znajdowało się w odległości $y = 75$ m od początku modelu, a ostatni wykonany pierścień obudowy z segmentów żelbetowych – w odległości $y = 66$ m. Stabilizacja stanu przemieszczenia każdej fazy obliczeniowej jest widoczna w odległości około 15 m za czołem tarczy i w odległości około 5 m przed jej czołem.



Rys. 4. Rozwój niecki osiadania powierzchni terenu w przekroju podłużnym do osi tunelu lewego wynikający z obliczeń według modelu numerycznego 3D

Z porównania niecki osiadania wyznaczonej z wykorzystaniem modeli numerycznych oraz metod empirycznych wynika, że wartości osiadania na powierzchni terenu wyznaczone numerycznie są mniejsze niż wynikające z obliczeń według metod empirycznych. Niecka osiadania w modelu numerycznym 3D charakteryzuje się małymi wartościami gradientu przemieszczeń pionowych w obszarze między tunelami. Stwierdzono następujące szerokości niecki osiadania wyznaczonej różnymi metodami obliczeniowymi: empiryczna – 36 m ($\pm 0,5$ m), numeryczna 2D – 34 m, numeryczna 3D – 40 m.

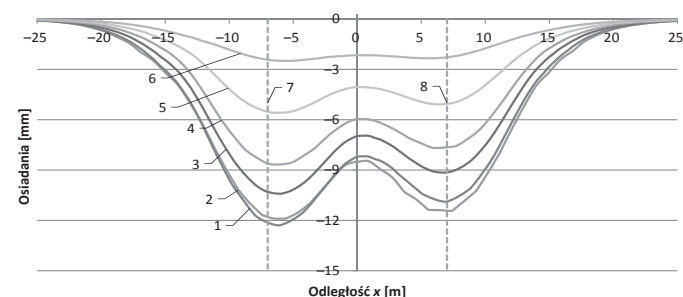
W obliczeniach numerycznych uwzględniono kolejność wykonywania tuneli. Otrzymało mapy przemieszczenia pionowego przedstawione na rys. 5. W sytuacji docelowej czoło obu tarcz znajdowało się w odległości $y = 75$ m od początku modelu, a ostatni wykonany pierścień obudowy z segmentów żelbetowych w odległości $y = 66$ m. Wykonany model obrazuje sytuację wstrzymania bardziej zaawansowanej budowy lewego tunelu i kontynuacji budowy tunelu prawego. Większe osiada-



Rys. 5. Rozwój niecki osiadania powierzchni terenu na długości analizowanych tuneli wynikający z obliczeń według modelu numerycznego 3D – mapy przemieszczenia pionowego: a) faza 17, b) faza 31, c) faza 46, d) faza 59

nia powierzchni terenu uzyskano nad tunelem wykonywanym jako pierwszy. Drażnienie drugiego tunelu stopniowo powoduje zwiększenie pionowego przemieszczenia nad tunelem wcześniej wykonanym.

Na rys. 5d oznaczono położenie na długości analizowanych tuneli niecek osiadania powierzchni terenu pokazanych na rys. 7. Szerokość niecki przy $y = 75$ m wynosi 33,5 m. Zaobserwowano znaczne zwiększenie osiadania powierzchni terenu za czołem tarczy. Niecka osiadania przy $y = 66$ m nie jest w pełni ukształtowana, niemniej zauważono zwiększenie szerokości niecki o około 1 m oraz **czterokrotne** zwiększenie osiadania w stosunku do wyników uzyskanych przy $y = 75$ m. W przypadku $y = 40$ oraz $y = 57,5$ m niecki osiadania obrazują stabilizację stanu przemieszczenia uzyskiwaną w sytuacji docelowej procesu drażnienia tuneli. Osiadania powierzchni terenu przy $y = 40$ m oraz $y = 57,5$ m są **pięciokrotnie** większe niż uzyskane przy $y = 75$ m.



Rys. 6. Rozwój niecki osiadania powierzchni terenu na długości analizowanych tuneli wynikający z obliczeń według modelu numerycznego 3D – przekroje poprzeczne: niecka osiadania przy: 1 – $y = 40$ m, 2 – $y = 57,5$ m, 3 – $y = 66$ m, 4 – $y = 72$ m, 5 – $y = 75$ m, 6 – $y = 75$ m, 7 – oś tunelu lewego, 8 – oś tunelu prawego

Podsumowanie

Z przeprowadzonych analiz wynika, że wykorzystując metody empiryczne do szacowania osiadania powierzchni terenu podczas budowy tuneli, otrzymuje się wartości większe od otrzymanych metodami numerycznymi. Potwierdza to przydatność metod empirycznych do oceny ryzyka uszkodzenia obiektów budowlanych. Uwzględnienie etapowania budowy tuneli i kolejności ich wykonania powoduje zaburzenie symetrii niecki osiadania; większe wartości przemieszczenia pionowego otrzymano nad tunelem wykonywanym jako pierwszy. Wykazano znaczne zwiększenie osiadania powierzchni terenu za czołem tarczy. Stabilizację stanu przemieszczenia w analizowanym przypadku uzyskano w odległości około 15 m za i w odległości około 5 m przed czołem tarczy.

* * *

Autor dziękuje Zarządowi firmy ILF Consulting Engineers Polska Sp. z o.o. za udostępnienie materiałów oraz danych niezbędnych do przygotowania niniejszego opracowania.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Burland J.B.: Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation. In: Ishihara K., ed., First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering. Tokio: Balkema A.A., 1995.
- [2] Burland J.B.: The assessment of the risk of damage to building due to tunnelling and excavations. In: Perez de Agreda E. A., Alvarez de Toledo M. A., ed. ed. Movimientos de Edificios Inducidos por Excavaciones: Criterios De Dano Y Gestion Del Riesgo. PAYMACOTAS, Barcelona 2008.
- [3] Burland J.B., Wroth C.P.: Settlement of buildings and associated damage. SOA Review. In: Conf Settlement of Structure. Pentech Press, London 1974.
- [4] Mair R.J., Taylor R.N. and Burland J.B.: Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling. In: Mair R.J., Taylor R.N., ed. ed.: Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Balkema, Rotterdam 1996.
- [5] Plaxis bv, Plaxis 2D. Tutorial Manual, Delft: Plaxis bv, 2016.
- [6] Plaxis bv, Plaxis 3D. Tutorial Manual. Anniversary Edition, Delft: Plaxis bv, 2016.