



WYDZIAŁU BUDOWNICTWA LĄDOWEGO I WODNEGO POLITECHNIKI WROCŁAWSKIEJ

Konferencja jubileuszowa – 17 października 2025 r., Wrocław

Rok 2025 jest szczególnym czasem dla środowiska akademickiego i inżynierskiego we Wrocławiu – Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej świętuje swoje 80-lecie. To osiemdziesiąt lat rozwoju nauki, kształcenia specjalistów, współpracy z przemysłem oraz udziału w tworzeniu infrastruktury w Polsce i poza jej granicami.



Wydział Budownictwa
Lądowego i Wodnego

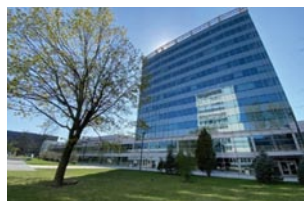
Centralnym wydarzeniem obchodów będzie konferencja jubileuszowa, która odbędzie się 17 października 2025 r. i stanie się okazją do spotkania wielu pokoleń naukowców, inżynierów, studentów i przyjaciół Wydziału.

Konferencja ma charakter interdyscyplinarny – łączy perspektywę naukową, praktyczną i historyczną. Będzie również przestrzenią do wymiany doświadczeń oraz refleksji nad przyszłością polskiego budownictwa i kierunkami jego rozwoju.

Konferencja odbędzie się na Głównym Kampusie Politechniki Wrocławskiej:



budynek A-1, Wybrzeże Wyspiańskiego 27



budynek C-7, pl. Grunwaldzki 11

Sesja I – Otwarcie i wystąpienia (Aula A1, godz. 10:00–11:30)

W uroczystej inauguracji udział wezmą przedstawiciele władz Uczelni i Wydziału oraz zaproszeni Goście Honorowi.

Sesja II – Prelekcje naukowe i branżowe (Aula A1, godz. 12:00–14:30)

W drugiej części konferencji wystąpią zaproszeni prelegenci, którzy zaprezentują tematy związane z najnowszymi trendami w budownictwie oraz rolą inżyniera w społeczeństwie.

Sesja III – Postery, prelekcje tematyczne i spotkania towarzyskie (C-7, godz. 15:30–17:00)

W ostatniej części wydarzenia zaplanowano sesje tematyczne w formie krótkich wystąpień, sesję posterową oraz okazję do mniej formalnych spotkań w przestrzeniach Wydziału.

Szczegółowe informacje o konferencji znajdują się na stronie: <https://80wbliw.pwr.edu.pl>

Kontakt mailowy: 80wbliw@pwr.edu.pl

Osiem dekad tradycji i rozwoju Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej

Streszczenie: W 2025 roku Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej obchodzi 80-lecie swojego istnienia. Jubileusz ten zbiega się z rocznicą powołania samej Uczelni, której fundament tworzyły cztery pierwsze wydziały, w tym właśnie Wydział Budownictwa. Od momentu rozpoczęcia działalności, w listopadzie 1945 roku, jednostka nieprzerwanie kształtuje kadry inżynierskie i prowadzi badania odpowiadające potrzebom zmieniającego się świata.

Słowa kluczowe: 80 lat Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej, historia, jubileusz.

Abstract: In 2025, the Faculty of Civil and Water Engineering of the Wrocław University of Science and Technology celebrates its 80th anniversary. This jubilee coincides with the anniversary of the establishment of the University itself, the foundation of which was formed by the first four faculties, including the Faculty of Construction. Since the beginning of its operations in November 1945, the unit has been continuously developing engineering staff and conducting research that meets the needs of the changing world.

Keywords: 80 years of the Faculty of Civil and Water Engineering of the Wrocław University of Science and Technology, history, anniversary.

Historia i tradycja

Początki Wydziału związane są z pierwszym dziekanem, prof. mgr. inż. arch. Tadeuszem Wróblem, który wraz z gronem uczonych z Politechniki Lwowskiej i Uniwersytetu Jana Kazimierza tworzył zręby nowej uczelni we Wrocławiu. Pierwszymi zajęciami na Wydziale Budownictwa były wykład z matematyki, poprowadzony 19 listopada 1945 r. przez prof. dra Władysława Ślebodzińskiego oraz wykład z przedmiotu kierunkowego – Materiały Budowlane – wygłoszony przez dra inż. Mieczysława Zacharę 20 listopada 1945 r. W 1990 r. zmieniono nazwę Wydziału na obowiązującą do dzisiaj – Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego – i lepiej odzwierciedlającą zakres prowadzonych badań naukowych i dydaktyki [1–3].

Struktura i organizacja Wydziału

Na przestrzeni lat Wydziałem kierowało ponad 20 dziekanów, a w historii zapisały się zarówno wybitne osobowości nauki, jak i pierwsza kobieta – dziekan – dr hab. inż. Danuta Bryja, prof. uczelni (tab. 1). Obecne władze Wydziału, pod kierunkiem dr. hab. inż. Adriana Różańskiego, prof. uczelni (rys. 1), kontynuują tradycje akademickie znakomitych poprzedników. Dziekan wspierany jest przez pięcioro prodziekanów (rys. 1): dra hab. inż. Tomasza Trapko, prof. uczelni – prodziekana ds. organizacji, prof. dra hab. inż. Łukasza Sadowskiego – prodziekana ds. badań i współpracy naukowej, dr hab. inż. Monikę Podwórną, prof. uczelni – prodziekana ds. współpracy i rozwoju, dra inż. Andrzeja Batoga, prof. uczelni – prodziekana ds. kształcenia, dr inż. Magdalenę Piechówkę-Mielnik – prodziekana ds. studenckich.

Do 1968 r. Wydział miał strukturę katedralną. Istniało wtedy na Wydziale 12 Katedr. W wyniku reorganizacji dokonanej



Rys. 1. Dziekan Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej w kadencji 2024–2028 w otoczeniu prodziekanów; od lewej: A. Batog, M. Piechówka-Mielnik, A. Różański, M. Podwórna, Ł. Sadowski, T. Trapko

w 1968 r. jednostkami organizacyjnymi Wydziału były utworzone trzy Instytuty: Budownictwa, Geotechniki i Hydrotechniki oraz Inżynierii Lądowej, w skład których wchodziły trzy katedry instytutowe i czternaście zakładów instytutowych. Historia Wydziału do 2015 r. została opisana m.in. w publikacjach [4–7], kiedy to nastąpiła kolejna reorganizacja. Zlikwidowane zostały wtedy instytuty i utworzono katedry i zakłady wydziałowe. W 2021 roku przywrócono strukturę katedralną, tworząc 6 Katedr: Budownictwa Ogólnego; Geotechniki, Hydrotechniki, Budownictwa Podziemnego i Wodnego; Konstrukcji Budowlanych; Mechaniki Budowlii Inżynierii Miejskiej; Dróg, Mostów, Kolei i Lotnisk; Inżynierii Materiałów i Procesów Budowlanych.

Radę Dyscypliny inżynierii lądowa, geodezja i transport w Politechnice Wrocławskiej stanowi 28 samodzielnych pracowników naukowych Wydziału, w tym 7 profesorów

Tabela 1. Dziekani Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej

L.p.	Imię i nazwisko dziekana	Okres kadencji
1	prof. mgr inż. arch. Tadeusz Wróbel	1945–1947
2	prof. dr inż. Michał Mazur	1947–1948
3	prof. dr inż. Ludomir Suwalski	1948–1949
4	prof. dr inż. Wiktor Mamak	1949–1951
5	prof. mgr inż. Józef Kożuchowski	1951–1952
6	prof. mgr inż. Adam Cybulski	1952–1955
7	prof. inż. Waław Szarejko	1955–1956
8	prof. mgr inż. Józef Kożuchowski	1956–1958
9	prof. dr inż. Igor Kisiel	1958–1961
10	prof. dr inż. Adam Mitzel	1961–1965
11	prof. dr inż. Otton Dąbrowski	1965–1968
12	prof. dr inż. Jan Kmita	1968–1971
13	prof. dr inż. Otton Dąbrowski	1971–1972
14	doc. dr inż. Zdzisław Bodarski	1972–1979
15	prof. dr hab. inż. Kazimierz Biernatowski	1979–1981
16	prof. dr hab. inż. Stanisław Mazur	1981–1987
17	prof. dr hab. inż. Stefan Gałczyński	1987–1990
18	prof. dr inż. Otton Dąbrowski	1990–1993
19	prof. dr hab. inż. Kazimierz Czapliński	1993–1996
20	prof. dr hab. inż. Ernest Kubica	1996–2002
21	prof. dr hab. inż. Ryszard Izbicki	2002–2005
22	prof. dr hab. inż. Cezary Madryas	2005–2008
23	prof. dr hab. inż. Jerzy Hoła	2008–2016
24	prof. dr hab. inż. Dariusz Łydzba	2016–2020
25	dr hab. inż. Danuta Bryja, prof. uczelni	2020–2024
26	dr hab. inż. Adrian Różański, prof. uczelni	od 2024

tytularnych i 21 doktorów habilitowanych. Radzie Dyscypliny przewodniczy od początku jej utworzenia prof. dr hab. inż. Wojciech Puła.

Posłannictwo i misja Wydziału

Zgodnie z zapisami Planu Rozwoju Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego jego misją jest wyznaczanie kierunków rozwoju oraz aktywny wkład w poszerzanie dorobku nauk inżynieryjno-technicznych w obszarze inżynierii lądowej, geodezji i transportu. Wydział koncentruje się także na wskazywaniu możliwości praktycznego wykorzystania wyników badań w otoczeniu gospodarczym, kształtowaniu otwartych, twórczych i krytycznych postaw studentów, wspieraniu rozwoju naukowego pracowników oraz uczestniczeniu w realizacji strategicznych przedsięwzięć Politechniki Wrocławskiej. Misja, wizja i wartości Wydziału pozostają w pełnej zgodności z tymi, które zostały określone w Strategii Politechniki

Wrocławskiej na lata 2023–2030. Dokument rozwojowy Wydziału [8] odzwierciedla model docelowy Uczelni oparty na wartościach – doskonałość, współpraca i otwartość, a także wpisuje się w pięć kluczowych obszarów strategicznych – kształcenie, badania i innowacje, współdziałanie z otoczeniem, rozwój społeczności oraz infrastruktura.

Obszar: kształcenie

Atutem Wydziału na rynku edukacyjnym jest konsekwentna troska o wysoką jakość kształcenia oraz ciągłe dostosowywanie programów studiów do zmieniających się realiów. Treści programowe konstruowane są w oparciu o zakładane efekty uczenia się, przy jednoczesnym uwzględnieniu przemian gospodarczych, potrzeb rynku pracy, oczekiwań studentów, zaleceń organizacji zawodowych, wymagań Sektorowej Ramy Kwalifikacji w Budownictwie, a także standardów międzynarodowych. Proces ten odbywa się w dialogu z Radą Społeczną Wydziału i bazuje na doświadczeniach oraz dobrych praktykach wypracowanych w trakcie wieloletniej działalności jednostki. Na przestrzeni 80 lat funkcjonowania dyplom Wydziału uzyskało około 21 tysięcy absolwentów. Obecnie Wydział prowadzi kształcenie studentów w łącznej liczbie około 1800, oferując 3 kierunki studiów o profilu ogólnoakademickim: Budownictwo (w zakresie studiów inżynierskich i magisterskich, stacjonarnych i niestacjonarnych), Advanced Solid Mechanics (interdyscyplinarny międzynarodowy kierunek w zakresie stacjonarnych studiów magisterskich), Budownictwo Zrównoważone Infrastruktury Transportowej (w zakresie studiów inżynierskich).

Od wielu lat Wydział oferuje również kształcenie podyplomowe, obejmujące studia i szkolenia dla absolwentów uczelni wyższych, z których korzysta rocznie od 100 do 200 osób. Jednostka prowadzi także kształcenie doktorantów we współpracy ze Szkołą Dokorską Politechniki Wrocławskiej – obecnie liczba uczestników tych studiów wynosi około 60. Potwierdzeniem wysokiej jakości kształcenia na kierunku Budownictwo są liczne certyfikaty uzyskane od Polskiej Komisji Akredytacyjnej (PKA), Komisji Akredytacyjnej Uczelni Technicznych (KAUT) oraz European Network for Accreditation of Engineering Education (ENAAE). Dodatkowym potwierdzeniem renomy kierunku Budownictwo jest fakt, że od 2015 roku nieprzerwanie zajmuje on pierwsze miejsce, w kolejnych 11 edycjach Rankingu Kierunków Studiów PERSPEKTYWY.

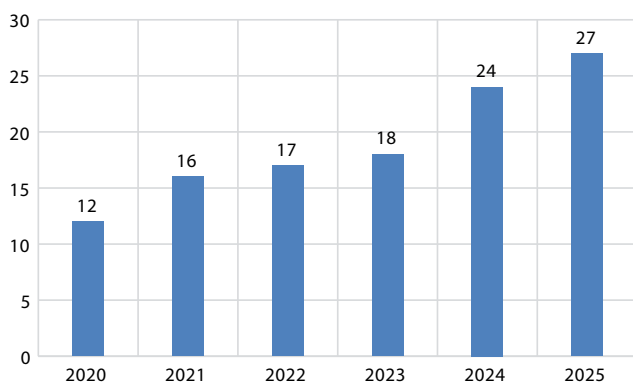
Obszar: badania, innowacje i współpraca z otoczeniem

Po 2015 roku, kiedy to najpierw zlikwidowano Instytuty, a następnie przywrócono strukturę katedralną, działalność naukowo-badawczą, innowacyjną oraz współpraca z otoczeniem realizowane są w ramach Katedr. Prowadzone badania obejmują zarówno zagadnienia podstawowe, jak i stosowane, koncentrując się na rozwoju teorii oraz praktyki. Obecnie

kadra badawczo-dydaktyczna i badawcza Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego liczy około 170 osób, w tym 16 profesorów tytularnych oraz 25 doktorów habilitowanych. W ciągu ostatniej dekady 17 pracowników uzyskało stopień doktora habilitowanego, a blisko 50 osób – stopień doktora. Potencjał kadrowy Wydziału ma istotny wpływ na poziom naukowy dyscypliny inżynieria lądowa, geodezja i transport w Politechnice Wrocławskiej. Dyscyplina ta posiada pełne uprawnienia akademickie w zakresie nadawania stopni doktora i doktora habilitowanego, a w ewaluacji jakości badań naukowych za lata 2017–2021 została oceniona na poziomie kategorii naukowej A.

Kadra Wydziału, mając do dyspozycji bogatą bazę laboratoryjną, realizuje tematykę badawczą obejmującą szerokie spektrum takich obszarów naukowych jak: budownictwo ogólne, fizyka budowli, badania nieniszczące, inżynieria materiałów budowlanych, mechanika konstrukcji stalowych, właściwości betonu i teoria żelbetu, mechanika konstrukcji z betonu, inżynieria procesów budowlanych, bezpieczeństwo pracy w budownictwie, hydraulika, hydrologia i hydrotechnika, mechanika gruntów i skał, geotechnika i budownictwo podziemne, teoria i badania kompozytów z mikrostrukturą, reologia gruntów, mechanika budowli i wytrzymałość materiałów, inżynieria mostowa, materiałoznawstwo drogowe, mechanika nawierzchni dróg i lotnisk, mechanika, materiałoznawstwo i metody diagnostyczne dróg szynowych, infrastruktura podziemna miast. W wielu z wymienionych obszarów działalność badawcza realizowana jest we współpracy z uczelniami zagranicznymi i krajowymi. Stąd też Wydział ma podpisane liczne umowy ramowe o współpracy z jednostkami badawczymi z kraju i ze świata.

W ostatnich latach zintensyfikowane zostały na Wydziale działania na rzecz pozyskiwania grantów badawczych przyznawanych w drodze krajowych i zagranicznych konkursów. Godne odnotowania jest to, że liczba realizowanych grantów zwiększa się z roku na rok (rys. 2). Jest to ważne, bo dzięki głównie grantom kadra naukowa Wydziału może podejmować się rozwiązywania nowych i często wyjątkowych zagadnień na drodze nowatorskich i unikatowych

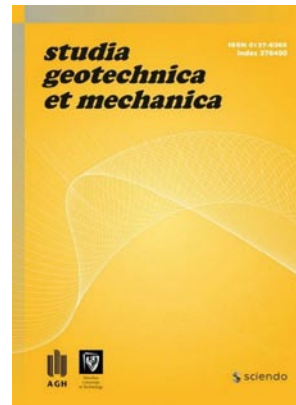
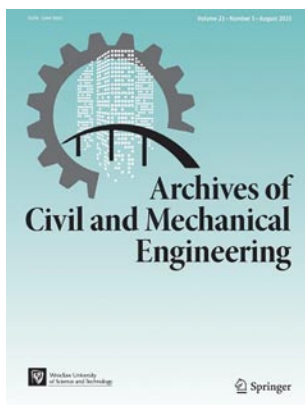


Rys. 2. Liczba grantów badawczych realizowanych w ostatnich latach na Wydziale, finansowanych przez NCN, NCBiR, NAWA, FENG, MNiSW

badań. Rezultaty tych badań wnoszą istotny wkład w rozwój nauki, owocują awansami naukowymi i innowacyjnymi rozwiązaniami dla budownictwa skutkującymi nierzadko wdrożeniami w gospodarce.

Działalność badawcza kadry Wydziału znajduje odzwierciedlenie w bogatym dorobku publikacyjnym, obejmującym artykuły naukowe, monografie oraz książki wydawane zarówno w kraju, jak i za granicą, w tym publikacje powstające we współpracy z naukowcami z około 30 krajów. Średnio rocznie powstaje ponad 200 publikacji, z czego ponad połowę stanowią artykuły w czasopismach uwzględnianych w bazie Impact Factor. Wśród nich znajdują się czasopisma wysoko cenione w rankingach międzynarodowych, takie jak „Nature Communications”, „Composites Part B: Engineering”, „Cement and Concrete Research”, „Cement and Concrete Composites”, „Automation in Construction”, „Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering”, „Engineering Geology” czy „International Journal of Engineering Science”.

Pracownicy Wydziału biorą czynny udział w redagowaniu oraz wydawaniu trzech czasopism naukowych: „Archives of Civil and Mechanical Engineering” (IF = 4,4; 140 pkt na liście ministerialnej) – wspólnie z Wydziałem Mechanicznym PWr., „Studia Geotechnica et Mechanica” (IF = 0,8; 70 pkt. na liście ministerialnej) – wspólnie z Akademią Górniczo-Hutniczą w Krakowie (rys. 3) oraz czasopisma naukowo-technicznego „Przegląd Komunikacyjny” (20 pkt. na liście ministerialnej).



Rys. 3. Okładki czasopism: „Archives of Civil and Mechanical Engineering” i „Studia Geotechnica et Mechanica”

Od początku istnienia Wydziału organizowane są liczne konferencje oraz seminaria naukowe i naukowo-techniczne o zasięgu międzynarodowym i krajowym, średnio 4 rocznie. Niektóre z nich mają charakter cykliczny. Przez organizację konferencji i seminariów naukowych i naukowo-technicznych utrwalają się dobre relacje Wydziału zarówno z zagranicznymi, jak i krajowymi ośrodkami badawczymi, jak również – co warto podkreślić, ze środowiskiem inżynierów budownictwa i z otoczeniem zewnętrznym.

Szczególnie dużo uwagi Wydział poświęca kształtowaniu dobrych relacji z otoczeniem gospodarczym, zarówno na poziomie lokalnym, jak i regionalnym i krajowym. Współpraca

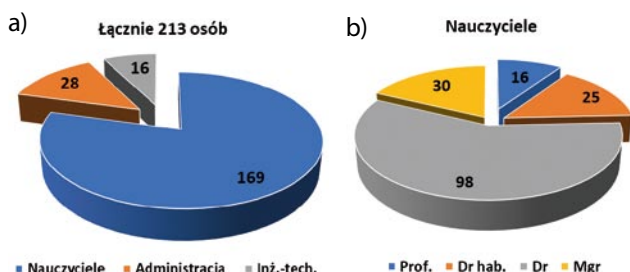
z tym otoczeniem jest inicjowana przez różnych interesariuszy, indywidualnie przez pracowników Wydziału, instytucjonalnie przez Wydział oraz przez partnerów z przedsiębiorstw budowlanych. Znaczny udział w nawiązywaniu tej współpracy mają absolwenci Wydziału, z którymi Wydział stara się pozostawać w kontakcie, śledząc ich ścieżki zawodowe i sukcesy. Wydział współpracuje z organizacjami naukowymi i uczelniami wyższymi oraz z krajowymi i zagranicznymi ośrodkami badawczymi i naukowymi. Współpraca ta przejawia się m.in. poprzez:

- udział pracowników Wydziału w działalności różnych sekcji i grup problemowych Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Komisji Budownictwa i Mechaniki we Wrocławskim Oddziale PAN, Akademii Młodych Uczonych PAN, radach naukowych instytutów badawczych,
- aktywność pracowników Wydziału w różnych gremiach naukowo-technicznych tworzących normy, wytyczne i zalecenia, o charakterze międzynarodowym lub krajowym,
- współdziałanie z ośrodkami krajowymi w pozyskiwaniu i realizacji wspólnych projektów badawczych i badawczo-rozwojowych,
- kontakty i współpracę z zagranicznymi ośrodkami badawczymi,
- działalność publikacyjną kadry naukowej Wydziału ze współudziałem badaczy z innych krajowych i zagranicznych ośrodków naukowych,
- wykłady i wizyty studyjne pracowników w zagranicznych uniwersytetach lub instytucjach,
- kooperację z pięcioma prestiżowymi uniwersytetami europejskimi w ramach programu STRAINS,
- przynależność Wydziału do europejskich stowarzyszeń Association of European Civil Engineering Faculties (AECEF) i European Civil Engineering Education and Training Association (EUCEET),
- aktywne uczestnictwo i związane z tym pełnienie odpowiedzialnych funkcji przez pracowników Wydziału w krajowych stowarzyszeniach zawodowych związanych z budownictwem.

Spółeczność Wydziału

Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego jest największym wydziałem budownictwa w regionie i jednym z największych w Polsce. Jego najcenniejszym kapitałem jest społeczność akademicka, licząca około 2300 osób. W jej skład wchodzi nauczyciele akademicki, pracownicy administracji i wsparcia inżynierijno-technicznego – łącznie ponad 200 osób, (rys. 4), doktoranci, studenci studiów stacjonarnych, niestacjonarnych i podyplomowych, stypendyści międzynarodowego programu STRAINS oraz pracownicy emerytowani.

Wydział pielęgnuje wieloletnie tradycje akademickie i buduje trwałe więzi wspólnoty, co realizowane jest nie tylko przez władze jednostki, ale również przez aktywny samorząd



Rys. 4. Struktura zatrudnienia pracowników Wydziału: a) łącznie, b) nauczycieli akademickich



Rys. 5. Dni Otwarte na Politechnice Wrocławskiej



Rys. 6. Obchody 70-lecia Wydziału

studentki. Do działań tych należą uroczystości inauguracyjne roku akademickiego, ceremonie wręczenia dyplomów, seminaria wyjazdowe, jubileusze wybitnych profesorów, spotkania świąteczne, a także liczne inicjatywy studenckie, takie jak Dni Otwarte, otrzęsiny, rajdy czy rozpoznawalne już w kraju wydarzenie – Waffle Engineer (rys. 5 i 6).

Infrastruktura

Bazę lokalową Wydziału stanowią trzy budynki zlokalizowane w kampusie głównym Politechniki Wrocławskiej oraz jeden obiekt w kampusie Geocentrum, usytuowany po drugiej stronie Odry i połączony z kampusem głównym kolejką linową. Siedziba Wydziału (budynek C-7) wraz z przyległą

halą laboratoryjną przeszła gruntowną modernizację (rys. 7). Pierwszy etap, obejmujący termomodernizację, zrealizowano w latach 2011–2012, natomiast w latach 2021–2024 przeprowadzono modernizację wnętrza budynku. Był to okres wyjątkowo wymagający dla społeczności Wydziału, ponieważ przez ponad trzy lata budynek wraz z halą laboratoryjną był niedostępny do użytkowania. Zajęcia dydaktyczne odbywały się w salach zastępczych udostępnionych przez Uczelnię, a pracownicy zostali przeniesieni do innych obiektów.



Rys. 7. Siedziba Wydziału (budynek C-7) po modernizacji

Zaplecze dydaktyczne Wydziału obejmuje łącznie 40 sal dydaktycznych, w tym 6 mieszczących do 120 osób oraz 6 pracowni komputerowych, wyposażonych w nowoczesne środki audiowizualne i oprogramowanie. Wydział dysponuje mobilnymi systemami do wideokonferencji służącymi do prowadzenia online zajęć dydaktycznych. W skład



Rys. 8. Laboratorium Konstrukcji Budowlanych



Rys. 9. Przykładowa zaawansowana aparatura badawcza Laboratorium Mikrostruktur Materiałów Kompozytowych

infrastruktury badawczo-dydaktycznej wchodzi kilkanaście laboratoriów badawczych: Laboratorium Badań Nieniszczących, Laboratorium Budownictwa Wodnego i Geodezji, Laboratorium Fundamentowania, Laboratorium Konstrukcji Budowlanych (rys. 8), Laboratorium Materiałów Budowlanych, Laboratorium Mechaniki Budowli i Inżynierii Miejskiej, Laboratorium Mechaniki Gruntów, Laboratorium Mikrostruktur Kompozytów Budowlanych oraz Ośrodków Gruntowych i Skalnych, Laboratorium Mostów i Kolej, Laboratorium Termografii i Fizyki Środowiska, Laboratorium Wytrzymałości Materiałów, Laboratorium Badawcze Obiektów Infrastruktury Transportowej – posiadające akredytację Polskiego Centrum Akredytacji, Laboratorium Badań Nano-mikrostruktur Materiałów Kompozytowych i Konstrukcji Inżynierskich (rys. 9), Laboratorium Interdyscyplinarne Eksperymentalnej Inżynierii Okulograficznej Let's Go.

prof. dr hab. inż. Jerzy Hoła,
dziekan Wydziału w latach 2008–2016
dr hab. inż. Adrian Różański, prof. uczelni,
dziekan Wydziału
dr hab. inż. Tomasz Trapko, prof. uczelni,
prodziekan ds. organizacji

Wszystkie fotografie: archiwum Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego PWr.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Burak M., Dackiewicz K., Pregiel P., Wrocławskie Uczelnie Techniczne, 1910–2010, Muzeum Architektury i Wydawnictwo Jaks, Wrocław, 2010
- [2] Wrocławskie Środowisko Akademickie, Twórcy i ich uczniowie 1945–2005, Zakład Narodowy im. Ossolińskich, Wrocław, 2007
- [3] Księga 50-lecia Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej 1945–1995, Oficyna Wydawnicza PWr., Wrocław, 1996
- [4] Czapliński K., Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej. Inżynieria i Budownictwo 1/1996, str. 3–6
- [5] Hoła J., Stilger-Szydło E., Bień J., Pietraszek P., Berkowski P., 65 lat Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej, Inżynieria i Budownictwo, 12/2010, str. 655–659
- [6] Hoła J., Stilger-Szydło E., Bień J., Batóg A., Berkowski P., Historia Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego, Materiały Budowlane 10/2015, str. 6–11
- [7] Hoła J., Stilger-Szydło E., Bień J., Batóg A., Berkowski P., 70 lat Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej, Inżynieria i Budownictwo 10/2015, str. 515–519
- [8] Plan rozwoju Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej na lata 2023–2030

Symulacje numeryczne wybranych zastosowań gruntów zbrojonych

Numerical simulations of selected applications of reinforced soils

dr inż. Michał Baca (ORCID: 0000-0003-1231-2522), Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska

DOI: 10.5604/01.3001.0055.2990

Streszczenie: Grunty zbrojone jako materiał budowlany mają szerokie zastosowanie w geotechnice. Pozwalają na wzmocnienie m.in. podłoża gruntowego, skarp, konstrukcji oporowych, co w konsekwencji może prowadzić do polepszenia właściwości podłoża i zmniejszenia wymiarów fundamentu. W pracy przedstawiono kilka najpopularniejszych zastosowań gruntów zbrojonych. Wykorzystując Metodę Elementów Skończonych, pokazano przykłady, jak zastosowanie gruntów zbrojonych może zmienić sposób pracy konstrukcji i wzmocnić podłoże gruntowe.

Słowa kluczowe: Metoda Elementów Skończonych, konstrukcje oporowe, stabilność, geosyntetyki.

Abstract: Reinforced soil as a building material is widely used in geotechnics. They allow you to strengthen, among others: subsoil, slopes, retaining structures, which may consequently lead to improved subsoil properties and reduced foundation dimensions. The paper presents several of the most popular applications of reinforced soils. Using the Finite Element Method, examples were shown of how the use of reinforced soils can change the way the structure works and strengthen the ground.

Keywords: Finite Element Method, retaining structures, stability, geosynthetics.

1. Wprowadzenie

Konstrukcje gruntu zbrojonego są stosowane w budownictwie od tysiącleci. Za najstarsze znane konstrukcje uchodzą zigruraty ze starożytnej Mezopotamii, w których do wzmocnienia gruntu stosowano tkane płótna i trzcinę [1]. Pierwszy grunt zbrojony w formie, jaką znamy dziś, został opatentowany przez francuskiego inżyniera Hedriego Vidala w roku 1966 [2]. Zaproponował on umieszczenie w piasku metalowych taśm, pozwalających przenosić naprężenia rozciągające w gruncie. Dalszy rozwój tych konstrukcji nastąpił w latach 60. i 70. XX wieku. Przyczynił się do tego rozwój materiałów polimerowych, bardziej odpornych na korozję niż elementy stalowe.

Obecnie na rynku dostępnych jest wiele rozwiązań gruntów zbrojonych. Najczęściej jednak są stosowane wyroby z polimerów, nazywane ogólnie geosyntetykami [3]. Wyroby te dzieli się na cztery główne grupy: ideał gruntów zbrojonych jest przenoszenie naprężeń rozciągających w gruncie i przecięcie potencjalnych płaszczyzn ścicia, by zatrzymać utratę stateczności [2]. Dzięki poziomo ułożonym warstwom zbrojenia ziarna gruntu są połączone ze sobą, tworząc efekt pseudospójności, co pozwala na redukcję odkształceń normalnych.

Projektowanie analityczne gruntów zbrojonych najczęściej odbywa się metodą stanów granicznych. Należy przeanalizować zniszczenie wewnętrzne konstrukcji (zbrojenia i wypełniania gruntowego) oraz zniszczenie zewnętrzne gruntu zbrojonego

jako całości (np. poślizg). Możliwe mechanizmy zniszczenia konstrukcji zależą od rodzaju konstrukcji.

Obecnie jednak coraz większą rolę w ocenie zachowania się konstrukcji z gruntu zbrojonego odgrywają metody numeryczne, w szczególności Metoda Elementów Skończonych (MES) [4, 5] i Metoda Różnic Skończonych (MRS) [6]. Pozwalają one na lepsze odwzorowanie pracy konstrukcji, wymagają jednak odpowiedniego doboru parametrów obliczeniowych i późniejszej kalibracji. Dzięki metodom numerycznym możliwe jest również zamodelowanie bardziej skomplikowanych konstrukcji hybrydowych uwzględniających współpracę różnych elementów konstrukcyjnych, jak np. przyczółki mostowe współpracujące z gruntem zbrojonym [5].

2. Modelowanie numeryczne

Zastosowanie gruntów zbrojonych w zagadnieniach geotechniki przedstawiono, przygotowując modele numeryczne mające za zadanie opisać zadania, w których bardzo często pojawiają się grunty zbrojone. Te przykłady to wzmocnienie podłoża pod fundamentem bezpośrednim, analiza stateczności skarpy oraz stateczność ściany oporowej.

Obliczenia numeryczne przeprowadzono w modelu 2D w programie Z. Soil [7]. We wszystkich modelach grunt zamodelowano jako ośrodek sprężysto-plastyczny z warunkiem zniszczenia Coulomba-Mohra, o parametrach zagęszczonego piasku gruboziarnistego, którego parametry przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Parametry gruntu użyte w obliczeniach

LP	Grunt	E	ν	γ	φ'	c'	ψ
	-	MPa	-	kN/m ³	°	kPa	°
1	Piasek gruby	120,0	0,30	18,5	40,0	1,0	10,00

E – moduł sztywności, ν – współczynnik Poissona, γ – ciężar, φ' – efektywny kąt tarcia wewnętrznego, c' – spójność efektywna, ψ – kąt dylatacji

Grunty zbrojone w programie Z. Soil modeluje się jako elementy membranowe, posiadające swoją sztywność EA , oraz wytrzymałości na rozciąganie i ściskanie f_t i f_c . Parametry membrany dobiera się na podstawie danych z katalogów producentów zbrojenia. W pracy grunt zbrojony zamodelowano jako elementy membranowe o $E = 1\,000\,000$ kPa, $f_t = 12$ kPa, $f_c = 0$ kPa i $A = 0,005$ m²/m, gdzie E to sztywność zbrojenia, f_t i f_c jego wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie, a A to przekrój zbrojenia. Nie stosowano warstwy interface na kontakcie grunt-zbrojenie.

2.1. Fundament na wzmocnionym podłożu

Pierwszym zaprezentowanym przykładem jest fundament bezpośredni na podłożu wzmocnionym dodatkowo zbrojeniem. Projektowanie fundamentów bezpośrednich polega na odpowiednim doborze wymiarów fundamentów, by spełnione były warunki SGU i SGN [8]. Najczęściej stosowanym rozwiązaniem w przypadku niespełnienia warunków jest zwiększenie wymiarów fundamentu. Czasem jednak takie rozwiązanie nie jest dopuszczalne i wtedy jedną z możliwości wzmocnienia podłoża, np. poprzez zbrojenie gruntu. Szczególnie istotną rolę pełnią takie konstrukcje na terenach poddanych deformacjom górnictwom albo w przypadku wykonania konstrukcji platform roboczych [9].

W celu wykazania wpływu gruntów zbrojonych na zachowanie się fundamentu bezpośredniego przygotowano model numeryczny o wymiarach i siatce elementów skończonych przedstawionych na rysunku 1. Przykład obejmuje ławę fundamentową w płaskim stanie odkształcenia (2D) o szerokości 1 m, posadowioną na jednorodnym podłożu, na które wywiera jednorodne obciążenie o wartości 500 kPa. Grunt wzmocniono dwoma wkładkami zbrojenia, których wymiary również przedstawiono na rysunku 1.

W pierwszym wariantcie zbadano zachowanie się fundamentu w gruncie bez zbrojenia, a w drugim – z trzema membranami pod fundamentem. W celu porównania ze sobą obu wariantów zestawiono ze sobą osiadania ławy w poziomie posadowienia fundamentu, które przedstawiono na rysunku 2.

2.2. Skarpy

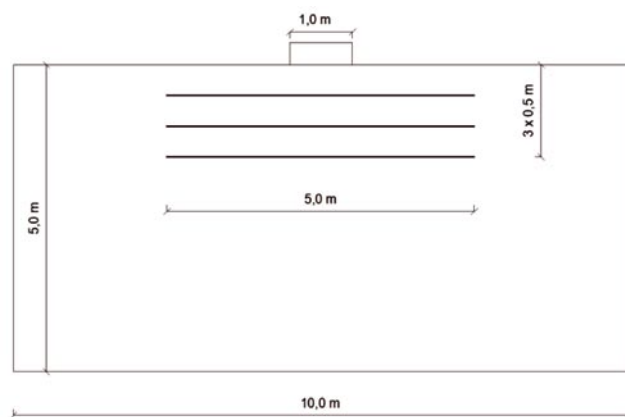
Kolejnym analizowanym przypadkiem były odpowiednio wzmocnione skarpy np. w nasypach [6]. Zastosowanie gruntów zbrojonych przy budowie nasypów może pozwolić na zwiększenie stateczności skarpy i kąta jej nachylenia, a w konsekwencji zmniejszenie rozmiarów nasypu.

Zobrazowanie wpływu gruntu zbrojonego na stateczność skarpy dokonano poprzez przygotowanie trzech modeli numerycznych skarpy o wysokości 5 m i nachyleniu do poziomu 26,6; 45 i 63,4°, każdy model przygotowano z wariantem występowania gruntu zbrojonego i bez niego. Model skarpy przyjęty w obliczeniach dla nachylenia 45° wraz z siatką elementów skończonych i 10 warstwami gruntu zbrojonego ułożonymi co 0,5 m przedstawiono na rysunku 3. Oprócz tego na rysunku 2 przedstawiono wektory przemieszczeń podczas utraty stateczności skarpy. Parametry gruntu i zbrojenia przyjęto jak w poprzednim modelu.

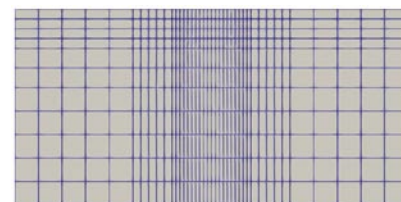
Obliczenie modeli przeprowadzono dla kilku wariantów obciążenia równomiernego naziomu: 20, 50 i 100 kPa. Dla każdego analizowanego przypadku przeprowadzono analizę stateczności skarpy metodą redukcji wytrzymałości φ -c. Otrzymane wskaźniki stateczności przedstawiono w tabeli 2. Brak wartości w tabeli oznacza, że nie udało się w obliczeniach uzyskać dla danego przypadku rozwiązania statecznego.

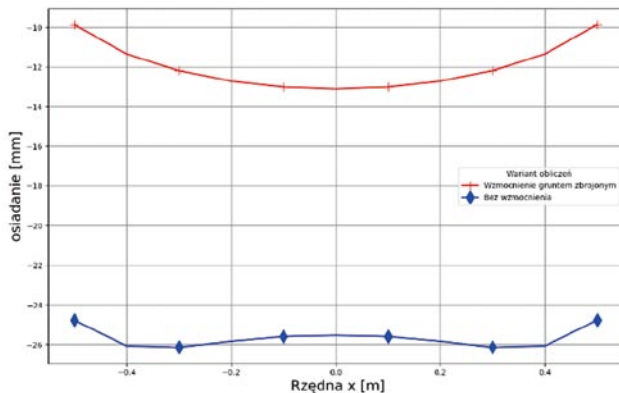
Tabela 2. Wartości wskaźnika stateczności FS dla obu wariantów w zależności od obciążenia naziomu i kąta nachylenia skarpy

Obciążenie kPa	Nachylenie skarpy bez gruntu zbrojonego		
	26,6°	45,0°	63,4°
20	1,70	1,10	-
50	1,60	-	-
100	1,55	-	-
Obciążenie kPa	Nachylenie skarpy z gruntem zbrojonym		
	26,6°	45,0°	63,4°
20	>2,00	1,70	1,50
50	>2,00	1,55	1,35
100	>2,00	1,35	1,25



Rys. 1. Schemat obliczeniowy i siatka elementów skończonych dla fundamentu bezpośredniego



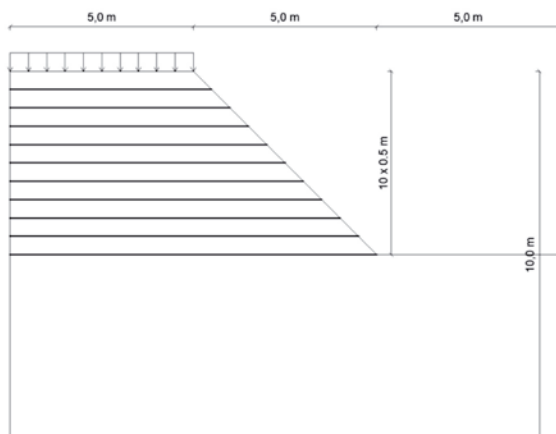


Rys. 2. Wyniki osiadań fundamentów w obu wariantach

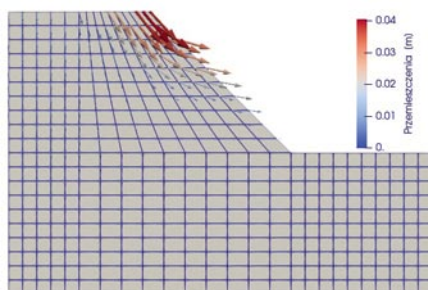
2.3. Ścianka oporowa

Ostatnim przygotowanym przykładem jest analiza konstrukcji oporowych, które są często wykonywane przy zastosowaniu gruntu zbrojonego [10]. Zaletą takich ścian jest uproszczenie samej konstrukcji ściany, możliwość swobodnego kształtowania jej lica oraz niższy koszt budowy niż w przypadku tradycyjnych ścian oporowych wykonanych np. z żelbetu [11]. Wytyczenie każdej konstrukcji oporowej zależy m. in. od wysokości gruntu, którą dana konstrukcja musi zabezpieczać lub głębokości projektowanego wykopu, a zastosowanie gruntu zbrojonego może pozwolić na zmniejszenie parć oddziałujących na ścianę, a w konsekwencji zmniejszenie wymiarów samej ściany.

W konstrukcjach oporowych z gruntu zbrojonego wyróżnia się system aktywny, w którym zbrojenie kotwi się w licu ściany, oraz system bierny, w którym grunt zbrojony i lico ściany stanowią niezależne od siebie konstrukcje [11]. Lico nie pełni



Rys. 3. Schemat obliczeniowy i siatka elementów skończonych wraz z wektorami przemieszczeń podczas utraty stateczności dla skarpy o nachyleniu 45°



wtedy funkcji konstrukcyjnej, tylko zabezpiecza konstrukcję przed zniszczeniem powierzchni. Zaletą systemu biernego jest możliwość stosowania gorszego materiału zasypki niż w systemie aktywnym i możliwość zagęszczania ciężkim sprzętem aż do wykonania lica.

Podobnie jak w poprzednich przykładach przygotowano dwa modele numeryczne konstrukcji oporowych zabezpieczające uskok naziomu o wysokości 4 m: jeden bez gruntu zbrojonego i drugi, w którym grunt na naziomie wzmocniono zbrojeniem. W tym modelu przyjęto 8 warstw zbrojenia od 0,5 do 4,0 m pod naziemem. Oba modele przedstawiono na rysunku 4, a siatkę elementów skończonych – na rysunku 5.

Parametry gruntu i zbrojenia przyjęto takie same jak w poprzednich przykładach. Ścianę żelbetową zamodelowano jako element belkowy o $E = 30 \text{ GPa}$ oraz $\nu = 0,2$. Dla wariantu bez gruntu zbrojonego przyjęto zagłębienie ściany do 6,0 m, czyli 2,0 m poniżej poziomu wykopu, a grubość samej ściany przyjęto 0,4 m. Dla wariantu z gruntem zbrojonym, grubość ściany zredukowano do 0,1 m i przyjęto, że ściana ma długość 4,0 m, czyli występuje tylko na wysokość wykopu.

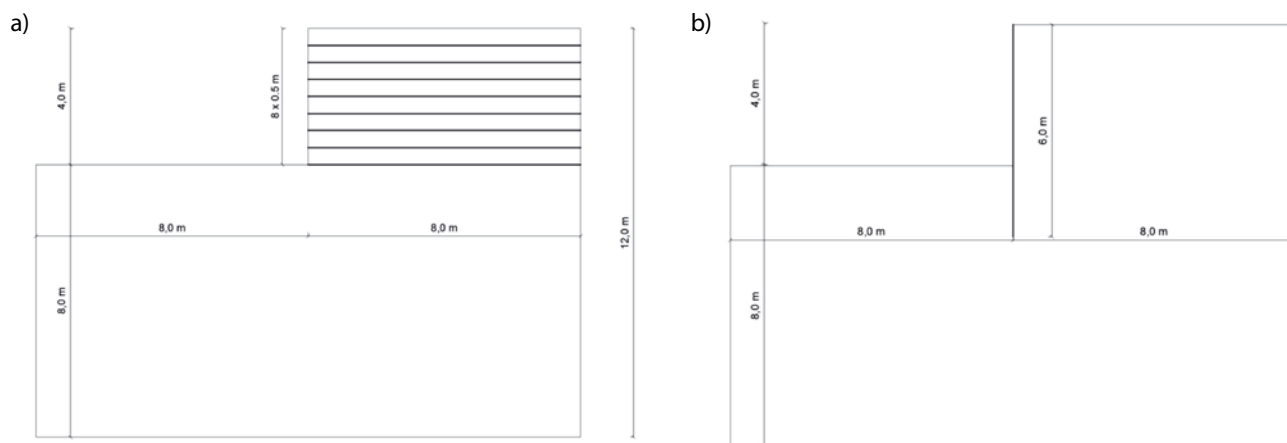
Na rysunku 6 przedstawiono, jak zmieniają się przemieszczenia boczne ściany zależności od głębokości w obu obliczonych wariantach. Ponadto oprócz analizy przemieszczeń ściany przeprowadzono również analizę stateczności ściany metodą redukcji wytrzymałości ϕ -c. Dla ściany bez gruntu zbrojonego uzyskano wskaźnik stateczności $FS = 1,40$, a dla ściany z gruntem zbrojonym $FS = 1,55$.

3. Analiza rezultatów

Celem każdego z trzech zbadanych przypadków było zbadanie wpływu gruntu zbrojonego na zachowanie się konstrukcji geotechnicznych. W pierwszym przykładzie pokazano, jak wzmocnienie gruntu zbrojeniem pod fundamentem bezpośrednim pozwoliło na zmniejszenie wartości jego osiadań, co można zaobserwować na rysunku 2. Bez gruntu zbrojonego osiadania maksymalne wynosiły około 27,5 mm, natomiast zastosowanie gruntu zbrojonego pozwoliło na ich redukcję do maksymalnych wartości około 13,0 mm, czyli udało się uzyskać nawet dwukrotne zmniejszenie wartości osiadań.

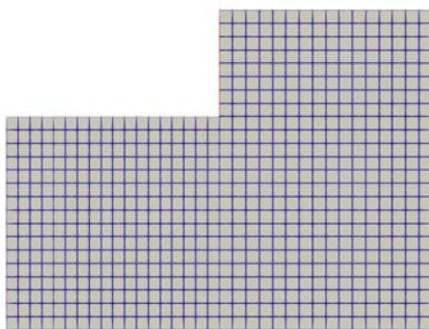
W przypadku stateczności skarpy zastosowanie gruntu zbrojonego pozwoliło na poprawę jej stateczności, co widać w uzyskanych wynikach przedstawionych w tabeli 2. Dla skarpy o najbardziej stromych ścianach uzyskany wskaźnik stateczności waha się od 1,50 do 1,25 w zależności od zadanego obciążenia, gdy bez zbrojenia uzyskanie stateczności jest dla takiego nachylenia niemożliwe. Również dla mniej stromych skarp zastosowanie gruntu zbrojonego pozwala na zapewnienie większego wskaźnika stateczności, również dla większych obciążeń naziomu.

Zastosowanie gruntów zbrojonych poprawia również właściwości konstrukcji oporowych. W przeprowadzonych obliczeniach uzyskano podobne wartości przemieszczeń poziomych dla obu wariantów, co widać na rysunku 6,



Rys. 4. Schematy obliczeniowe ściany z wykorzystaniem gruntu zbrojonego (a) i bez wzmocnienia (b)

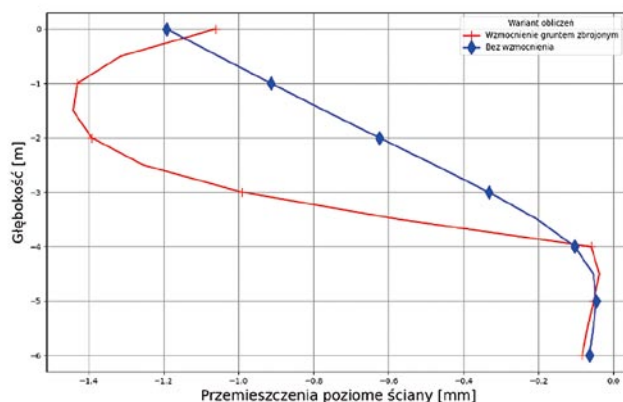
Rys. 5. Siatka elementów skończonych modelu ściany oporowej



podobne są również wskaźniki stateczności. Niemniej jednak dla ścianki bez wzmocnienia gruntem zbrojonym wymagałoby to zastosowania bardziej masywnego przekroju ścianki i większego zagłębienia poniżej wykopu niż w modelu ze zbrojeniem. Również nieco inny jest kształt odchylenia poziomego ścianki, ale to wynika z innej sztywności samej ściany.

4. Podsumowanie

W pracy przedstawiono różne zastosowania gruntów zbrojonych w zagadnieniach geotechniki w oparciu o Metodę Elementów Skończonych. Przeprowadzone symulacje wykazały skuteczność zastosowania gruntu zbrojonego na zachowanie



Rys. 6. Przesunięcia pionowe ściany w zależności od wariantu obliczeniowego

się konstrukcji geotechnicznych. Modelowanie numeryczne może być przydatne w analizie konstrukcji z gruntu zbrojonego, lecz wymaga stosowania odpowiedniej kalibracji opartej na obserwacji zachowania się konstrukcji w terenie i analizie materiałowej użytych elementów konstrukcyjnych.

Niemniej jednak zaprezentowane modele wymagają dalszych kalibracji w celu uzyskania lepszego odwzorowania rzeczywistej pracy konstrukcji. Należałoby sprawdzić, jaki jest wpływ użytego materiału i jak parametry materiałowe wyznaczone w badaniach laboratoryjnych mają odniesienie do parametrów zbrojenia gruntu w modelu. Ponadto dodatkowe symulacje 3D pozwoliłyby zbadać zastosowania przestrzenne w gruncie, tj. rozmieszczenie przestrzenne zbrojenia czy dobór oczek w geosiatkach.

Dokładne rozpoznanie badanego zagadnienia może pozwolić na poszerzenie wiedzy na temat zachowania się konstrukcji z gruntu zbrojonego i w konsekwencji ich szerszego wykorzystania w zagadnieniach geotechniki.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Jones C. J., Earth reinforcement and soil structures, Elsevier, 2013
- [2] Sawicki A., Leśniewska D., Grunt zbrojony. Teoria i zastosowanie, Wydawnictwo Naukowe PWN, 1993
- [3] Duszyńska A., Co warto wiedzieć o geosyntetykach, Inżynieria Morska i Geotechnika 2/2010, str. 211–222
- [4] Brząkała W., Posadowienie bezpośrednie na gruncie zbrojonym: analiza sprężysto-plastyczna MES, Geoinżynieria: drogi, mosty, tunele, 2017
- [5] Cudny M., Duszyńska A., Gwizdała K., Kalitowski P., Żółtowski K., Przyczółki mostowe wspomagane konstrukcjami z gruntu zbrojonego, Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej, str. 59–74, 2017
- [6] Cała M., Kowalski M., Analiza stateczności skarp z gruntu zbrojonego, Górnictwo i Geoinżynieria 32, 2008, str. 67–77
- [7] Soil Z., PC 2003, User Manual: Soil, Rock and Structural Mechanics in Dry or Partially Saturated Media, 2003
- [8] Puła O., Projektowanie fundamentów bezpośrednich według Eurokodu 7, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2012
- [9] Brząkała W., Posadowienie bezpośrednie na gruncie zbrojonym. Podstawowe modele do oceny nośności, GDMT geoinżynieria drogi mosty tunele 2/2017
- [10] Jarominiak A., Lekkie konstrukcje oporowe, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, 1999
- [11] Kosmala-Kot W., Pilch M., Ściana oporowa z gruntu zbrojonego geosyntetykami w technologii biernej, Zeszyty Naukowe Politechniki Częstochowskiej. Budownictwo, 2019, str. 99–104

Wykorzystanie sprężystego podłoża Winklera do analizy dynamicznej mostu pontonowego

Using the Winkler elastic substrate for dynamic analysis of a floating bridge

mgr inż. Jakub Czajkowski (ORCID: 0000-0001-9876-9114), dr inż. Krzysztof Majcher (ORCID: 0000-0002-2047-5666), Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska

DOI: 10.5604/01.3001.0055.2991

Streszczenie: W artykule przedstawiono uproszczony model analizy mostu pontonowego, oparty na sprężystym jednoparametrowym podłożu Winklera. Na podstawie prawa Archimedeasa wyznaczono parametr zastępczej więzi sprężystej podłoża, co przy jednoczesnym wykorzystaniu programu SOFiSTiK (model numeryczny MES) umożliwiło szybkie i efektywne określenie reakcji konstrukcji pod wpływem obciążeń statycznych i dynamicznych. Metoda została zweryfikowana na przykładzie realizacji rzeczywistej przeprawy przez rzekę Odrę.

Słowa kluczowe: podłoże Winklera, most pływający, analizy numeryczne, zastosowanie praktyczne.

Abstract: This paper presents a simplified model for the analysis of a floating bridge, based on an elastic one-parameter Winkler substrate. Based on Archimedes' law, the substitute elastic link parameter of the substrate was determined, which, while using the SOFiSTiK program (FEM numerical model), allowed to quickly and efficiently determine the response of the structure under static and dynamic load. The method was verified on the example of the implementation of an actual crossing over the Oder River.

Keywords: Winkler substrate, floating bridge, numerical analysis, practical application.

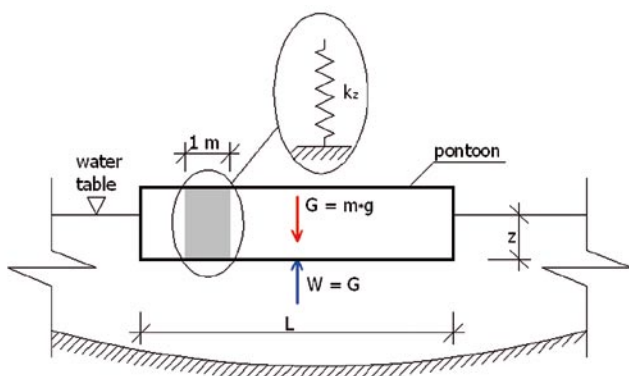
1. Wprowadzenie

Most pontonowy znany również jako most pływający to tymczasowa lub półstała konstrukcja przeprawowa, zbudowana z serii pływających jednostek zwanych pontonami, na których spoczywa ciąg jezdny umożliwiający przemieszczanie się osób, pojazdów oraz sprzętu. Mosty pontonowe są stosowane w sytuacjach, w których brakuje stałych mostów (np. w regionach trudno dostępnych) lub doszło do awarii albo zniszczenia istniejących przepraw podczas, gdy zachodzi potrzeba utrzymania komunikacji pomiędzy brzegami przeszkody wodnej. Ze względu na zastosowanie rozróżnia się mosty pontonowe: wojskowe, cywilne, ratownicze i inżynieryjne. Natomiast ze względu na system konstrukcyjny mosty pontonowe klasyfikuje się jako ciągłe lub dyskretne [1, 2], przy czym rozgraniczenie dotyczy rozmieszczenia pontonów na długości mostu. Projektowanie i analiza mostów pontonowych polega m.in. na [3] określeniu warunków środowiskowych, weryfikowaniu pływalności i stateczności konstrukcji, ustaleniu typów obciążeń uwzględnianych w obliczeniach (np. ciężar własny, ruch pojazdów, falowanie wody, obciążenie wiatrem itp.) i analizie hydrodynamicznej. W przypadku bardziej złożonych warunków środowiskowych [4, 5] wymagane jest precyzyjne i jak najbardziej dokładne modelowanie interakcji między wodą a konstrukcją co przekłada się bezpośrednio

na odpowiedź dynamiczną mostu. Natomiast pominięcie tych efektów może prowadzić do niedoszacowania obciążeń i zagrożenia bezpieczeństwa konstrukcji.

W niniejszym artykule zastosowano koncepcję modelowania interakcji konstrukcji dwusegmentowego mostu pontonowego z wodą na podstawie pracy [6]. Pomysł bazuje na jednym z podstawowych praw fizyki, a mianowicie na prawie wyporu cieczy, sformułowanym przez Archimedeasa. Otóż jeśli siła wyporu wody utożsamiona zostanie z siłą uogólnioną, natomiast głębokość zanurzenia pontonu potraktowana zostanie jako przemieszczenie uogólnione, to zgodnie z definicją więzi sprężystej możliwe będzie wyrażenie parametru zastępczej więzi jako proporcji siły wyporu do zanurzenia. W efekcie określoną sztywność zastępczą k można wykorzystać w jednoparametrowym sprężystym modelu podłoża Winklera, stosowanym na ogół w geotechnice. Zastosowany model umożliwia sprowadzenie złożonej analizy wielośrodowiskowej do analizy statyczno-dynamicznej ciała stałego, dzięki czemu zagadnienie można z powodzeniem rozwiązać w programach komputerowych bazujących na MES (np. SOFiSTiK, Abaqus itp.). Uwzględniając fakt, że wiele programów komercyjnych umożliwia obliczenia z zastosowaniem podłoża Winklera, rozważany w niniejszej pracy model zastępczy może stanowić efektywne narzędzie dla inżynierów, pozwalające rozwiązać omawiane zagadnienie w relatywnie prosty sposób.

2. Model zastępczy podparcia konstrukcji mostu pływającego



Rys. 1. Parametr sztywności zastępczej więzi sprężystej

Zgodnie z prawem Archimidesa na ciało częściowo lub całkowicie zanurzone w płynie działa pionowa, skierowana ku górze siła wyporu W , której wartość jest równa ciężarowi płynu wypartego przez to ciało. Zatem pływające ciało wypiera objętość płynu równą objętości zanurzonej części ciała. Jeśli rozważania sprowadzimy do ośrodka, w którym płynem jest słodka woda, a siła wyporu przeliczona zostanie na jeden metr bieżący długości pontonu mostu pływającego, to zgodnie z powyższym prawem uzyska się następujące zależności:

$$W = 1 \text{ m} \cdot b \cdot z \cdot \rho_w \cdot g$$

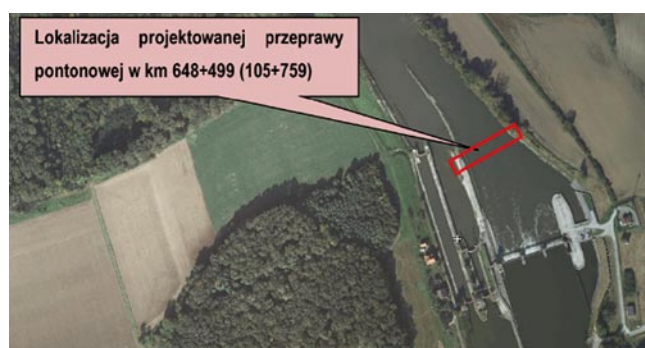
$$k_z = \frac{W}{z} = 1 \text{ m} \cdot b \cdot \rho_w \cdot g \quad (1)$$

gdzie: b jest szerokością pontonu mierzoną w metrach, g jest przyspieszeniem ziemskim, natomiast ρ_w jest gęstością słodkiej wody wyrażoną w kilogramach na metr sześcienny. Zgodnie ze wzorem (1) parametr sztywności k_z zastępczej więzi sprężystej ma miano siły na jednostkę długości. W ten sposób określona sztywność implementowana jest do jednoparametrowego sprężystego modelu podłoża Winklera, zastosowanego w analizach numerycznych jako model zastępczy podparcia konstrukcji mostu pływającego. Ponadto przyjęto następujące założenia, dotyczące modelu:

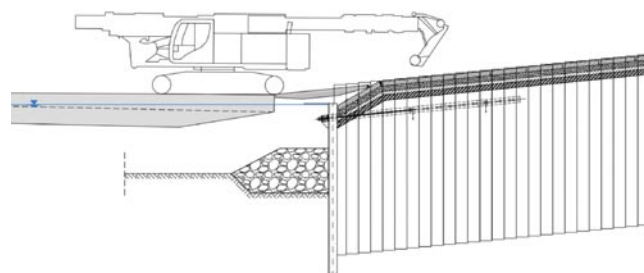
- zastosowano więzy sprężyste jednostronne – w celu uchwycenia efektu ewentualnego uniesienia się fragmentu konstrukcji ponad lustro wody wraz z ograniczeniem siły wyporu (siła ta nie wzrasta po całkowitym zanurzeniu ciała),
- małe przemieszczenia – analizy numeryczne przeprowadzono w zakresie teorii liniowej,
- pominięto wpływ czynnych sił bocznych, działających prostopadle do osi konstrukcji mostu (np. siły spowodowane nurtem rzeki) – most pływający został podparty bocznie za pomocą odciągów zamontowanych do dalb oraz w trakcie przejazdu pojazdów budowlanych przez most dodatkowo zastosowano podparcie boczne pchaczem rzeczny,

3. Opis zadania projektowego

Analiza zachowania się konstrukcji mostu pontonowego została wykonana na podstawie zadania projektowego przeprawy pontonowej przez rzekę Odrę, które było realizowane przez PBW Inżynieria sp. z o.o. z siedzibą we Wrocławiu. Ciąg komunikacyjny został przeprowadzony na dolnym stanowisku jazu Januszkowice (km 648+499 rzeki Odry), we wsi Poborszów (rys. 2). Celem zadania było umożliwienie przejazdu sprzętu budowlanego między zapleczem budowy, zlokalizowanym na prawym brzegu rzeki, a drugą stroną stanowiska jazu w obrębie śluz. Najcięższą przeprawianą przez rzekę maszyną była palownica o masie 70 ton, dla której wymagane było określenie maksymalnej prędkości najazdowej na trap (rys. 3).



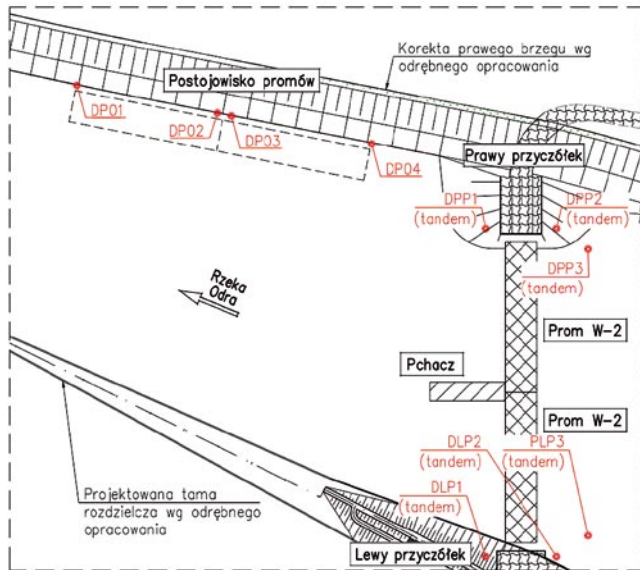
Rys. 2. Lokalizacja projektowanej przeprawy pontonowej na dolnym stanowisku jazu Januszkowice – zdjęcie satelitarne (źródło: <http://google.com/maps/>)



Rys. 3. Schemat przejazdu palownicy przez most pontonowy (sytuacja dla NPP)

Do budowy mostu pontonowego wykorzystano dwa pontony transportowe W-2 o wymiarach 40,0x8,5 m (odpowiednio długość oraz szerokość). Średnie zanurzenie pustego pontonu w wodzie słodkiej wynosiło 0,31 m, natomiast maksymalne równomierne zanurzenie 0,71 m. Most tworzył ciąg komunikacyjny przy wykorzystaniu dwóch przyczółków, trapów najazdowych oraz dalb (rys. 4) wykonanych z grodzic stalowych z linami odciągowymi oraz asekuracyjnymi (kinetycznymi). Połączenie między pontonami zostało zrealizowane na pióro-wpust wraz z naciągami styku przy wykorzystaniu wind zlokalizowanych na krawędzi pontonów, tworząc połączenie przegubowe. W celu stabilizacji

bocznej, podczas przejazdu przez ciąg komunikacyjny, wykorzystano pchacz rzeczny usytuowany w środku rozpiętości mostu pontonowego. Schemat ustroju w fazie pracy (dla wody w zakresie 162,66–162,86 m n.p.m.) przedstawiono na rysunku 4. W przypadku braku realizacji przejazdu, most znajdował się na postojowisku, a w razie wystąpienia zjawisk powodziowych należało przetrzymywać jednostki w porcie.



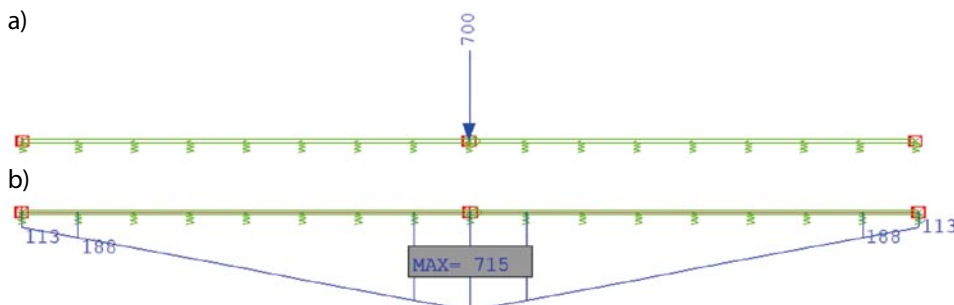
Rys. 4. Schemat ustroju w fazie pracy

4. Analizy numeryczne

Analizę numeryczną poprzedzono analitycznymi równaniami równowagi (2) i (3), dzięki którym określono maksymalne zanurzenie jednostki pływającej w sytuacji, gdy pojazd (reprezentowany jako siła skupiona) znajduje się na zworniku dwóch promów (w środku rozpiętości mostu). Powyższa wstępna analiza posłużyła do walidacji modelu numerycznego. Ze względu na symetrię zagadnienia rozpatrzono jeden ponton z połową obciążenia na jego końcu. W obliczeniach przyjęto następujące dane założone na podstawie charakterystyk jednostki pływającej oraz parametrów pojazdu poruszającego się po przeprawie:

- szerokość pontonu $b = 8,5$ m,

a)



Rys. 5. Analizowany schemat statyczny z obciążeniem na środku zestawu 700 kN (a), przemieszczenia newralgicznych punktów konstrukcji w [mm] (b)

- długość pontonu $L = 40$ m,
- ciężar objętościowy wody $g = 10$ kN/m³,
- ciężar pontonu $P_b = 1050$ kN,
- ciężar pojazdu $P_p = 700$ kN.

Sformułowano następujące równania równowagi:

- równowaga sił pionowych

$$\frac{1}{2} \cdot x \cdot b \cdot \gamma \cdot z = P_b + P_p$$

$$x = \frac{2(P_b + P_p)}{b \cdot \gamma \cdot z} \quad (2)$$

- równowaga momentu siły względem środka ciężkości barki

$$\frac{1}{6} \cdot x^3 \cdot b \cdot \gamma \cdot z = \frac{P_b \cdot L}{2} \quad (3)$$

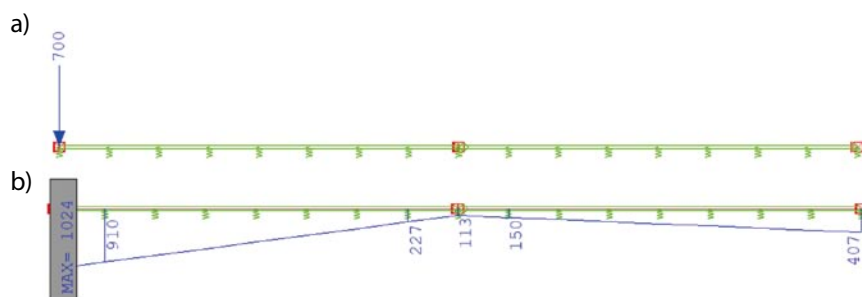
gdzie: x – położenie osi obojętnej, z – maksymalne zagłębienie jednostki pływającej.

Na podstawie wzorów (2) i (3) dla wskazanych parametrów oraz położenia obciążenia wyznaczono maksymalne zanurzenie jednostki pływającej, wynoszące $z = 715$ mm. Następnie przeprowadzono analizę dla płaskiego ustroju belkowego (według teorii belki Timoshenki) wspartego na podłożu sprężystym z wykorzystaniem parametru sztywności, określonego na podstawie wzoru (1). Wyniki przedstawione na rysunku 5b są zgodne z obliczeniami analitycznymi. Powyższa wstępna analiza posłużyła do walidacji modelu numerycznego.

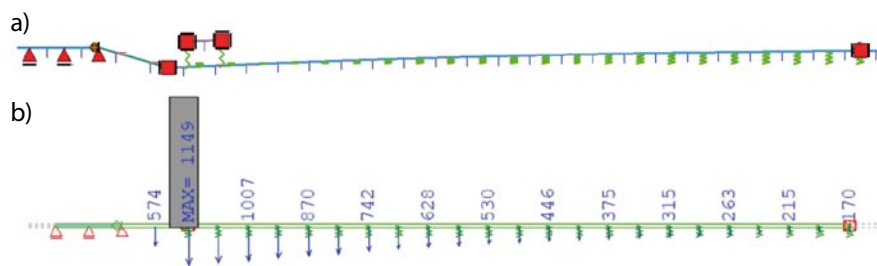
Po walidacji zastępczego modelu podparcia konstrukcji mostu pływającego na podstawie pierwszego przypadku obciążenia (rys. 5) w programie SOFISTIK wykonano dalsze analizy, dotyczące obciążenia zlokalizowanego na skraju zestawu pontonów (rys. 6). W wyniku tych obliczeń wyznaczono maksymalne zanurzenie promu, spowodowane statycznym działaniem obciążenia palownicą. Analiza tego przypadku obciążenia wymagała zastosowania programu bazującego na algorytmach numerycznych, ponieważ formuły analityczne (2) i (3) w rozpatrywanym schemacie konstrukcji nie dają możliwości uwzględnienia przypad-

ku, w którym symetria obciążeń jest zaburzona.

W pracy wykonano także obliczenia w zakresie analizy dynamicznej konstrukcji w celu ustalenia granicznej prędkości najazdowej, która nie powoduje przekroczenia dopuszczalnej wartości zanurzenia wynoszącej 1200 mm. Obliczenia wykonano w programie SOFiStiK w module ASE wykorzystując procedurę



Rys. 6. Analizowany schemat statyczny z obciążeniem na krawędzi zestawu 700 kN (a), przemieszczenia newralgicznych punktów konstrukcji w [mm] (b)



Rys. 7. Analizowany schemat z obciążeniem ruchomym na moście (a), przemieszczenia newralgicznych punktów konstrukcji w [mm] (b)

STEP, która pozwala na interakcję pojazdu z konstrukcją. W analizie tej uwzględniono w sposób uproszczony nabrzeże oraz konstrukcję najazdową (trap). Na podstawie obliczeń określono dopuszczalną prędkość najazdu o wartości 3 km/h (z zaokrągleniem do liczby całkowitej), co wskazuje na stosunkowo dużą wrażliwość konstrukcji mostu pływającego na szybkość z jaką porusza się pojazd, bowiem przy wyższych wartościach prędkości dochodziło do przekroczenia dopuszczalnego zanurzenia konstrukcji.

5. Podsumowanie

Zaprezentowana w artykule metoda wykorzystania sprężystego podłoża Winklera do analizy dynamicznej mostów pontonowych stanowi praktyczne podejście, które może znacząco ułatwić proces projektowania tego typu konstrukcji. Tradycyjna analiza interakcji pomiędzy wodą a mostem pływającym bywa czasochłonna i wymaga zaawansowanych modeli hydrodynamicznych, które nie zawsze są dostępne lub opłacalne do zastosowania w kontekście tymczasowych przepraw. Autorzy wykazali, że przy odpowiednim sparametryzowaniu siły wyporu na podstawie prawa Archimedes, można skutecznie zastąpić skomplikowane modelowanie interakcji wody i konstrukcji znacznie prostszym i bardziej intuicyjnym podejściem sprężystym.

Model Winklera, znany głównie z geotechniki, pozwala na uwzględnienie podstawowej odpowiedzi podłoża (w tym przypadku – cieczy) na przemieszczenia konstrukcji, co sprawia, że jego implementacja w środowiskach MES jest zarówno szybka, jak i zrozumiała dla większości inżynierów projektantów. Dzięki temu możliwe jest przeprowadzanie

analiz, które uwzględniają zarówno efekty statyczne, jak i dynamiczne, a jednocześnie nie wymagają znacznych nakładów obliczeniowych ani specjalistycznej wiedzy z zakresu hydrodynamiki.

Zaletą proponowanego podejścia jest również jego uniwersalność. Może ono znaleźć zastosowanie nie tylko w analizach przepraw dla zaplecza budowlanego, lecz także w projektach inżynierskich wymagających szybkiej oceny bezpieczeństwa eksploatacji – np. podczas sytuacji kryzysowych (powodzie, zniszczenie infrastruktury) czy w działaniach wojskowych. Możliwość precyzyjnego określenia dopuszczalnych parametrów eksploatacyjnych (takich jak maksymalne zanurzenie czy prędkość przejazdu) na podstawie prostych analiz numerycznych jest ogromnym atutem – zwłaszcza w kontekście zwiększają-

cego się znaczenia mobilnych i elastycznych rozwiązań inżynierskich.

Autorzy zwracają uwagę, że choć przyjęty model nie odwzorowuje wszystkich niuansów rzeczywistej interakcji wody z konstrukcją, to jednak jego dokładność w praktycznych zastosowaniach – potwierdzona porównaniem z wynikami analitycznymi oraz rzeczywistą realizacją przeprawy na terenie placu budowy – czyni go wartościowym narzędziem w określaniu kluczowych parametrów, dotyczących mostów pontonowych. Model zastępczy podparcia konstrukcji mostu pływającego, bazujący na sprężystym jednoparametrowym podłożu Winklera, łączy w sobie prostotę modelowania z wystarczającą precyzją, dając inżynierom realne wsparcie w procesie decyzyjnym.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Wang C., Cui M. H., Cheng Z. S., Moan T., A review on design and analysis of floating bridges: Numerical simulations, model tests and field measurements, *Ocean Engineering*, 2024, <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2024.118065>
- [2] Viecili G., Braimah A., Abd El Halim A. E. O., El-Desouky O., Dynamic behavior of ribbon floating bridges analytical and experimental studies, *Transportation research record*, 2013, <https://doi.org/10.3141/2331-04>
- [3] Watanabe E., Utsunomiya T., Analysis and design of floating bridges, *Steel Construction* 2003, <https://doi.org/10.1002/pse.151>
- [4] Fenerci A., Kvåle K. A., Xiang X., Oiseth O., Hydrodynamic interaction of floating bridge pontoons and its effect on the bridge dynamic responses, *Marine Structures*, 2022, <https://doi.org/10.1016/j.marstruc.2022.103174>
- [5] Fenerci A., Xu Y., Oiseth O., Numerical studies on the dynamic behavior of a superlong curved pontoon bridge under wind and wave actions, *Eccomas Proceedia COMPDYN*. 2019, <https://doi.org/10.7712/120119.7352.19214>
- [6] Huang H., Chen X. J., Liu J. Y., Shen H. P., Miao Y. J., Structural analysis method of a pontoon-separated floating bridge connected by elastic hinges, *Ships and Offshore Structures* 2021, <https://doi.org/10.1080/17445302.2021.197882>

Podłużnie uźebrowane stalowe środniki dźwigarów skrzynkowych – naprężenia krytyczne przy ścinaniu

Longitudinally stiffened steel webs of box girders – critical shear stresses

mgr inż. Marek Drzazga (ORCID: 0009-0004-4749-2417), Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska

DOI: 10.5604/01.3001.0055.2992

Streszczenie: W artykule przedstawiono i porównano wybrane metody wyznaczania wartości sprężystych naprężeń krytycznych przy ścinaniu stalowych środników z żebrami podłużnymi na dwóch poziomach. Analizę porównawczą oparto o procedury podane w projekcie normy prEN 1993-1-5:2021 oraz o wyniki analiz numerycznych. Obliczenia przeprowadzono dla trzech grubości środników i dla różnych przekrojów żeber podłużnych. Wykonane analizy uwidoczniły istotne różnice w wynikach obliczeń w zależności od stosowanego podejścia obliczeniowego.

Słowa kluczowe: konstrukcja stalowa, stateczność, ścinanie, naprężenia krytyczne.

Abstract: The article presents and compares selected methods for determining elastic critical shear stress values of steel webs with longitudinal stiffeners. The comparative analysis is based on the procedures given in the draft standard prEN 1993-1-5:2021 and on the results of numerical analyses. The calculations were carried out for three web thickness and for different cross-sections of longitudinal stiffeners. The analyses showed significant differences in the calculations results depending on the calculation approach.

Keywords: steel structure, stability, shearing, critical stress.

1. Wprowadzenie

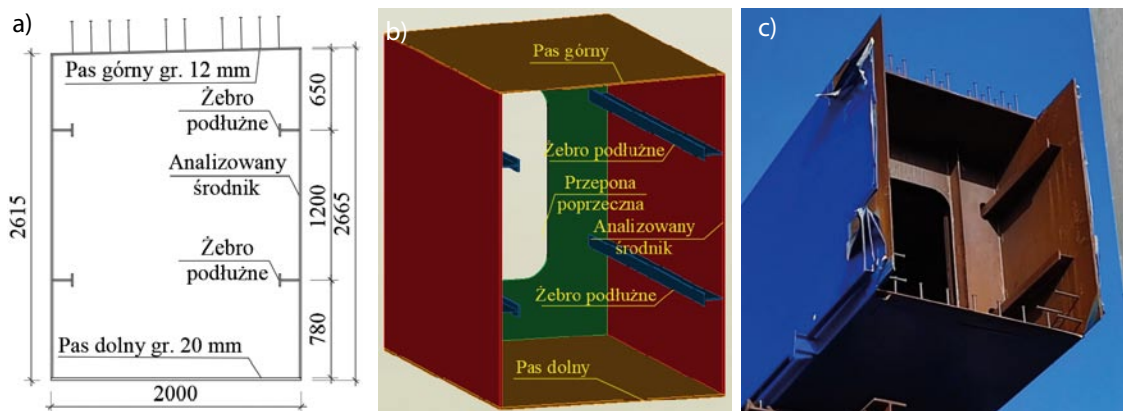
Smukłe stalowe środniki klasy 4 mogą utracić nośność z uwagi na niestateczność związaną z naprężeniami normalnymi i naprężeniami stycznymi mniejszymi od granicy plastyczności (w odniesieniu do naprężeń zredukowanych określonych w analizie sprężyste). Aby zwiększyć nośność środników oraz zoptymalizować zużycie stali, w strefie ściskanej często stosuje się żebra podłużne, które mają za zadanie zwiększyć sztywność giętną paneli środników z płaszczyzny. Stosowanie żeber usztywniających, zwłaszcza podłużnych na jednym lub dwóch poziomach, komplikuje obliczenia związane z wyznaczaniem krytycznych naprężeń normalnych, stycznych oraz ich interakcji. Jest to silnie związane

ze złożonością problemu niestateczności oraz możliwym lokalnym wyboczeniem subpaneli i globalnym wyboczeniem całego panelu środnika. W niniejszym artykule przedstawiono i porównano trzy metody ustalania sprężystych naprężeń krytycznych przy ścinaniu τ_{cr} dla paneli usztywnionych na dwóch poziomach żebrami podłużnymi o różnym przekroju poprzecznym. Analizę porównawczą opisano na przykładzie stalowego środnika dźwigara mostu zespolonego.

2. Geometria analizowanego środnika

Analizowano panel środnika dźwigara skrzynkowego o szerokości 2000 mm i różnej wysokości konstrukcyjnej ściany

Rys. 1. Geometria dźwigara skrzynkowego: a) przekrój poprzeczny; b) aksonometria segmentu dźwigara stalowego; c) zdjęcie dźwigara nośnego mostu w ciągu drogi S3 w czasie montażu



bocznej (2615 do 2665 mm) związanej ze spadkiem poprzecznym mostu. Do analizy przyjęto wyższy średnik, który między pasami ma wysokość w świetle 2630 mm. W kierunku podłużnym dźwigar usztywniony został przeponami poprzecznymi o grubości 12 mm w rozstawie osiowym równym 3000 mm. Analizowany średnik został usztywniony żebrami podłużnymi na dwóch poziomach w odległości osiowej 780 i 1980 mm od pasa dolnego. Dźwigar skrzynkowy zaprojektowano ze stali S460N. Geometria analizowanego przekroju skrzynkowego wraz z lokalizacją żeber zgodnie z rysunkiem 1 (na rysunku przedstawiono wariant z żebrami teowymi). Rozważany dźwigar skrzynkowy stanowi element nośny przeprawy mostowej nad rzeką Dziwna w ciągu drogi ekspresowej S3 w województwie zachodniopomorskim (rys. 1c).

3. Nośność obliczeniowa uźebrowanego średnika przy ścinaniu według prEN 1993-1-5:2021 [1]

W projekcie normy prEN 1993-1-5:2021 [1] podobnie jak w obecnej wersji PN-EN 1993-1-5:2008 [2] podano dwie procedury wyznaczania nośności smukłych płyt stalowych dla prostych i złożonych stanów naprężenia – mianowicie metodę szerokości efektywnych oraz metodę naprężeń zredukowanych. W metodzie szerokości efektywnych udział średnika w nośności obliczeniowej przekroju przy ścinaniu blachownicy z żebrami wynosi:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (1)$$

w którym:

χ_w – współczynnik redukcji ze względu na niestateczność przy ścinaniu,

f_{yw} – granica plastyczności stali średnika,

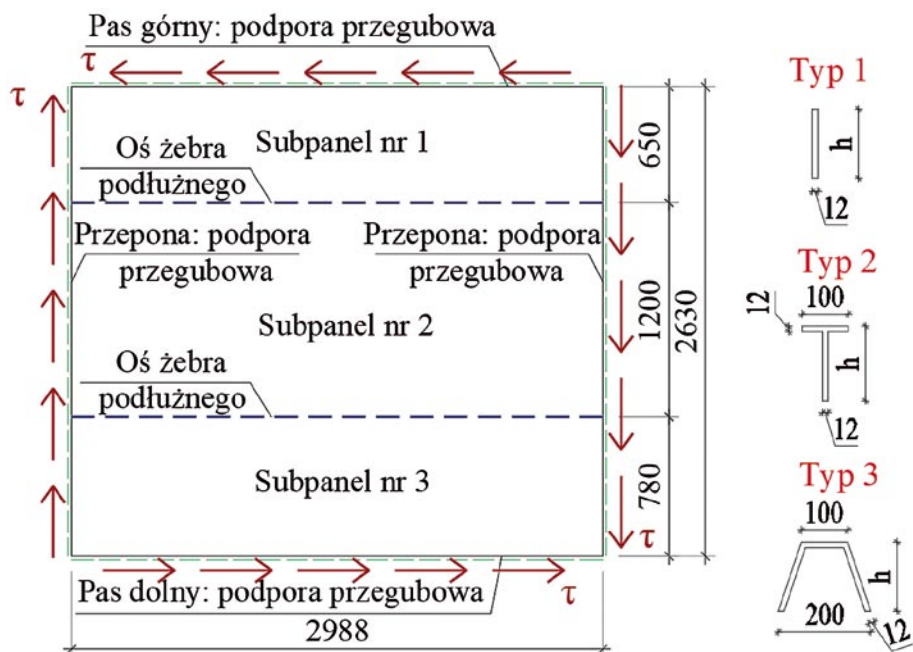
h_w – wysokość panelu średnika,

t – grubość średnika,

γ_{M1} – współczynnik częściowy w ocenie stateczności, równy 1,1.

W metodzie naprężeń zredukowanych wyężenie elementu w przypadku czystego ścinania uwzględnia się poprzez wzór:

$$3 \left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_w} \right)^2 \leq \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}} \quad (2)$$



Rys. 2. Model obliczeniowy: a) panel średnika; b) typy przekrojów podłużnych żeber, wymiary w mm

w którym:

τ_{Ed} – obliczeniowe naprężenia ścinające występujące w panelu średnika.

W obu podejściach obliczeniowych projektant staje przed koniecznością wyznaczenia współczynnika redukującego nośność obliczeniową przekroju χ_w ze względu na niestateczność przy ścinaniu, który wyznacza się na podstawie sprężystych naprężeń krytycznych ścinanych paneli. Obliczenia powinny prowadzić się zarówno dla całego panelu średnika, jak i dla wszystkich poszczególnych subpaneli.

4. Model obliczeniowy oraz metody analiz

Przyjęto przegubowe podparcie panelu średnika po obwodzie oraz stałą lokalizację żeber podłużnych na wysokości średnika. Model obliczeniowy przedstawiono na rysunku 2a (wymiarów podano w mm). Naprężenia krytyczne przy ścinaniu τ_{cr} wyznaczono dla paneli średników o trzech grubościach: 10, 14, 20 mm uwzględniając różne przekroje żeber podłużnych (rys. 2b). Rozważano uźebrowanie w postaci płaskownika (Typ 1), teownika (Typ 2) i trapezowego przekroju zamkniętego (Typ 3), zakładając stałą grubość blach składowych żeber równą 12 mm. Zakres wysokości konstrukcyjnej żeber h przyjęto od wartości 20 do 300 co 20 mm. Obliczono również naprężenia krytyczne przy ścinaniu panelu średnika bez żeber podłużnych.

Obliczenia przeprowadzono analitycznie zgodnie z postanowieniami prenormy [1] oraz numerycznie z wykorzystaniem programu do wyznaczania mnożnika krytycznego elementów płytowych EBPlate [4]. W celu walidacji wyników otrzymanych w programie EBPlate [4] w programie do zaawansowanych analiz numerycznych SOFiSTiK [5]

wykonano parametryczny model środniaka oraz przeprowadzono obliczenia w zakresie naprężeń krytycznych przy ścinaniu.

5. Procedura wyznaczania τ_{cr} według [1]

Współczynnik redukcyjny przy ścinaniu χ_w wyznacza się z tabeli 7.1 prenormy [1] na podstawie względnej smukłości płytowej określonej ogólnym wzorem:

$$\overline{\lambda}_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} \quad (3)$$

gdzie sprężyste naprężenia krytyczne przy ścinaniu wyznacza się ze wzoru: $\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E$ w którym:

k_τ – minimalny parametr niestateczności przy ścinaniu panelu środniaka, a:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E t^2}{12(1 - \nu^2) b^2} \quad (5)$$

gdzie:

E – moduł sprężystości podłużnej,

ν – współczynnik Poissona,

b – wysokość panelu lub subpanelu środniaka.

Parametr niestateczności przy ścinaniu, zgodnie z zaleceniami prenormy [1], można wyznaczać metodami numerycznymi lub zgodnie z załącznikiem A.5 do prenormy [1]. Dla panelu środniaka bez żeber lub z więcej niż 2 żebrami podłużnymi parametr ten według [1] oblicza się ze wzorów:

$$k_\tau = 5,34 + 4,00 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{\tau,sl} \text{ gdy } \frac{a}{h_w} \geq 1 \quad (6)$$

$$k_\tau = 4,00 + 5,34 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{\tau,sl} \text{ gdy } \frac{a}{h_w} < 1 \quad (7)$$

gdzie:

$$k_{\tau,sl} = \max \left\{ 9 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \left(\frac{\beta_{sl} I_{sl}}{h_w t^3} \right)^{0,75}; \frac{2,1}{t} \left(\frac{\beta_{sl} I_{sl}}{h_w} \right)^{1/3} \right\} \quad (8)$$

h_w – wysokość panelu środniaka,

a – rozstaw żeber poprzecznych,

β_{sl} – jest równe 1,0 dla otwartych żeber podłużnych, a dla żeber zamkniętych 3,0,

I_{sl} – moment bezwładności przekroju żebra podłużnego wraz z częścią współpracującą środniaka względem osi z-z.

W przypadku ścianek z jednym lub dwoma żebrami podłużnymi można stosować wzór (6), o ile stosunek a/h_w jest większy, bądź równy 3. W przeciwnym razie parametr niestateczności oblicza się według wzoru:

$$k_\tau = 4,1 + \left(6,3 + 0,18 \frac{\beta_{sl} I_{sl}}{h_w t^3} \right) \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + 2,2 \left(\frac{\beta_{sl} I_{sl}}{h_w t^3} \right)^{1/3} \quad (9)$$

Warto zauważyć, że zapis w obecnej normie [2] w punkcie 5.3 (4) dotyczący konieczności redukcji momentu bezwładności żebra podłużnego o 2/3 został w prenormie [1] doprecyzowany. Zwrócono uwagę, że wzór (9) uwzględnia już tę redukcję dla środków z żebrami podłużnymi. Ponadto wprowadzono współczynnik β_{sl} , który ma zadanie niwelować wspomnianą redukcję w przypadku żeber o przekroju zamkniętym. Zgodnie z [6] przytoczona redukcja spowodowana jest ograniczeniem nadkrytycznej nośności na ścinanie uźebrowanego panelu środniaka w porównaniu z nieuźebrowanym podłużnie panelem. Redukcja momentu bezwładności I_{sl} dla paneli uźebrowanych wynika z zastosowania w [1] tej samej funkcji redukcyjnej, co w przypadku paneli nieuźebrowanych.

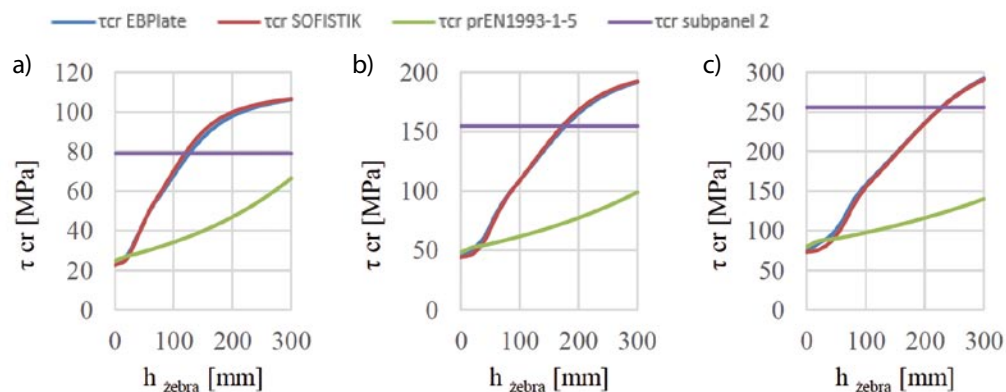
6. Wyniki obliczeń

W wyniku przeprowadzonych analiz otrzymano wykresy (rys. 3–5) przedstawiające wartości naprężeń krytycznych przy ścinaniu τ_{cr} w zależności od grubości środniaka oraz rodzaju i wysokości przekroju żebra podłużnego dla wszystkich trzech podejść obliczeniowych. Wykresy dla środków usztywnionych podłużnie płaskownikiem (Typ 1) przedstawiono na rysunku 3, dla środków z żebrami teowym (Typ 2) – na rysunku 4, a z trapezowym (Typ 3) – na rysunku 5.

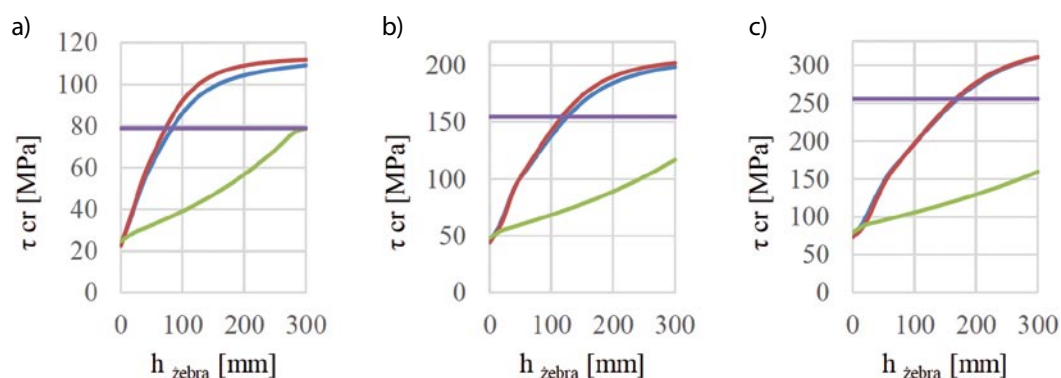
Zgodnie z zapisami prenormy [1] obliczenia τ_{cr} należy prowadzić zarówno dla całego panelu, jak i dla pojedynczych subpaneli środniaka i wybrać mniejszą wartość. Na wykresach zaznaczono również poziom naprężeń krytycznych obliczonych według [1] dla wyizolowanego subpanelu 2, czyli subpanelu o największej smukłości na ścinanie (patrz rys. 2). Jest to ograniczenie od góry naprężeń krytycznych przy ścinaniu dla całego panelu wyznaczonych w oparciu o procedury normowe według [1].

Wartości τ_{cr} obliczone zgodnie z procedurą podaną w [1] są zdecydowanie mniejsze od wyników otrzymanych na podstawie analiz numerycznych. Największe rozbieżności występują w przypadku żeber trapezowych, gdzie naprężenia krytyczne przy ścinaniu wyznaczone z wykorzystaniem programów EBPlate [4] i SOFiSTiK [5] (dla rozważanych wysokości żeber) są maksymalnie nawet 3-krotnie większe od tych wyznaczonych ze wzorów normowych podanych w [1]. W przypadku zastosowania żeber z płaskowników lub teowników stosunek naprężeń wyliczonych numerycznie, a wyznaczonych według [1] – w przeważającej liczbie przypadków – oscyluje na poziomie 2. Jednocześnie wyniki otrzymane z wykorzystaniem obu programów numerycznych charakteryzują się bardzo dobrą zbieżnością.

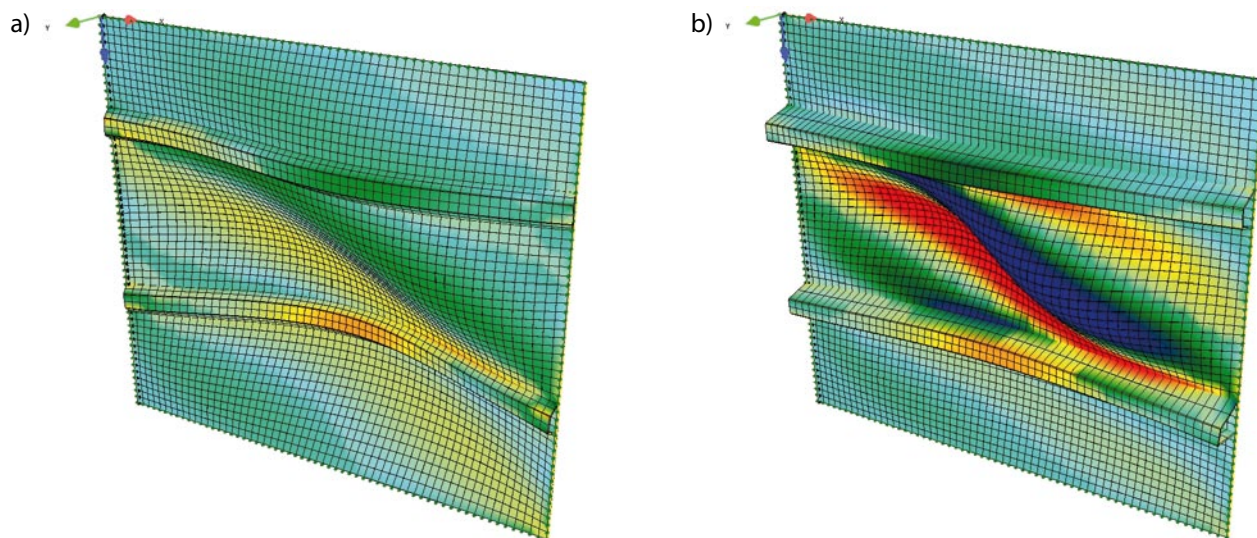
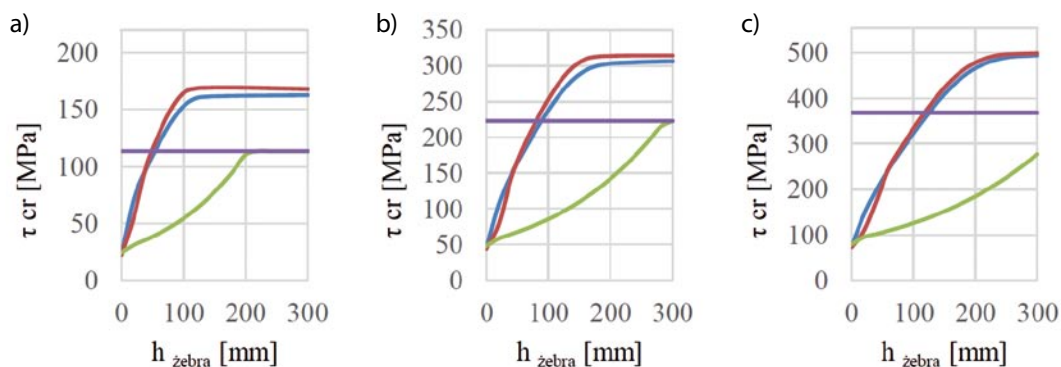
Rys. 3. Wyniki obliczeń dla środników z żebrami z płaskowników (Typ 1): a) środnik grubości 10 mm, b) środnik grubości 14 mm, c) środnik grubości 18 mm



Rys. 4. Wyniki obliczeń dla środników z żebrami teowymi (Typ 2): a) środnik grubości 10 mm, b) środnik grubości 14 mm, c) środnik grubości 18 mm



Rys. 5. Wyniki obliczeń dla środników z żebrami trapezowymi (Typ 3): a) środnik grubości 10 mm, b) środnik grubości 14 mm, c) środnik grubości 18 mm



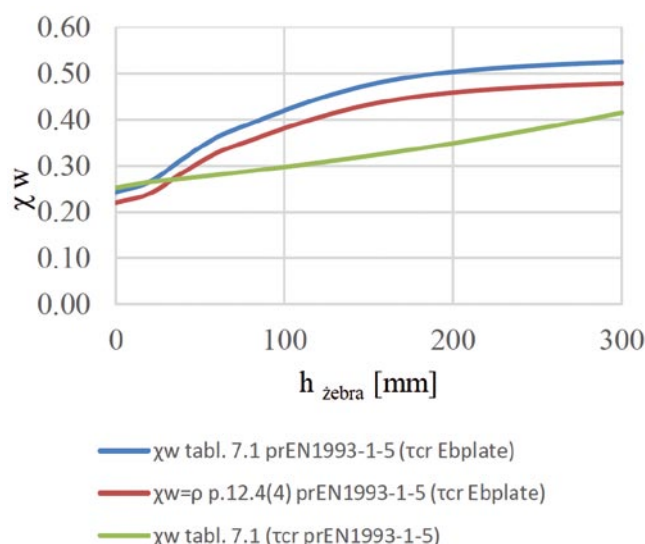
Rys. 6. Wybrane formy wyboczeniowe SOFiSTiK [5]: a) dominująca globalna; b) dominująca lokalna

Rozbieżności w zakresie wartości otrzymanych metodami numerycznymi i metodą analityczną są największe dla wysokości żeber najczęściej stosowanych, tj. w zakresie wysokości 80–220 mm. Dla żeber wyższych niż 220 mm lub niższych niż 80 mm rozbieżności maleją i w przypadku średnika bez żeber podłużnych wartości naprężeń krytycznych τ_{cr} przy ścinaniu, wyznaczone analitycznie i numerycznie są takie same.

Dla małych wysokości przekroju poprzecznego żebra średnika ulega globalnej utracie stateczności przy ścinaniu, np. średnik $t = 18$ mm z żebrami trapezowymi $h = 60$ mm (rys. 6a). W przypadku analiz z wykorzystaniem programów numerycznych, od pewnej wysokości przekroju żebra, zanika wzrost wartości naprężeń krytycznych przy ścinaniu. Jest to spowodowane faktem, że od pewnej sztywności giętnej i giętno-skrętnej żebra podłużnego dominującą formą utraty stateczności jest lokalne wyboczenie subpanelu średnika o największej smukłości ścinania np. średnik $t = 18$ mm z żebrami trapezowymi $h = 200$ mm (rys. 6b).

Dla średników, w których dominuje lokalna utrata stateczności subpanelu, wartość naprężeń krytycznych obliczona z wykorzystaniem metody elementów skończonych jest również większa niż otrzymana dla wyizolowanego subpanelu i obliczeń według [1]. Wpływ na to ma m.in. założone w metodzie normowej przegubowe podparcie subpaneli na krawędziach i brak uwzględnienia sztywności skrętnej żeber i współpracującego efektu sąsiednich subpaneli.

Dodatkowo zwraca się uwagę, że dalsza procedura wyznaczania współczynnika redukcyjnego χ_w w metodzie naprężeń zredukowanych według [1] może przebiegać dwutorowo, dając nieznacznie różne wyniki. Współczynnik χ_w można wyznaczać z tablicy 7.1 prenormy [1] na podstawie względnej smukłości płytowej według wzoru (3) lub zgodnie z procedurą podaną w punkcie 12.4(4) prenormy [1] dotyczącą ogólnej krzywej wyboczeniowej, w której dla czystego ścinania



Rys. 7. Wartości współczynnika redukcyjnego χ_w dla średnika grubości 10 mm i żeber z płaskowników

mamy $\bar{\lambda}_p = \bar{\lambda}_w$ i $\chi_w = \rho$. Przykładowo dla średnika grubości 10 mm z uźebrowaniem z płaskownika, wartości χ_w wyznaczone w oparciu o tablicę 7.1 prenormy [1] są do 10% większe niż te wyznaczone według punktu 12.4(4) [1] przy tym samym τ_{cr} . Wykresy χ_w wyznaczone obiema metodami w zależności od wysokości usztywniającego żebra podłużnego dla naprężeń krytycznych wyznaczonych przy pomocy programu EBPlate [4] przedstawiono na rysunku 7. Przedstawiono również porównawczo wykres χ_w według tablicy 7.1 [1] przy naprężeniach krytycznych wyznaczonych ze wzoru (4) pokazując skalę rozbieżności końcowego wyniku.

7. Podsumowanie

W artykule przedstawiono i porównano wartości naprężeń krytycznych przy ścinaniu średników wyznaczone wg procedur prenormy [1] i na podstawie analiz numerycznych. Analizie poddano średniki z różnie ukształtowanym żebraniem podłużnym. Z porównania otrzymanych wartości naprężeń stycznych wynika duży konserwatyzm procedur zawartych w prenormie [1]. Optymalnym, a zarazem bardzo przydatnym przy projektowaniu i wyznaczaniu naprężeń krytycznych przy ścinaniu smukłych konstrukcji z blach może okazać się program EBPlate [4], który dzięki intuicyjnemu interfejsowi daje możliwość łatwej aplikacji w obliczeniach inżynierskich. Analizę wykonuje się tylko raz dla całego panelu średnika, a otrzymany wynik uwzględnia już potencjalną lokalną utratę stateczności subpaneli. Duża zbieżność wyników uzyskanych w programie EBPlate [4] i SOFiSTiK [5] potwierdza wstępną poprawność uzyskanych wyników. Zauważono również, że przeprowadzając obliczenia zgodnie z prenormą [1] można na wielu etapach (stosując alternatywne podejścia) otrzymać różne wyniki i finalnie zupełnie rozbieżne wartości końcowych współczynników niestateczności przy ścinaniu χ_w , a tym samym zupełnie różne nośności z uwagi na utratę stateczności.

BIBLIOGRAFIA

- [1] prEN 1993-1-5:2021 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural elements CEN/TC 250/SC 3 N 3306
- [2] PN-EN-1993-1-5:2008 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-5: Blachownice
- [3] Żmuda J., Projektowanie konstrukcji stalowych cz. 2, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2016
- [4] EBPlate: Software developed by CTICM. Version 2.01
- [5] SOFiSTiK AG: Software for Structural Engineers. Version 2024
- [6] Beg D., Kuhlmann U., Davaine L., Braun B., ECCS Eurocode Design Manuals. Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-5 – Design of Plated Structures. ECCS, Ernst and Sohn, Berlin

Badanie wpływu pracy maszyn na drgania konstrukcji wsporczej w hali produkcyjno-magazynowej

Investigation of the impact of machine operation on the vibrations of the supporting structure in a production and storage hall

dr inż. Jacek Grosel (ORCID: 0000-0002-4815-1719), dr inż. Wojciech Pakos (ORCID: 0000-0002-3595-6577), Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska

DOI: 10.5604/01.3001.0055.2993

Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki analizy dynamicznej konstrukcji wsporczej, której nadmierne drgania wywoływane są pracą maszyn. Wykonano pomiary drgań w różnych punktach konstrukcji przy zróżnicowanych parametrach pracy. Analiza wyników wykazała, że głównym źródłem drgań są wstrząsacze pracujące z $f \approx 25$ Hz. Stwierdzono, że drgania w kierunku pionowym są około 8 razy większe niż w kierunkach poziomych. Drgania pomostów były około 4,6 razy wyższe niż drgania konstrukcji stalowej. Konieczne jest dalsze monitorowanie, a także modernizacja systemu monitorującego proces produkcyjny.

Słowa kluczowe: konstrukcja wsporcza, maszyny, pomiary drgań, analiza drgań.

Abstract: This paper presents the results of a dynamic analysis of a support structure. The analysis was performed to identify excessive vibrations caused by the operation of machinery. Vibration measurements were taken at different points of the structure with different operating parameters. Analysis of the results showed that the main source of vibration is the shakers operating at $f \approx 25$ Hz. Vibrations in the vertical direction were about 8 times higher than in the horizontal directions. The vibration of the platforms was about 4,6 times higher than the vibration of the steel structure. It is essential to continue monitoring and upgrade the system that monitors the production process.

Keywords: supporting structure, machinery, vibration measurements, vibration analysis.

1. Wprowadzenie

W halach przemysłowych, gdzie pracują maszyny o dużych gabarytach i mocy, kluczową rolę odgrywa stabilność konstrukcji wsporczych. Drgania generowane przez te urządzenia mogą prowadzić do poważnych problemów, takich jak uszkodzenia maszyn, awarie konstrukcji, a nawet zagrożenie dla bezpieczeństwa pracowników. Dlatego też pomiary drgań konstrukcji wsporczych stanowią nieodzowny element monitorowania stanu technicznego obiektów przemysłowych [1, 2].

W praktyce inżynierskiej coraz powszechniej stosuje się metody eksperymentalne oparte na analizie modalnej, takie jak Klasyczna Analiza Modalna (EMA) oraz Operacyjna Analiza Modalna (OMA), które umożliwiają identyfikację częstotliwości własnych i kształtów drgań konstrukcji poddanych wymuszeniom dynamicznym [1–5]. Szczególnie w przypadku dużych obiektów przemysłowych, jak fundamenty młynów kulowych czy kotłów odzysknicowych, OMA okazuje się znacznie bardziej efektywną metodą – pozwalającą na analizę drgań przy naturalnych warunkach pracy, bez konieczności stosowania specjalistycznych układów wzbudzających [6, 7]. Badania eksperymentalne prowadzone na fundamentach

pomp i młynów kulowych wskazują, że przyczyną nadmiernych wibracji może być zarówno rezonans strukturalny, jak i niewłaściwy stan techniczny maszyn. W takich przypadkach właściwa interpretacja wyników analiz modalnych pozwala nie tylko zidentyfikować źródło problemu, ale także zaproponować skuteczne modyfikacje konstrukcyjne, mające na celu rozstrojenie układu drgającego oraz poprawę bezpieczeństwa eksploatacyjnego [1, 6, 7].

Procedury diagnostyczne często obejmują zarówno badania doraźne (in situ), jak i wdrażanie systemów ciągłego monitorowania [2, 8]. Powinny być przeprowadzane zgodnie z obowiązującymi normami i wytycznymi, takimi jak PN-B-02171:2017-06 [9], PN-B-02170:2016-11 [10]. Takie działania diagnostyczne są kluczowe przez cały cykl życia konstrukcji, począwszy od fazy projektowania i wykonawstwa, aż po bieżący okres eksploatacji. Dzięki ciągłemu pozyskiwaniu i analizie danych o drganiach, potencjalne degradacje lub zbliżające się awarie mogą być wcześniej zidentyfikowane. Pozwala to na planowane, terminowe interwencje, minimalizując nieplanowane przestoje, wydłużając żywotność krytycznych maszyn i konstrukcji oraz znacząco zwiększając ogólne bezpieczeństwo i wydajność produkcji.

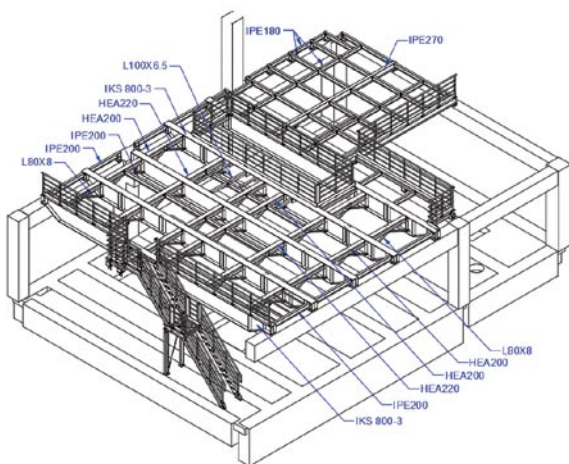
Tabela 1. Piezoelektryczne akcelerometry zastosowane w pomiarach

Typ		DeltaTron 8340 sejsmiczny		ThetaShear 4507B-005 z TEDS
Czułość		1 V/(m/s ²)		100 mV/(m/s ²)
Zakres częstotliwości		od 0,1 Hz do 1500 Hz		od 0,4 Hz do 6 kHz
Zakres pomiarowy		do 5 m/s ² (peak)		do 70 m/s ² (peak)
Wartość impulsu niszczącego		1 km/s ²		50 km/s ²
Poziom szumów szerokopasmowych		0,25 mm/s ²		1,5 mm/s ²
Częstotliwość rezonansowa		7 kHz		18 kHz
Masa		775 gramów		4,8 grama

Celem pracy jest przedstawienie wyników badań dynamicznych konstrukcji wsporczej w środowisku przemysłowym, z uwzględnieniem zastosowania technik pomiarowych oraz interpretacji ich wyników w kontekście diagnostyki technicznej. Zaprezentowane zostaną studia przypadków, które ilustrują zarówno zalety, jak i ograniczenia metod pomiarowych w rzeczywistych warunkach eksploatacyjnych.

2. Opis konstrukcji i aparatury pomiarowej

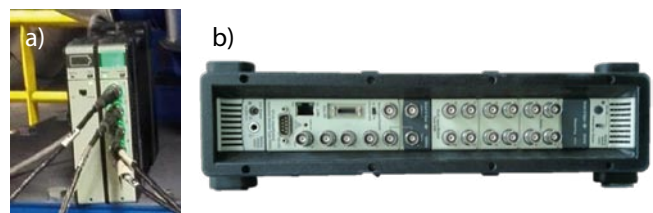
Artykuł opisuje badania stalowej, rusztowej konstrukcji wsporczej wraz z maszynami, zlokalizowanej w hali produkcyjno-magazynowej. Konstrukcję stropu stanowią belki główne IKS800-3 o rozpiętości około 12,9 m w rozstawie około 2,3 m, które oparte są na podciągach i słupach żelbetonowych (rys. 1 i 3). Do belek głównych dołączone są belki poprzeczne HEA220 i HEA200 w rozstawie około 2,30 m. Do niektórych belek poprzecznych dołączone są prostopadle belki IPE200. Elementy konstrukcyjne połączone są przez spawanie albo połączenia śrubowe sprężane. Na elementach belkowych opierają się płyty pomostu wykonane z blach stalowych. Całkowity ciężar konstrukcji stalowej (bez maszyn i urządzeń) wynosi 23 159 kg.

**Rys. 1.** Widok izometryczny konstrukcji wsporczej (strop stalowy)

Pomiary wykonano przy użyciu systemu pomiarowego PULSE. Wykorzystano dwie kasety pomiarowe produkcji firmy Brüel&Kjær, które stanowią część systemu PULSE:

- czterokanałową kasetą pomiarową typu 3050 (rys. 2a) – w pierwszym dniu pomiarów wielopunktowych,
- kasetę pomiarową typu 3560-C (rys. 2b) – w drugim dniu pomiarów wielopunktowych.

Zastosowano dwa rodzaje akcelerometrów: akcelerometr sejsmiczny typu 8340, akcelerometr typu 4507B-005 (tab. 1).

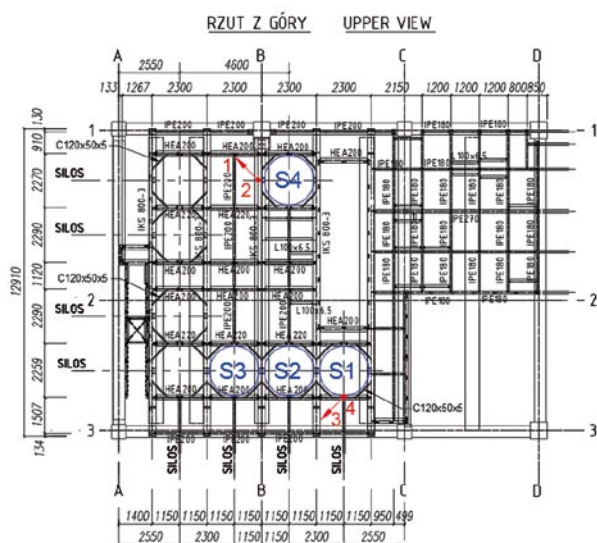
**Rys. 2.** Kasety pomiarowe systemu PULSE firmy Brüel & Kjær: a) typ 3050, b) typ 3560-C

3. Opis i wyniki badań

Z wielu zarejestrowanych pomiarów drgań wykonanych na badanym obiekcie wybrano interesujące z punktu widzenia poznawczego fragmenty, które mogą obrazować charakterystyczną pracę konstrukcji. Pomiary drgań przeprowadzono w dwóch konfiguracjach: pomiary wielopunktowe oraz pomiar jednopunktowy. Pomiary wielopunktowe polegały na jednoczesnym pomiarze kilku sygnałów, takie pomiary przeprowadzono w dwóch dniach – w odstępie 25 dni. Natomiast pomiar jednopunktowy to ciągły dwudziestoczterodniowy trójosiowy pomiar przyspieszeń w jednym punkcie konstrukcji.

Badania wykonane w pierwszym dniu pomiarów wielopunktowych pozwoliły zarejestrować drgania służące określeniu wielkości drgań wybranych punktów stropu, na którym oparte są silosy przy różnych konfiguracjach pracy silosów S1, S2, S3, S4. Praca silosów to ich napełnianie bądź opróżnianie, to ostatnie wykorzystuje oddziaływanie grawitacyjne oraz wspomagane jest wstrząsaczami umiejscowionymi w dolnej części leja silosu. W systemie informatycznym nadzorującym technologię produkcji rejestrowane są informacje o masie surowców wychodzących z silosów (w dalszej części, w tym na rysunkach, jest opisywane jako „ubytek masy”), nie są natomiast mierzone i zapisywane wartości masy ładowanej do silosów („napełnianie silosu”). W każdym z silosów

magazynowany jest tylko jeden typ surowca (I albo II) – czas wyładunku materiału z silosu wynika z produkcyjnego zapotrzebowania technologicznego. W pomiarach wykonanych pierwszego dnia wykorzystano czterokanałową kasetę pomiarową typu 3050 (rys. 2a) oraz akcelerometry sejsmiczne Bruel&Kjaer 8340 (tab. 1). Punkty pomiarowe na silosach (pokazano jedno, wybrane ustawienie nr 3): S4 (kanał 1 – poziomo, kanał 2 – pionowo) oraz S1 (kanał 3 – poziomo, kanał 4 – pionowo) zaznaczono na rysunku 3.

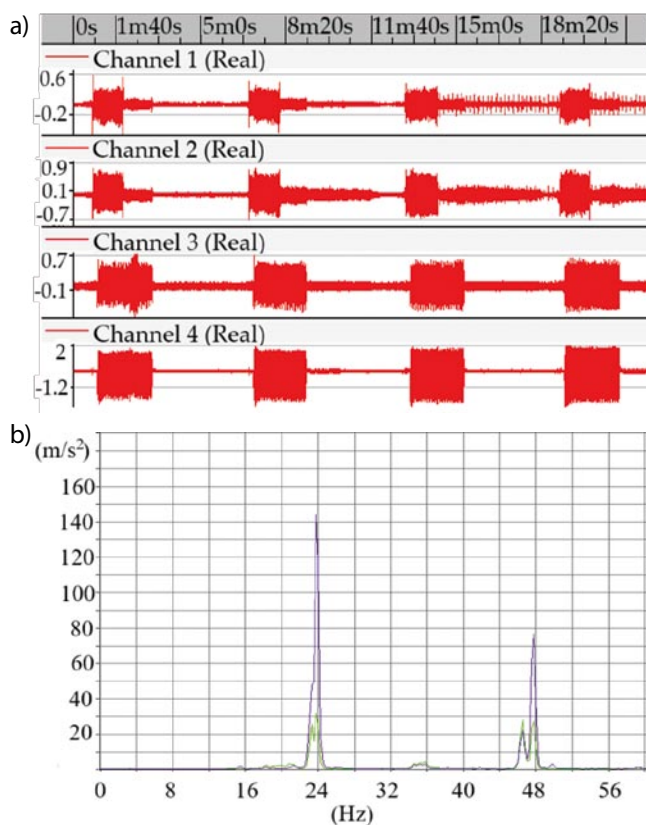


Rys. 3. Oznaczenie silosów oraz usytuowanie punktów pomiarowych – ustawienie 3

Na rysunku 4a przedstawiono przebiegi czasowe drgań zarejestrowanych w ustawieniu nr 3, widoczne są charakterystyczne „paczki” – odcinki czasowe większych poziomów drgań przeplatane odcinkami niższych poziomów drgań. Drgania poziome rejestrowane w punktach podparcia silosów (kanały 1, 3) – mają niższe poziomy od drgań pionowych rejestrowanych w tych punktach (kanały 2, 4).

Na podstawie analizy zarejestrowanych drgań można sformułować następujące wnioski: drgania w kierunku pionowych mają większą wartość niż drgania w kierunkach poziomych; dominujące poziome drgania związane są z pracą wstrząsaczy (24 i 48 Hz – rysunek 4b); występujące inne wzbudzenia mają niewielki poziom w porównaniu do drgań wywołanych przez pracę wstrząsaczy. Wykorzystując technikę animacji drgań strukturalnych ODS (*Operating Deflection Shapes*) [3, 11], w przypadku silosów S1 i S2 dominującą postacią drgań były drgania w płaszczyźnie pionowej (równoległe do osi C, prostopadłe do osi 3).

Badania wykonane w drugim dniu pomiarów wielopunktowych pozwoliły zarejestrować drgania – przy różnych konfiguracjach pracy silosów S2, S3, S4 – na podstawie których określono wielkości drgań wybranych punktów stropu będącego podparciem silosów. W pomiarach wykorzystano kasetę pomiarową typu 3560-C (rys. 2b) oraz akcelerometry sejsmiczne Bruel&Kjaer 8340 i akcelerometry uniwersalne



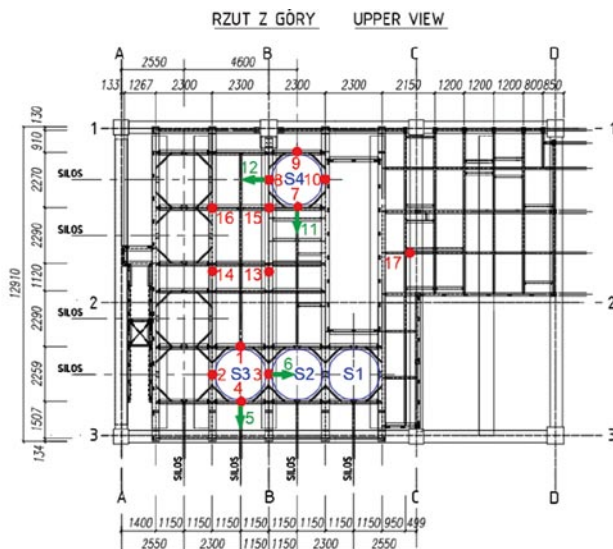
Rys. 4. Przykładowy przebieg czasowy drgań (a), widmo częstotliwościowe: kanał 1 – zielony, kanał 2 – niebieski (b)

typu 4507B-005 (tab. 1). Celem pomiarów przeprowadzonych w tym dniu było znalezienie zależności poziomu drgań konstrukcji stropu od parametrów procesu technologicznego. Parametry, którymi można sterować z poziomu systemu informatycznego zarządzającego produkcją to:

- wybór pracujących silosów. Niezmiennie pracuje silos S4 (surowiec II), zmieniać można pracujący silos z surowcem I. W dniu pomiarów surowiec I pobierany był z silosu S3 oraz S2;
- stopień napełnienia silosu z surowcem I bądź z surowcem II. Dokładne oszacowanie zawartości materiału w silosie, jak już wspomniano wcześniej, nie jest możliwe, z tego powodu ocena masy materiału w konkretnej chwili czasowej jest bardzo przybliżona.

Surowiec I oraz surowiec II są to materiały wsadowe silosów, których gęstość właściwa wynosi w przybliżeniu odpowiednio 1,7 g/cm³ oraz 2,7 g/cm³. Do oceny poziomu drgań przyjęto wartość średniokwadratową z 10 sekund (w dalszej części artykułu oznaczano „RMS z 10 s” bądź „RMS10”, RMS od powszechnie używanej angielskiej nazwy „root mean square value”). Zastosowanie takiego uśredniania pozwala na uniknięcie fałszywych interpretacji związanych z wartościami chwilowymi (chwilowe losowe fluktuacje amplitudy, wpływ przypadkowych uderzeń). Jednocześnie krótki czas uśredniania (10 sekund) pozwala obserwować zmienność zjawiska. Wyniki pomiarów, które przeprowadzono od godz. 10:24 do godz. 10:58 dla punktów pomiarowych w ustawieniu 1

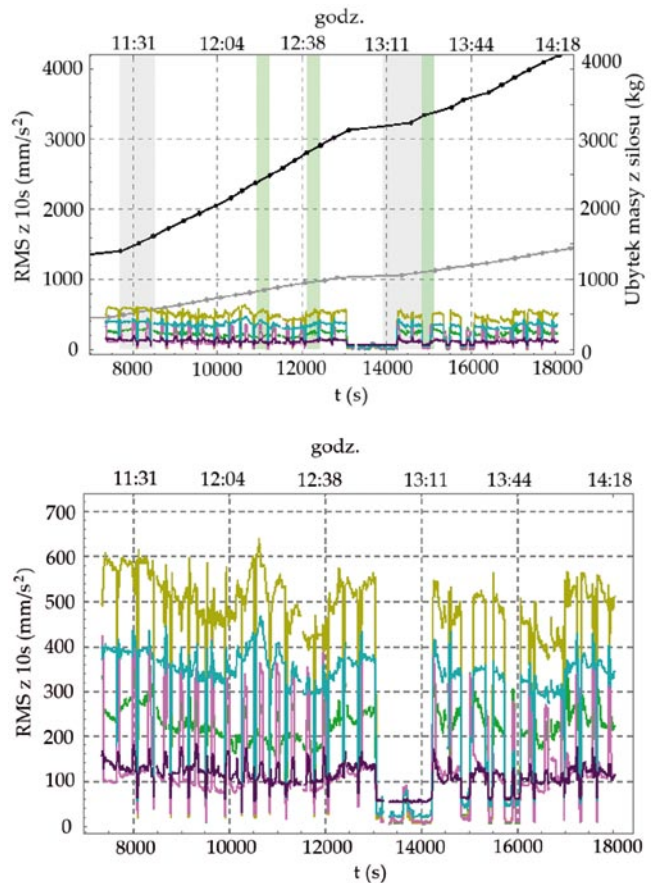
(ustawienie 1 odpowiada ustawieniu 2 bez kanałów 14–17 – rysunek 5) nie wykazały istotnych wahań poziomu drgań. W ustawieniu nr 1 maksymalne wartości RMS10 otrzymane dla konstrukcji stropu na kierunku pionowym wyniosły $\sim 400 \text{ mm/s}^2$ (kanał nr 13). Maksymalne poziomy przyspieszenia (RMS10) na kierunku pionowym przy silosie S4 odnotowano dla kanału nr 10: $\sim 2150 \text{ mm/s}^2$, natomiast przy silosie S3 dla kanału nr 4: $\sim 2140 \text{ mm/s}^2$. Maksymalne poziomy przyspieszenia (RMS10) na kierunku poziomym przy silosie S4 odnotowano dla kanału nr 12: $\sim 260 \text{ mm/s}^2$, natomiast przy silosie S3 dla kanału nr 5: $\sim 320 \text{ mm/s}^2$.



Rys. 5. Rozmieszczenie silosów oraz usytuowanie punktów pomiarowych w ustawieniu nr 2; kierunek pomiarów: • pionowy, ► poziomy

Wyniki pomiarów przeprowadzonych od godz. 11:20 do godz. 14:18 dla punktów pomiarowych w ustawieniu 2 (rys. 5) przedstawiono na rysunku 6. Na wykresach przedstawiono poziom przyspieszenia (RMS10) na konstrukcji stropu. Wartości RMS10 obrazowane są przez różnokolorowe linie i odpowiada im lewa oś pionowa. Wartości „ubytku mas” obrazowane są liniami z punktami (każdy punkt na linii to jednorazowe wydanie materiału z silosu do produkcji), wartościom tym odpowiada prawa oś pionowa. Oś poziome opisują: czas bieżący – oś górna; oś dolna – czas pomiaru w sekundach (mierzonych od początku pomiaru). Dodatkowo kolorowymi polami zaznaczono orientacyjny czas napełniania silosów: kolor szary – uzupełnianie surowca II w silosie S4, kolor zielony – uzupełnianie surowca I w silosie S3.

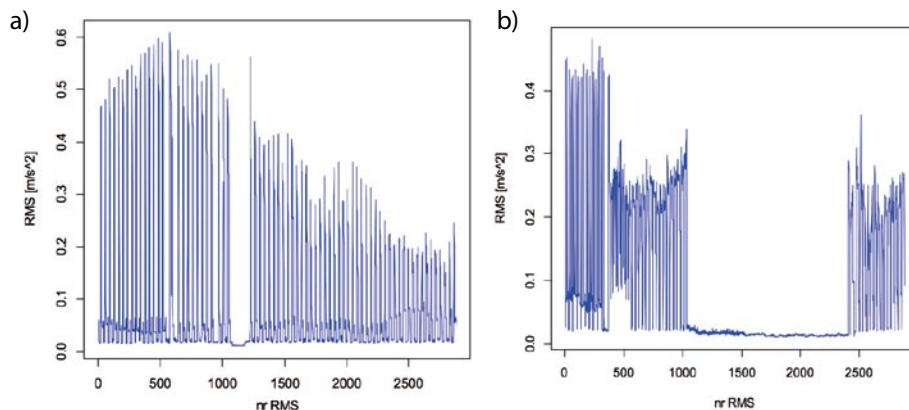
Na podstawie analizy zmierzonych drgań nie stwierdzono w tym dniu pomiarowym inżyniersko istotnego związku pomiędzy masą materiału w silosie a poziomem drgań stropu. Ponadto nie stwierdzono w tym dniu pomiarowym istotnej różnicy pomiędzy drganiami generowanymi przez pracę układu S4-S2 a pracę układu S4-S1. Porównując poziomy drgań w punkcie 17 (po drugiej stronie otworu technologicznego stropu) oraz w punktach 12-16, stwierdza się



Rys. 6. Strop. Kanał: 13 (zielony), 14 (żółty), 15 (jasny fioletowy), 16 (błękitny), 17 (ciemny fioletowy); ubytek masy: S4 (linia jasnoszara – surowiec II); ubytek masy: S3 (linia czarna – surowiec I); pola szare – uzupełnienie surowca II w silosie S4, pola zielone – uzupełnienie surowca I w silosie S3; pomiary od godz. ~11:20 do godz. ~14:18

niższe poziomy drgań w punkcie 17. Świadczy to, iż najistotniejszym źródłem drgań są drgania silosów (wywołane wzbudzeniem wstrząsaczy), wpływ innych maszyn i urządzeń jest mniejszy; poziom drgań blach pomostowych, wywołanych pracą urządzeń, a w szczególności wzbudzeniem wstrząsaczy mocowanych do silosów, jest znacznie wyższy od poziomu drgań elementów konstrukcji stropów; zarejestrowane, maksymalne średnie poziomy drgań (RMS10) są następujące: silos S4 kierunek pionowy $\sim 2280 \text{ mm/s}^2$, silos S3 kierunek poziomy $\sim 353 \text{ mm/s}^2$, strop belka w osi pomiędzy M3 a M4 kierunek pionowy $\sim 640 \text{ mm/s}^2$, strop kierunek poziomy $\sim 224 \text{ mm/s}^2$, blacha kierunek pionowy $\sim 3000 \text{ mm/s}^2$. Pomiar jednopunktowy wykonywany był przez 24 dni w godzinach od 8:00 do 16:00, rejestrowano drgania przy silosie S4 w jednym punkcie w trzech kierunkach. Przykładowe wyniki pomiarów, RMS10 [m/s^2] w dwóch dniach pomiarowych przedstawiono na rysunku 7. Należy zauważyć, że niektóre dni (np. 2, 3, 10 dzień pomiarowy) charakteryzują się bardzo dużą zmiennością RMS10 – wartości pomiędzy 0,2 a 0,6 m/s^2 – a więc zmiana trzykrotna. W inne dni (np. 15. dniu roboczym) takiej zmienności nie zaobserwowano. Ponadto w 2 i 3 dniu pomiarowym rejestrowano wartość RMS10

Rys. 7. Wyniki pomiarów przyspieszeń: a) w drugim dniu pomiarowym, b) w dziesiątym dniu pomiarowym



wynoszące $0,6 \text{ m/s}^2$, podczas gdy w pozostałe dni obserwacji wartość ta nie przekraczała zwykle poziomu $0,4 \text{ m/s}^2$ (podobnie było w drugim dniu pomiarów wielopunktowych). Jest to przesłanką do przeprowadzenia dalszych długotrwałych pomiarów z jednoczesną szczegółową archiwizacją parametrów procesu technologicznego. Takie postępowanie umożliwi ustalenie zależności pomiędzy procesem technologicznym a wielkością drgań.

4. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonych pomiarów i analiz sformułowano następujące wnioski i zalecenia. Dominującą częstotliwością wzbudzenia jest ok. 25 Hz, co odpowiada częstotliwości pracy wstrząsaczy (częstość techniczna 1500 cykli/min). Głównym źródłem drgań jest zatem praca wstrząsaczy. Nie stwierdzono istotnego wpływu na poziom drgań innych źródeł (np. praca innych maszyn – mikser, wentylatory). Nie jest wykluczone, że drgania o wysokim poziomie – budzącym niepokój pracowników znajdujących się na stropie – mogą pojawiać się w specyficznym układzie technologicznym. W trakcie przeprowadzonych pomiarów wielopunktowych (dwa dni pomiarowe) nie stwierdzono zależności pomiędzy poziomem drgań konstrukcji a procesem technologicznym (poziom napełnienia silosów). Na podstawie pomiarów jednopunktowych (24 dni pomiarowe) zaobserwowano dni pracy w których były znaczące zmiany poziomów drgań. Należy przeanalizować parametry procesu technologicznego w tych dniach i określić ewentualną zależność między parametrami procesu technologicznego a wielkością drgań. Drgania rejestrowane na blasze pomostu są około 4,6 razy większe niż drgania rejestrowane na konstrukcji stalowej pomostu (podciąg stalowe). Należy zaznaczyć, że odczuwalne poziomy drgań dla człowieka stojącego na blasze pomostu (na której wystąpiły największe drgania $\sim 3000 \text{ mm/s}^2$) nie zawsze muszą być niebezpieczne dla bezpieczeństwa konstrukcji [por. 9, 10, 12]. Przy częstości wzbudzenia rzędu 24 Hz elementy uzyskują wytrzymałość zmęczeniową po zaledwie kilku dniach, por. [13], w przypadku wystąpienia luzów w miejscu połączenia słupów do konstrukcji, w szybkim czasie może nastąpić zmęczeniowe zniszczenie śrub. Z tego względu zasadniczą sprawą jest ciągły nadzór nad jakością mocowań. Zaleca się przeprowadzenie analizy wytężenia konstrukcji i analizę zmęczeniową uwzględniającej drgania konstrukcji spowodowane pracą wstrząsaczy. Wskazana jest

modernizacja systemu obsługującego proces produkcyjny w taki sposób, aby były dostępne szczegółowe informacje o masie surowca będącego w silosach. Wskazane jest także przeprowadzenie długich pomiarów jednopunktowych na pozostałych silosach.

Badania dynamiczne konstrukcji wsporczej w hali produkcyjno-magazynowej pozwoliły na identyfikację głównych źródeł drgań oraz ocenę ich wpływu na konstrukcję. W celu optymalizacji procesu technologicznego i eliminacji nadmiernych drgań, konieczne jest dalsze monitorowanie i analiza parametrów pracy maszyn oraz konstrukcji wsporczej. Przeprowadzone badania stanowią podstawę do dalszych analiz i działań mających na celu poprawę warunków pracy i bezpieczeństwa konstrukcji.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Grosel J., Sawicki W., Pakos W., Application of classical and operational modal analysis for examination of engineering structures, *Procedia Engineering* 91, 2014, str. 136–141, <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.12.035>
- [2] Kawecki J., Stypuła K., Badania doraźne i monitorowanie drgań w diagnostyce dynamicznej budynków, *Z czasopismo Techniczne*, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, 2008
- [3] Ewins D. J., *Modal Testing: Theory, Practice and Application*. 2nd ed., Research Studies Press, Baldock, UK, 2000
- [4] Żółtowski B., Żółtowski M., Selection measure of energy propagation in vibration diagnostic and modal analysis methods, *Diagnostyka* 19, 4/2018
- [5] Żółtowski M., Jędrzejak M., Analiza modalna w badaniu budowlanych elementów konstrukcyjnych, *Przegląd Budowlany* 3/2015
- [6] Grosel J., Pakos W., Sawicki W., Experimental measurements as the basis for determination of the source of pumps' excessive vibration, *Procedia Engineering* 111, 2015, str. 269–276
- [7] Wójcicki Z., Grosel J., Sawicki W., Majcher K., Pakos W., Experimental (OMA) and numerical (FEM) modal analysis of ball mill foundations, *Procedia Engineering* 111, 2015, str. 858–863
- [8] Chmielewski R., Chyla A., Kruska L., Analiza wpływu szkodliwości kolejowych drgań komunikacyjnych na budynek biurowy – studium przypadku, *Acta Scientiarum Polonorum Architectura Budownictwo* 16(3)2017, str. 147–154, doi: 10.22630/ASPA.2017.16.3.15
- [9] PN-B-02171:2017-06: Ocena wpływu na ludzi w budynkach
- [10] PN-B-02170:2016-11: Ocena szkodliwości drgań przekazywanych przez podłoże na budynki
- [11] Uhl T., *Komputerowo wspomaganą identyfikacją modeli konstrukcji mechanicznych*, Wydawnictwo Naukowo-Techniczne, 1997
- [12] PN-B-03040:1980: Fundamenty i konstrukcje wsporcze pod maszyny – Obliczenia i projektowanie.
- [13] PN-EN 1993-1-9:2007 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-9: Zmęczenie

Właściwości mechaniczne kompozytu wykonanego z rdzenia polistyrenowego pokrytego różną liczbą warstw włókien szklanych zatopionych w żywicy epoksydowej

Mechanical properties of a composite made of a polystyrene core covered with a different number of layers of glass fibers embedded in epoxy resin

dr inż. Filip Grzyski (ORCID: 0000-0003-2083-8946), dr inż. arch. Anna Karolak (ORCID: 0000-0002-2652-1299), dr inż. Paweł Niewiadomski (ORCID: 0000-0002-0646-3036), Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska

DOI: 10.5604/01.3001.0055.2994

Streszczenie: Celem pracy była eksperymentalna ocena wytrzymałości na ściskanie i zginanie kompozytu z rdzenia polistyrenowego wzmocnionego różną liczbą warstw włókien szklanych w żywicy epoksydowej. Badania prowadzone z wykorzystaniem metody cyfrowej korelacji obrazu wykazały, że liczba zastosowanych warstw laminatu i jego lokalizacja w znaczący sposób wpływa na siłę niszczącą oraz mechanikę zniszczenia próbek ściskanych i zginanych. Zaproponowany kompozyt może być obiecującym materiałem budowlanym.

Słowa kluczowe: kompozyt, laminat, polistyren, włókno szklane, właściwości mechaniczne, cyfrowa korelacja obrazu.

Abstract: The aim of this study was to experimentally evaluate the compressive and flexural strength of a composite consisting of a polystyrene core reinforced with varying numbers of glass fiber layers embedded in epoxy resin. Tests conducted using the digital image correlation method demonstrated that both the number of laminate layers and their placement significantly influence the ultimate load-bearing capacity and failure mechanics of the specimens. The proposed composite material may be promising as a potential structural solution in the construction industry.

Keywords: composite, laminate, polystyrene, glass fiber, mechanical properties, digital image correlation.

1. Wprowadzenie

Materiały kompozytowe stanowią istotną grupę nowoczesnych materiałów inżynierskich, charakteryzującą się połączeniem co najmniej dwóch różnych składników o odmiennych właściwościach fizycznych lub chemicznych. Zespolenie tych składników zachodzi na poziomie makroskopowym, a jego celem jest uzyskanie nowego materiału o pożądanych, ulepszonych właściwościach użytkowych [1]. W literaturze przyjmuje się formalną definicję, według której materiał kompozytowy to materiał zbudowany z co najmniej dwóch różnych składników, połączonych ze sobą w sposób trwały na poziomie makroskopowym, przy czym każdy z tych składników zachowuje swoją odrębną tożsamość fizyczną lub chemiczną [2]. Odpowiedni dobór składników oraz architektury kompozytu pozwala na tworzenie materiałów o zwiększonej wytrzymałości mechanicznej, odporności na czynniki chemiczne, poprawionej sztywności, zmniejszonej masie własnej lub innych, specyficznych cechach użytkowych, które trudno osiągnąć w materiałach jednorodnych [3]. Kompozyty zbrojone włóknami otoczonymi matrycą polimerową

(FRP – ang. *Fibre Reinforced Polymer*) są materiałem, którego największy postęp technologiczny rozpoczął się w okresie po II wojnie światowej i był związany z dynamicznym rozwojem lotnictwa. Była to odpowiedź na potrzebę stworzenia materiału lekkiego, jednak wytrzymałego i podatnego na kształtowanie i obróbkę [4]. Wraz z rozwojem technologii materiałów kompozytowych zyskały one również swoje zastosowanie w budownictwie. Od wielu lat pręty z kompozytów FRP stosowane są z powodzeniem jako alternatywa dla klasycznego stalowego zbrojenia elementów betonowych [5]. Materiały kompozytowe stosuje się również w zakresie wzmocnienia konstrukcji budowlanych, szczególnie żelbetowych [6–9]. W przypadku wzmocnień istotnym ograniczeniem stosowania kompozytów FRP jest jednak ich niska odporność termiczna [10]. Elementy wykonane z kompozytów FRP znajdują również zastosowanie jako samodzielne elementy konstrukcyjne, takie jak np. panele stropowe, belki, czy nawet elementy konstrukcji mostów [11].

W niniejszej pracy przedstawiono badania materiałowe dotyczące ściskania i zginania próbek warstwowych elementów kompozytowych składających się z polistyrenowego rdzenia

i okładzin FRP. Materiał ten analizowano pod kątem potencjalnego zastosowania jako materiał izolacyjno-konstrukcyjny dla przegród w budynkach (ściany i stropy). Badania miały na celu określenie wpływu liczby warstw laminatu FRP na zachowanie się próbek pod obciążeniem.

2. Materiały i metody

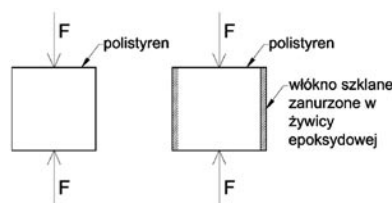
2.1. Zastosowane materiały

Badany kompozyt składał się z następujących materiałów: (1) polistyren ekspandowany EPS100, o deklarowanej wartości wytrzymałości na ściskanie 100 kPa przy 10% odkształceniu, (2) włókno szklane o splocie 1x1 mm pod kątem 90° i gramaturze 350 g/m² oraz (3) żywica Havel LH130 wraz utwardzaczem H146.

2.2. Badania wytrzymałości na ściskanie

Próbki do badań wytrzymałości na ściskanie miały formę sześciątów o boku 150 mm. Do badań przygotowano próbki referencyjne z samego polistyrenu EPS100 oraz próbki polistyrenu powleczonego warstwami (1, 2 lub 3) włókien szklanych zatopionych w żywicy epoksydowej. Laminaty umieszczono na dwóch przeciwległych ścianach próbki w kierunku równoległym do przyłożonego obciążenia (rys. 1).

Rys. 1. Próbkę do badań wytrzymałości na ściskanie



Badania wytrzymałości na ściskanie osiowe przeprowadzono

przy użyciu prasy hydraulicznej ZD 100. Podczas badań rejestrowano siłę ściskającą i odkształcenie próbki. Siłę ściskającą przenoszoną przez próbkę mierzono przy 10% odkształceniu próbki przyjęto jako wartość porównawczą dla poszczególnych próbek.

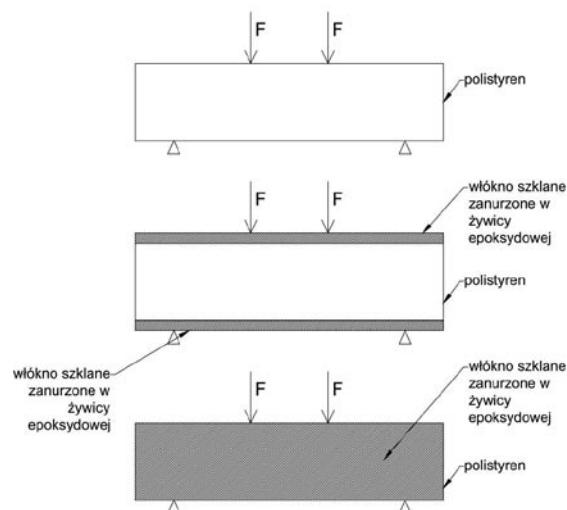
2.3. Badania wytrzymałości na zginanie

Próbki do badań wytrzymałości na zginanie miały postać belek o przekroju 150x150 mm i długości 450 mm. Warstwy wzmacniające (1, 2 lub 3) z włókien szklanych zanurzonych w żywicy epoksydowej umieszczono na dwa sposoby: (1) na górze i na dole belki – prostopadle do kierunku przyłożonego obciążenia, (2) z przodu i z tyłu belki – równoległe do kierunku przyłożonego obciążenia (rys. 2).

Próbki poddano badaniom czteropunktowego zginania, przykładając siłę obciążającą w dwóch punktach, uzyskując czyste zginanie w środkowej części elementu. Obciążenie przyłożono w dwóch punktach liniowo poprzecznych do osi belki za pomocą stalowych trawersów cylindrycznych. Testy przeprowadzono przy użyciu prasy hydraulicznej ZD 100.

2.4. Pomiary metodą cyfrowej korelacji obrazu

Główną metodą obrazującą proces niszczenia badanych kompozytów była cyfrowa korelacja obrazu (DIC), która pozwala



Rys. 2. Próbkę do badań wytrzymałości na zginanie

na bezkontaktowe określenie przemieszczeń i odkształceń badanych elementów. W badaniach zastosowano sprzęt oparty na systemie korelacji cyfrowego obrazu Dantec Dynamics Q-400 3D. Wszystkie elementy aparatury pomiarowej umieszczono na stabilnym statywie z szyną montażową i uchwytami w celu zachowania jak największej precyzji pomiaru.

3. Wyniki badań i ich analiza

3.1. Wytrzymałość na ściskanie

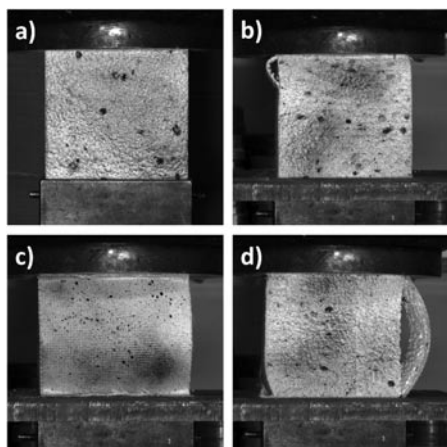
Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie przedstawiono w tabeli 1, gdzie zestawiono wartość siły ściskającej dla 10% odkształcenia pionowego i maksymalną zarejestrowaną siłę w badaniu. Dodatkowo na rysunku 3 przedstawiono obraz próbek przy odkształceniu pionowym 10%.

W standardowych badaniach polistyrenu odkształcenia na poziomie 10% przyjmowane są jako wartość charakteryzująca jego wytrzymałość na ściskanie. W seriach próbek wzmocnionych laminatem obserwowano przyrosty tych nośności w zakresie od 16 do 24%. Istotny jest jednak odmienny charakter pracy elementów wzmocnionych laminatem od elementu porównawczego, ponieważ uzyskiwały one swoje maksymalne obciążenia przed 10% odkształceniem próbki. Po przekroczeniu wartości szczytowej następowało odspojenie laminatu od powierzchni

Tabela 1. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie

Próbka	Obciążenie przy 10% odkształceniu [kN]	Przyrost obciążenia [%]	Maksymalna siła [kN]
Polistyren	2,382	-	-
Polistyren + 1 warstwa laminatu	2,784	16,8	3,271
Polistyren + 2 warstwy laminatu	2,952	23,9	4,652
Polistyren + 3 warstwy laminatu	2,899	21,7	5,646

Rys. 3. Próbkę ściskane przy 10% odkształcenia pionowego: a) styropian, b) 1 warstwa laminatu, c) 2 warstwy laminatu (widoczne od przodu), d) 3 warstwy laminatu



rdzenia z polistyrenu, co skutkowało gwałtownym spadkiem przenieszonego obciążenia. Umiarkowane przyrosty związane są zatem z porównaniem nośności resztkowej próbek wzmocnionych, po odspojeniu się laminatu (co zobrazowano na rysunku 3). Znacznie większe przyrosty nośności (około 40% na jedną warstwę laminatu) obserwowano w zakresie maksymalnej siły przenieszonej przez próbkę, w porównaniu do wartości referencyjnej dla polistyrenu. Co istotne, w obu przypadkach poprawa nośności była wyraźnie skorelowana z liczbą zastosowanych warstw laminatu, co potwierdza skuteczność takiego typu wzmocnień w zakresie badanych konfiguracji.

3.2. Wytrzymałość na zginanie

Zależności obciążenie-ugięcie uzyskane w ramach badań próbek zginanych przedstawiono na rysunkach 4 i 5. Maksymalne wartości siły przyłożonej do belek w próbie zginania podsumowano w tabeli 2.

W badaniach wytrzymałości na zginanie zaobserwowano zupełnie odmienny mechanizm pracy elementów wzmocnionych w różny sposób. W przypadku wzmocnienia powierzchni górnej i dolnej zaobserwowano bardziej ciągłe zachowanie materiału – belka ulegała postępującemu odkształceniu w miejscach przyłożenia siły. Belki wzmocnione na ścianach bocznych ulegały nagłemu zniszczeniu w wyniku odspojenia laminatu i pęknięcia rdzenia. W analizowanych konfiguracjach uzyskano wyraźne wzrosty nośności belek wzmocnionych w porównaniu do belek wykonanych wyłącznie z polistyrenu. Dla wariantu z laminatem przyklejonym do górnej i dolnej powierzchni belki, odnotowano wzrosty nośności rzędu odpowiednio ok. 140 i 185% przy jednej i dwóch warstwach wzmocnienia. Z kolei przy wzmocnieniu ścian bocznych belki uzyskano wzrosty na poziomie ok. 110% dla dwóch warstw oraz 249% przy trzech warstwach laminatu.

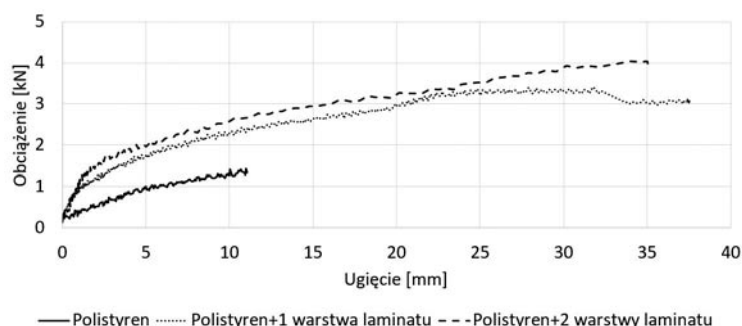
Zauważalna jest różnica zarówno jakościowa, jak i ilościowa w sposobie wzmocnienia kompozytu. Zastosowanie włókna szklanego na powierzchniach poziomych skutkuje wyraźnym wzrostem siły niszczącej

Tabela 2. Wyniki badań wytrzymałości na zginanie

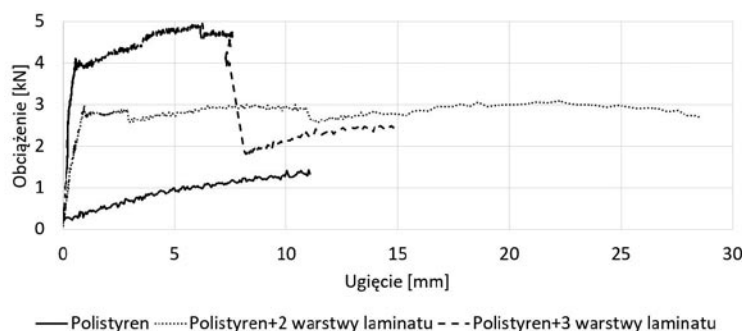
Próbka	Maksymalna zarejestrowana siła [kN]	Przyrost obciążenia [%]
Polistyren	1,421	-
Polistyren + 1 warstwa laminatu na górze i dole	3,411	140,0
Polistyren + 2 warstwy laminatu na górze i dole	4,047	184,8
Polistyren + 2 warstwy laminatu po bokach	2,991	110,5
Polistyren + 3 warstwy laminatu po bokach	4,923	248,6

(nośności), a także zwiększeniem sztywności belki. Z kolei wzmocnienie przytwierdzone do powierzchni bocznych prowadzi głównie do zmiany charakteru jej pracy statycznej. Graficzne porównanie mechanizmów zniszczenia przedstawiono na rysunku 6, gdzie przedstawiono stan próbek przy maksymalnym przenoszonym przez nie obciążeniu (górna część prasy nieruchoma – wysuw tłoka od dołu).

W belkach wzmocnionych od góry i dołu widoczne są duże lokalne wartości przemieszczeń wynikające z plastycznego odkształcania się elementu w miejscach podpór i przyłożenia siły. Elementy wzmocnione na bokach charakteryzuje znacznie bardziej sztywny i kruchy charakter pracy, czego efektem są



Rys. 4. Wykresy obciążenie – ugięcie dla próbki referencyjnej i próbek z warstwami laminatu na górze i dole



Rys. 5. Wykresy obciążenie – ugięcie dla próbki referencyjnej i próbek z warstwami laminatu po bokach

Rys. 6. Przeszacowania pionowe próbek ściskanych przy maksymalnym obciążeniu: a₁) i a₂) próbka referencyjna; elementy wzmocnione na górze i dole: b₁) 1 warstwa, c₁) 2 warstwy; elementy wzmocnione na bokach: b₂) 2 warstwy, c₂) 3 warstwy

stosunkowo niewielkie wartości przeszacowań elementu uzyskiwane w chwili zniszczenia. Znaczne różnice w lokalnych przeszacowaniach elementów wzmocnionych na bokach wynikały z równomiernego charakteru zniszczenia w przypadku słabszego elementu – rysunek 6b₂. Lokalne zniszczenie po lewej stronie elementu z 3 warstwami laminatu (rys. 6c₂) po bokach spowodowało znacznie większe wartości lokalnych przeszacowań po tej stronie belki.

4. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonych badań ściskania i zginania wyciągnięto poniższe wnioski.

- Zastosowanie wzmocnienia w postaci jednej, dwóch lub trzech warstw laminatu spowodowało wzrost siły potrzebnej do uzyskania względnego odkształcenia próbki wynoszącego 10%, odpowiednio o 16,8, 23,9 i 21,7%.
- Wartości maksymalnej siły odnotowane w testach ściskania były tym wyższe, im większa była liczba zastosowanych warstw laminatu – dla jednej warstwy 3,3 kN, dla dwóch warstw 4,6 kN, a dla trzech warstw 5,6 kN.
- Liczba zastosowanych warstw laminatu nie miała istotnego wpływu na wartość siły potrzebnej do uzyskania 10% odkształcenia próbki. Miała natomiast istotny wpływ na wartość maksymalnej siły uzyskanej w testach ściskania.
- Uszkodzenie próbek laminatu nastąpiło w wyniku oderwania warstw laminatu od polistyrenu – rozwarstwienia, co może wskazywać na istotną rolę połączenia laminatu z rdzeniem polistyrenowym.
- Zastosowanie warstw laminatu (1 lub 2) na górze i dole próbki znacznie zwiększyło nośność elementu na zginanie w porównaniu do próbki bez wzmocnienia. Wzrost nośności wyniósł odpowiednio ok. 140 i ok. 180%.
- W przypadku zastosowania warstw laminatu (2 lub 3) na bokach (na przedniej i tylnej ścianie próbki) zaobserwowano znaczący wzrost nośności elementu przy jednoczesnym zwiększeniu jego sztywności. Wzrost nośności wyniósł odpowiednio ok. 110 i ok. 250% dla próbek z 2 i 3 warstwami laminatu w porównaniu do elementu bez wzmocnienia.
- Porównanie zastosowania 2 warstw laminatu na górnej i dolnej powierzchni próbki oraz na bocznych ścianach próbki pokazuje, że lokalizacja laminatu na górnej i dolnej powierzchni spowodowała większą siłę przenoszoną przez próbkę (większą

nośność) w teście zginania. Zastosowanie laminatu na bocznych ścianach spowodowało znaczną redukcję ugięcia w początkowej fazie pracy. Zmiana położenia laminatu z górnej i dolnej powierzchni na boczne powierzchnie wyraźnie zmienia charakter pracy belki.

Badania potwierdzają, że wzmocnienie paneli polistyrenowych laminatem FRP wpływa pozytywnie na nośność elementów z niego wykonanych, co powoduje, że jest to obiecujący materiał z dużym potencjałem.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Hull D., Clyne T. W., An Introduction to Composite Materials, Cambridge University Press, 1996
- [2] German J., Materiały kompozytowe w budownictwie cz. I., Katedra Wytrzymałości Materiałów, Instytut Mechaniki Budowli Politechniki Krakowskiej, 2001
- [3] Chawla K. K., Composite Materials: Science and Engineering, Springer, 2012
- [4] Mossakowski P., Pręty z kompozytów polimerowych z włóknami do zbrojenia betonowych konstrukcji inżynierskich, Drogi i Mosty 1/2006, str. 35–52
- [5] Nanni A., De Luca A., Zadeh H. J., Reinforced Concrete with FRP Bars: Mechanics and Design, Taylor&Francis Group LLC, 2014
- [6] Ceroni F., Experimental performances of RC beams strengthened with FRP materials, Construction and Building Materials, 2010, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.03.008>
- [7] Attari N., Amziane S., Chemrouk M., Flexural strengthening of concrete beams using CFRP, GFRP and hybrid FRP sheets, Construction and Building Materials, 2012, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.07.052>
- [8] Smith S. T., Hu S., Kim S. J., Seracino R., FRP-strengthened RC slabs anchored with FRP anchors, Engineering Structures, 2011, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.11.018>
- [9] Trapko T., Musiał M., The effectiveness of CFRP materials strengthening of eccentrically compressed reinforced concrete columns, Archives of Civil and Mechanical Engineering, 2011, [https://doi.org/10.1016/S1644-9665\(12\)60187-3](https://doi.org/10.1016/S1644-9665(12)60187-3)
- [10] Trapko T., The effect of high temperature on the performance of CFRP and FRCM confined concrete elements, Composites Part B, 2013, <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2013.05.016>
- [11] Van Den Ende L., Zhao L., Seible F., Use of FRP composites in civil structural applications, Construction and Building Materials, 2003, [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(03\)00040-0](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(03)00040-0)

Analiza wpływu sposobu podparcia i naciągu liny nośnej na stan jej przemieszczenia i wyężenia w dwulinowej kolei gondolowej

Analysis of the influence of support and tension conditions on displacements and forces in carrying rope of bi-cable gondola ropeway

dr inż. Marta Knawa-Hawryszków (ORCID: 0000-0003-0413-8130), Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska

DOI: 10.5604/01.3001.0055.2995

Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki analizy numerycznej w zakresie przemieszczeń cięgna nośnego kolei dwulinowej oraz przyrostów sił osiowych w cięgnię wywołanych obciążeniem użytkowym. Celem badań jest rozpoznanie i porównanie pracy cięgna przy założeniu różnych warunków realizacji jego podparcia i naciągu. Rozważono przykładowy schemat 3-przełotowego cięgna, przyjmując trzy modele obliczeniowe odpowiadające sposobom podparcia spotykanym w rzeczywistych konstrukcjach.

Słowa kluczowe: kolej dwulinowa, wieloprzełotowe cięgno, analiza numeryczna, dynamika.

Abstract: In the paper results of numerical analysis, concerning displacements and increments of axial forces in a carrying cable of bi-cable ropeway under service load, are presented. The purpose of the study is to recognize and compare the cable behavior in case of different support and tension conditions. Example of 3-span carrying cable is considered and three calculation models are analyzed, that correspond to support schemes of real structures.

Keywords: bi-cable ropeway, multi-span cable, numerical analysis, dynamics.

1. Wprowadzenie

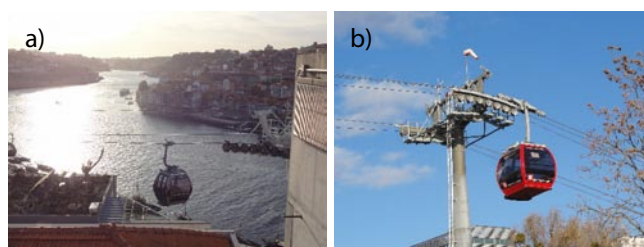
Systemy napowietrznych kolei linowych są zazwyczaj kojarzone z transportem w rejonach turystycznych, w szczególności górskich. Jednak intensywny rozwój ośrodków miejskich i związana z nim konieczność rozbudowy infrastruktury daje coraz szersze możliwości stosowania ich w roli środka transportu publicznego. Na przestrzeni ostatnich dwóch dekad liczebność kolei linowych do przewozu pasażerskiego wzrosła w dużych aglomeracjach miejskich na świecie, stanowiąc rozwiązanie alternatywne w stosunku do tradycyjnego transportu miejskiego lub jako jego uzupełnienie [1]. Za wdrażaniem tych systemów w miastach przemawiają czynniki, takie jak bezkolizyjność z istniejącą infrastrukturą, czas realizacji oraz koszty inwestycji i jej eksploatacji. Jednocześnie ich użytkowanie jest ekologiczne, co stanowi istotny aspekt zrównoważonego planowania urbanistycznego.

Obecnie koleje gondolowe, jednolinowe oraz dwulinowe zaliczają się do najczęściej stosowanych rozwiązań, przy czym w zależności od oczekiwanej przepustowości są to systemy o ruchu okrężnym lub wahadłowym (rys. 1). W kolei

dwulinowej funkcje lin są podzielone: lina nośna, po której porusza się jeden lub wiele pojazdów pasażerskich (gondoli), podtrzymuje go, natomiast za pomocą liny napędowej pojazd wyposażony w tzw. wózek jest ciągnięty po trasie liny nośnej.

2. Przedmiot analizy

W przypadku napowietrznej kolei dwulinowej głównym elementem nośnym jest wstępnie napięte wieloprzełotowe cięgno (odrębne dla każdego kierunku jazdy), które jest oparte



Rys. 1. Przykłady gondolowych kolei o ruchu okrężnym i wahadłowym: a) jednolinowa w Porto (Portugalia), b) dwulinowa na kampusie Politechniki Wrocławskiej

Tabela 1. Dane do obliczeń numerycznych

Parametry mechaniczne ciągnia nośnego		Parametry gondoli	
Średnica: $d_c = 54$ mm	wg [8]	masa wózka: $M_w = 252$ kg	wg [3, 4]
Masa jednostkowa: $m = 16,36$ kg/m		masa pustej kabiny z wieszakiem: $M_g = 358$ kg	
Sztywność podłużna: $EA = 310880$ kN		max. łączna masa pasażerów: $M_p = 480$ kg	
Minimalna siła zrywająca: $F_{\min} = 3252$ kN		liczba gondoli w potoku: $N = 19$	
Naciąg wstępny (dla M2 i M3): $H_0 = 1020,24$ kN	wg [2, 7]	łączna max. masa gondoli: 1090 kg	
Masa przeciwwagi (dla M1): $T = 104000$ kg		prędkość i rozstaw gondoli: $v = 10$ m/s, $d = 65$ m	

na podporach pośrednich (trasowych). Ciężno nośne jest zamocowane przynajmniej na jednym końcu trasy (np. w bloku kotwiącym), zaś drugi jego koniec może być również zamocowany lub połączony z tzw. przeciwwagą, której ciężar napina linę. Podparcie liny nośnej na usytuowanym na głowicy podpory tzw. siodle, konstruuje się zazwyczaj jako: nieprzesuwne lub z możliwością przesuwu podłużnego [2].

Biorąc pod uwagę możliwe rozwiązania techniczne i na podstawie przykładów konstrukcji kolei dwulinowych zamieszczonych w literaturze (np. [3]), w pracy rozważa się przykład 3-przelotowego ciągnia nośnego o trasie nachylonej, zakładając następujące trzy różne schematy statyczne, nazywane dalej modelami obliczeniowymi M1, M2 i M3:

- model M1 – ciężno zamocowane przegubowo na lewym końcu, podparte przesuwnie na podporach pośrednich i napięte przeciwwagą na prawym końcu (rys. 2),
- model M2 – ciężno bez przeciwwagi, podparte przesuwnie na podporach pośrednich i przegubowo-nieprzesuwnie na podporach skrajnych,
- model M3 – ciężno bez przeciwwagi, podparte przegubowo-nieprzesuwnie na wszystkich podporach.

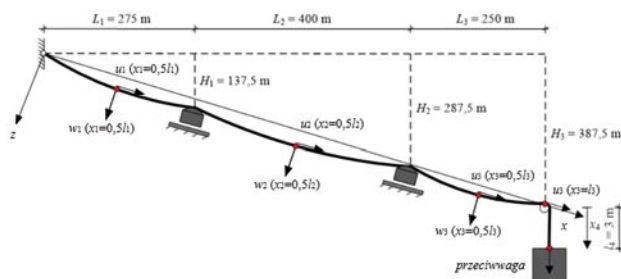
Do badań numerycznych mających na celu porównanie statycznej i dynamicznej pracy ciągnia o różnym schemacie podparcia wykorzystano oryginalny model obliczeniowy ciągnia nośnego kolei dwulinowej z przeciwwagą (model M1) oraz jego odpowiednie modyfikacje uwzględniające zmienione warunki podparcia (modele M2 i M3), które zostały szczegółowo sformułowane w pracach [5, 6]. Trasa ciągnia przebiega w płaszczyźnie pionowej xz , która stanowi płaszczyznę zwisu ciągnia. Założone podparcie liny na podporach

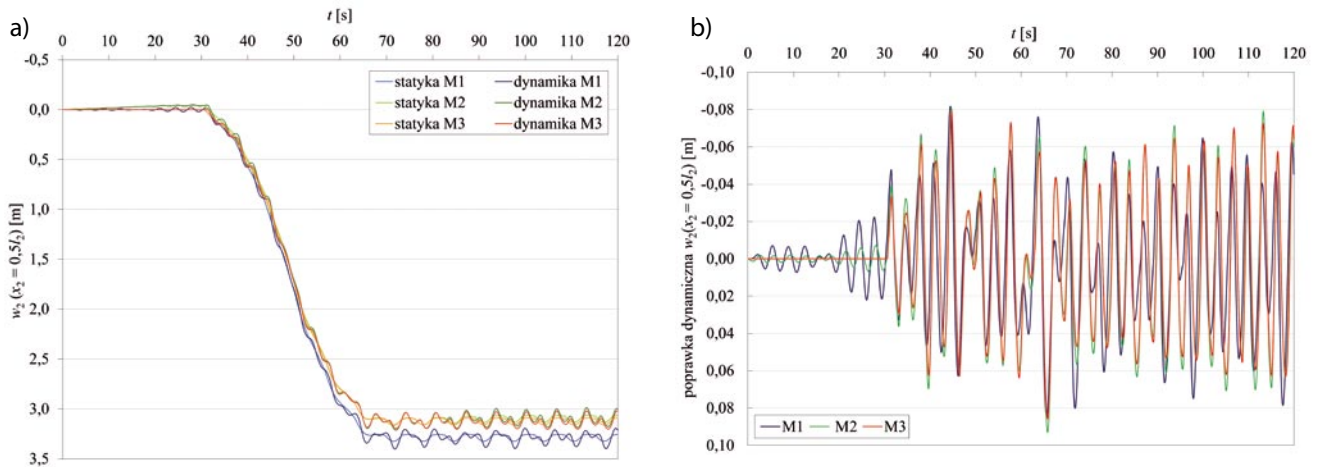
pośrednich umożliwia swobodny przesuw ciągnia wzdłuż osi x . Jako model użytkowego obciążenia ruchomego przyjęto zbiór gondoli pasażerskich modelowanych potokiem wahadeł fizycznych [5, 6], poruszających się ze stałą prędkością v i w stałych odstępach d . Stan przemieszczenia ciągnia w przelocie ciągnia o numerze $i = 1, 2, 3$ opisują dwie składowe w płaszczyźnie zwisu ciągnia xz , tj. $u_i(x_i, t)$ i $w_i(x_i, t)$, odpowiednio w kierunku osi x i z (rys. 2), które są wyznaczone względem krzywej zwisu statycznego pod ciężarem własnym wstępnie napiętego ciągnia. Przyjęte do obliczeń parametry techniczne ciągnia nośnego oraz gondoli zestawiono w tabeli 1.

3. Wyniki analizy numerycznej

Zasadniczym celem analizy numerycznej przykładowego 3-przelotowego ciągnia nośnego kolei dwulinowej jest porównanie przebiegów czasowych przemieszczeń oraz przyrostów sił osiowych w trzech rozważanych modelach ciągnia (M1, M2, M3). Aby ocenić efekty obciążenia eksploatacyjnego w postaci półnieskończonego potoku gondoli poruszających się w kierunku w dół trasy, analizie poddano przemieszczenia quasi-statyczne i dynamiczne w wybranych przekrojach ciągnia (rys. 2). Odpowiednikiem gondoli w zadaniu statycznym jest siła skupiona (całkowity ciężar gondoli), zaś modelem dynamicznym – wahadło fizyczne. W pracy przedstawiono wybrane wykresy czasowych przebiegów dynamicznych (na tle przebiegów quasi-statycznych): przemieszczeń poprzecznych $w_2(x_2 = 0,5l_2)$ oraz podłużnych $u_2(x_2 = 0,5l_2)$ ciągnia, czyli w przekroju środkowym najdłuższego (środkowego) przelotu ciągnia. Czas obserwacji ograniczono do 120 s. Na podstawie rysunku 3a można zaobserwować podobny charakter poprzecznych drgań wymuszonych ciągnia we wszystkich modelach.

Po okresie przejściowym widoczny jest trend ustalania się rozwiązań dynamicznych, które przybierają postać drgań okresowych. Największe przemieszczenia poprzeczne $w_2(x_2 = 0,5l_2)$ występują w modelu M1 z przeciwwagą, zaś rozwiązania w modelach M2 i M3 są do siebie bardzo zbliżone. Przeanalizowano również wykresy tzw. poprawek dynamicznych, pokazujących wyodrębnione efekty dynamiczne obciążenia (różnica między rozwiązaniem dynamicznym i odpowiednim

**Rys. 2.** Schemat 3-przelotowego ciągnia nośnego o trasie nachylonej (model M1)



Rys. 3. Przebiegi: a) quasi-statyczne i dynamiczne przemieszczenia poprzecznego $w_2(x_2 = 0,5l_2)$, b) poprawki dynamicznej przemieszczenia poprzecznego $w_2(x_2 = 0,5l_2)$ w modelach M1, M2, M3

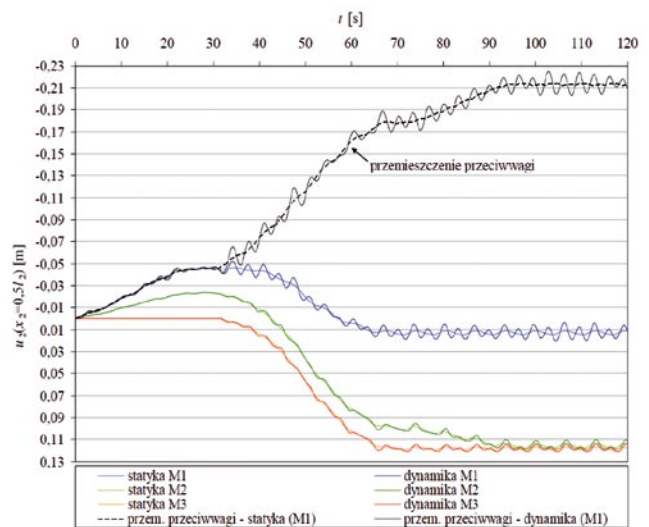
quasi-statycznym). Na rysunku 3b przedstawiono przebiegi czasowe poprawek dynamicznych przemieszczeń poprzecznych $w_2(x_2 = 0,5l_2)$, na którym w przypadku modelu M1 i M2 wyraźnie widoczny jest wpływ sprzężenia drgań w przelotach cięgna sąsiednich w stosunku do analizowanego. Amplitudy drgań w modelu M1 są porównywalne z uzyskanymi w pozostałych dwóch modelach. Największa amplituda nie przekracza 10 cm, co stanowi ok. 3% wartości maksymalnych przemieszczeń statycznych cięgna, wynoszących ok. 3,4 m.

Wpływ sposobu podparcia cięgna jest bardziej widoczny w analizie numerycznej przemieszczeń podłużnych cięgna, o czym świadczą wyniki przedstawione na rysunku 4, gdzie zestawiono przebiegi quasi-statyczne i dynamiczne przemieszczenia podłużnego $u_2(x_2 = 0,5l_2)$ oraz dodatkowo przemieszczenie przeciwwagi w modelu M1.

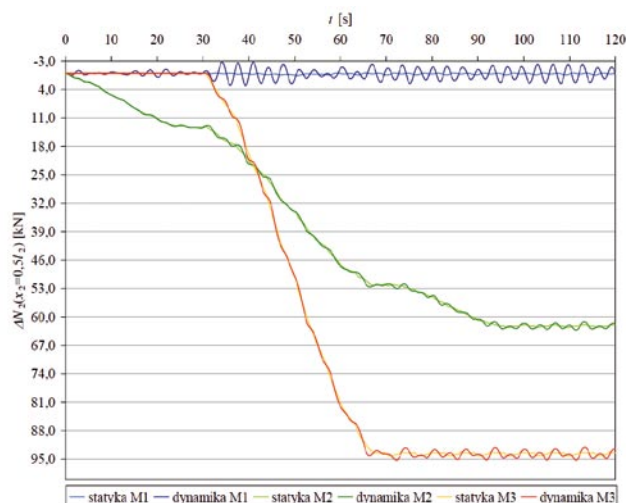
W każdym rozpatrywanym modelu wartości statycznego przemieszczenia podłużnego w badanym przekroju (rys. 4) są wielokrotnie mniejsze od wartości przemieszczenia poprzecznego (rys. 3a). Widoczne są istotne różnice w przebiegach rozwiązań quasi-statycznych – głównie między modelem cięgna M1 i dwoma pozostałymi. Zaobserwować można korzystny wpływ działania przeciwwagi, ponieważ w modelu M1 maksymalne przemieszczenie podłużne $u_2(x_2 = 0,5l_2)$, ustalone po wypełnieniu całej trasy cięgna gondolami, nie przekracza 2 cm, podczas gdy w pozostałych modelach dochodzi do 12 cm. W modelu M1 największe wartości (ujemne) występują w strefie przejazdu czoła obciążenia przez pierwszą podporę pośrednią, a następnie sukcesywnie maleje do poziomu ok. 1,5 cm. Można zatem spodziewać się, że redukcja przemieszczeń podłużnych za pomocą przeciwwagi będzie również wpływała korzystnie na stan wytężenia cięgna nośnego, zatem w celu sprawdzenia tej prognozy przeprowadzono dalszą analizę numeryczną w zakresie sił osiowych.

W tabeli 2 przedstawiono maksymalne statyczne (ΔN_1^s) i dynamiczne (ΔN_1^d) przyrosty sił osiowych w wybranych przekrojach cięgna nośnego, tzn.: $x_1 = 0,5l_1$, $x_2 = 0,5l_2$,

$x_3 = 0,5l_3$ (patrz rys. 1). Wykresy przedstawione na rysunku 5 reprezentują porównanie przebiegów rozwiązań quasi-statycznych i dynamicznych w wybranym przekroju cięgna, tj. $x_2 = 0,5l_2$. Różnią się one istotnie w trzech analizowanych modelach. W modelu M1 wartości statycznych przyrostów sił osiowych w cięgnię z inżynierskiego punktu widzenia są praktycznie równe zero. Efekty dynamiczne obciążenia są w nim wprawdzie większe niż w modelach M2 i M3, ale oscylacje „peak to peak” są na ogół rzędu 3 kN, co stanowi nie więcej niż 0,5% wartości wstępnej siły osiowej N_{0i} . Na podstawie otrzymanych wyników obliczeń (tabela 2) można wskazać przewagę modelu M1 nad pozostałymi dwoma modelami, w których obciążenie potokiem gondoli powoduje znaczne statyczne i dynamiczne przyrosty sił osiowych w cięgnię, których wartości znajdują się w przedziale odpowiednio 62–64 kN w modelu M2 oraz 40–96 kN w modelu M3. Warto również zauważyć,



Rys. 4. Przebiegi quasi-statyczne i dynamiczne przemieszczenia podłużnego $u_2(x_2 = 0,5l_2)$ w modelach M1, M2, M3 oraz przemieszczenia przeciwwagi w modelu M1



Rys. 5. Przebiegi przyrostu siły osiowej $\Delta N_2(x_2 = 0,5l_2)$

że w modelu M2 charakter przebiegu czasowego zmiany siły osiowej w stanie ustalonym, wskazuje na to, że rozkład przestrzenno-czasowy przyrostu siły osiowej jest w nim w przybliżeniu stały (wynosi około 6% wstępnego naciągu cięgna będącego przedmiotem analizy).

4. Podsumowanie

Na przykładzie 3-przelotowego schematu cięgna nośnego kolei dwulinowej, w artykule porównano wpływ sposobu podparcia i realizacji naciągu cięgna na jego przemieszczenia poprzeczne i podłużne oraz zmiany sił osiowych spowodowane ruchomym obciążeniem użytkowym. Podstawą przeprowadzonej oceny jakościowej i ilościowej było porównanie wyników obliczeń numerycznych w zakresie quasi-statycznych i dynamicznych odpowiedzi układu przy założeniu trzech różnych modeli cięgna. Z analizy stanu przemieszczenia wynika, że niezależnie od schematu podparcia, w ruchu wieloprzelotowego cięgna dominują przemieszczenia poprzeczne. Ich maksymalne wartości statyczne i dynamiczne występują w środku rozpiętości najdłuższego przelotu cięgna, przy czym nie różnią się one znacząco we wszystkich trzech modelach. Udział przemieszczeń podłużnych w kształtowaniu pełnego stanu przemieszczenia jest znacznie mniejszy, ponieważ

maksymalne przemieszczenia podłużne stanowią nie więcej niż 5% maksymalnych przemieszczeń poprzecznych. Sposób podparcia cięgna wpływa jednak bardzo istotnie na ich rozkład i wartości maksymalne. W modelach M1 i M2 obserwuje się w trakcie przejazdu gondoli przez kolejne przeloty tzw. przeciąganie cięgna przez pośrednie podpory trasowe, a w modelu M1 dodatkowo występuje ruch przeciwwagi, powodujący kompensację przemieszczeń podłużnych. Prawie dziesięciokrotna redukcja maksymalnych wartości przemieszczenia podłużnego w stanie ustalonym, obserwowana w modelu M1 w porównaniu z modelem M2, jest spowodowana właśnie działaniem przeciwwagi. W konsekwencji otrzymuje się również zdecydowaną redukcję przyrostów sił osiowych w cięgnię – w analizowanym przypadku jest to około 5% wstępnej siły osiowej. Oznacza to, że w cięgnię napiętym przeciwwagą (M1) wstępne wartości sił osiowych praktycznie nie zmieniają się pod wpływem obciążenia użytkowego, podczas gdy w pozostałych dwóch modelach (M2 i M3) obciążenie powoduje ich znaczne przyrosty. W świetle przeprowadzonych analiz numerycznych rozpoznano zalety modelu M1 w porównaniu z pozostałymi schematami, co może przyczynić się do oceny tego rozwiązania technicznego jako wariantu korzystniejszego w realizacji kolei dwulinowych wielogondolowych.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Magiera T., Analiza porównawcza miejskich kolei linowych ze środkami transportu publicznego, Transport miejski i regionalny 7/2019
- [2] Hajduk J., Osiecki J., Ustroje cięgnowe, teoria i obliczanie, Warszawa, WNT, 1970
- [3] Brownjohn J., Dynamics of aerial cableway system, Eng Structs, 1998, doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00113-2
- [4] Petrova R., Hoffmann K., Liehl R., Modelling and simulation of bicable ropeways under cross wind influence. Math Comput Model Dyn Syst, 2006, doi.org/10.1080/13873950600562907
- [5] Bryja D., Krawa M., Computational model of an inclined aerial ropeway and numerical method for analyzing nonlinear cable-car interaction, Comput Struct 2011, doi.org/10.1016/j.compstruc.2011.05.011
- [6] Krawa-Hawryszków M., Nieliniowa dynamika wieloprzelotowego cięgna nośnego kolei linowej obciążonej ruchem gondoli pasażerskich, Raport serii PRE 1/2014, praca doktorska, Politechnika Wrocławska
- [7] PN-EN 12930: 2006: Wymagania bezpieczeństwa dla osobowych kolei linowych. Obliczenia
- [8] Redaelli Tena Cordadi, Katalog lin stalowych

Tabela 2. Maksymalne statyczne i dynamiczne przyrosty sił osiowych w badanych przekrojach cięgna

Przekrój	Model M1			Model M2			Model M3		
	N_{oi}^* [kN]	ΔN_i^s [kN]	ΔN_i^d [kN]	N_{oi}^* [kN]	ΔN_i^s [kN]	ΔN_i^d [kN]	N_{oi}^* [kN]	ΔN_i^s [kN]	ΔN_i^d [kN]
$x_1 = 0,5l_1$	1075,814	0,330	3,293	1075,331	62,574	63,340	1013,001	49,425	49,884
$x_2 = 0,5l_2$	1051,404	0,545	3,095	1050,922	62,661	63,288	1007,724	94,192	95,294
$x_3 = 0,5l_3$	1029,203	0,176	2,967	1028,722	62,415	63,283	1012,025	40,167	41,060

* N_{oi} – wstępna siła osiowa w cięgnię

Prace badawczo-rozwojowe prowadzone przez Zespół ds. Konstrukcji Zespolonych na Politechnice Wrocławskiej

Research and development work conducted by the Composite Structures Team at Wrocław University of Science and Technology

dr inż. Piotr Kozioł (ORCID: 0000-0001-5205-1983), Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska

DOI: 10.5604/01.3001.0055.2996

Streszczenie: Artykuł przedstawia wyniki prac badawczo-rozwojowych prowadzonych na Politechnice Wrocławskiej w zakresie stalowo-betonowych konstrukcji zespolonych. W odpowiedzi na rosnące potrzeby infrastrukturalne oraz popularyzację modelu „projektuj i buduj”, opracowano nowy typ belki hybrydowej z tzw. strefą przejściową między przekrojem zespolonym a żelbetowym. Pozwala to na redukcję zużycia stali i optymalizację kosztów bez utraty nośności. W ramach prac opracowano także nową generację zespolenia – SRCD (*Strong Reinforced Composite Dowel*), wykorzystującą gęste zbrojenie dla eliminacji kruchej mechanizmu zniszczenia betonu typu pry-out cone. Rozwiązania te przetestowano w skali rzeczywistej i wdrożono m.in. w moście w Gdańsku Sobieszewie oraz na trasie S3.

Słowa kluczowe: composite dowel, SRCD, badania niszczące, konstrukcje zespolone.

Abstract: The article presents the results of research and development work carried out at Wrocław University of Science and Technology in the field of steel-concrete composite structures. In response to growing infrastructure demands and the widespread use of the „design and build” model, a new type of hybrid beam with a so-called transition zone between the composite and reinforced concrete cross-section was developed. This solution enables a reduction in structural steel consumption and cost optimization without compromising load-bearing capacity. As part of the research, a new generation of composite connection – SRCD (*Strong Reinforced Composite Dowel*) – was also developed. It uses dense reinforcement to eliminate the brittle concrete failure mechanism known as the pry-out cone. These solutions were tested at full scale and implemented, among others, in the bridge in Gdańsk Sobieszewo and on the S3 expressway.

Keywords: composite dowel, SRCD, destructive tests, composite structures.

1. Wprowadzenie

Rozwój infrastruktury drogowej to dynamiczny proces, którego celem jest zwiększenie bezpieczeństwa, komfortu i efektywności transportu. W ciągu ostatnich ośmiu lat łączna długość sieci dróg szybkiego ruchu w Polsce wzrosła z 3161 km do 5206 km, tj. o ok. 65%. Rozwój ten przyczynia się do skrócenia czasu podróży i obniżenia kosztów transportu. Nowoczesna infrastruktura drogowa stymuluje rozwój gospodarki i przemysłu, tworząc warunki sprzyjające inwestycjom oraz stanowiąc impuls dla wdrażania nowych technologii w budownictwie i transporcie. Efekty są dodatkowo wzmacniane przez rozpowszechnienie się w Polsce standardu organizacji procesu inwestycyjnego „projektuj i buduj”, w którym projektanci zostali zmotywowani do poszukiwania nowych rozwiązań i optymalizacji projektowych. Doprowadziło to m.in. do opracowania nowego sposobu zespolenia typu SRCD, nowego systemu budowy mostów

z wykorzystaniem dźwigarów hybrydowych (rys. 1), wdrożeniu i rozpowszechnieniu stosowania stali trudnordzewiejącej wysokiej wytrzymałości itp.

W artykule przedstawiono podsumowanie prac naukowych prowadzonych na Wydziale Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej przez Zespół ds. Konstrukcji Zespolonych



Fot. Europrojekt Gdańsk sp. z o.o.

Rys. 1. Most na Martwej Wiśły w Gdańsku Sobieszewie

(W. Lorenc, M. Kożuch, P. Koziół, K. Marcinczak). Omówiono zakres najnowszych badań oraz wskazano przewidywane, dalsze kierunki rozwoju stalowo-betonowych konstrukcji zespolonych. Podsumowano ostatnie pięć lat, przyjmując, że wyniki prac nad zespoleniem typu CD (ang. Composite Dowels), jego nośnością graniczną i zmęczeniową są już rozpoznane i opisane w literaturze technicznej. Tym samym za punkt wyjścia przyjęto belki typu VFT-WIB, które powstają z połączenia stalowych belek teowych z betonem. W belkach tych część stalowa wykonywana jest z dwuteowników rozciętych podłużnie specjalną linią cięcia, która jednocześnie formuje ciągłe łączniki otwarte typu CD o kształcie MCL (ang. *Modified Clothoidal Shape*).

2. Nowy rodzaj zespolenia

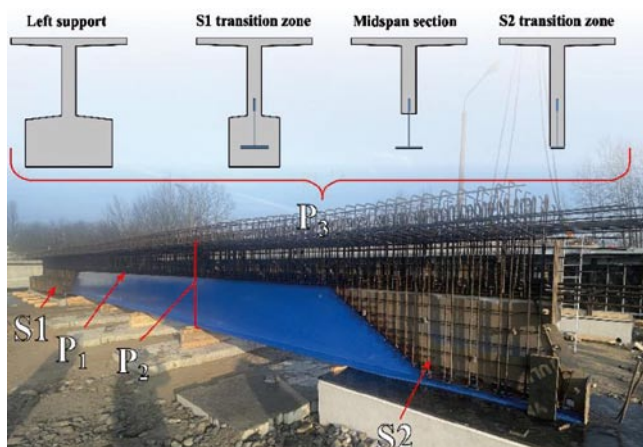
W 2018 roku zespół roboczy SC4.T1 działający przy CEN (ang. *European Committee for Standardization*) opracował wytyczne do zasad projektowania łączników zespolonych, jako załącznik do normy EN 1994-1-102. Podano w nim zarówno wytyczne do konstruowania i wymiarowania zespolenia CD. Przy okazji drugiej generacji Eurokodów podjęto decyzję o ujednoliceniu zasad stosowania łączników zespolonych w konstrukcjach mostowych. Stanowi to istotny krok w kierunku szerszego wdrożenia łączników do praktyki projektowej w Europie. Dokumentami stanowiącymi podstawę merytoryczną dla opracowania tego załącznika była publikacja Zulassungsbescheid Z-26.4-56.

2.1. Belka hybrydowa

W wieloprzęślowych układach ramowych lub belkach ciągłych istnieje możliwość optymalizacji rozwiązań dźwigara typu VFT-WIB, prowadzącej do redukcji zużycia stali konstrukcyjnej. Optymalizację tę przeprowadza się przede wszystkim w strefach przyporowych, gdzie występują ujemne momenty zginające. W tych obszarach stosowanie stalowych kształtowników nie znajduje uzasadnienia z punktu widzenia nośności. Wyłączając element stalowy w rejonie momentów zerowych i zastępując przekrój zespolony przekrojem żelbetowym uzyskuje się konkurencyjne rozwiązanie o dużym potencjale wdrożeniowym. Wtedy to stal konstrukcyjna pozostaje jedynie w środkowej części przęsła, gdzie działają głównie momenty dodatnie i gdzie element stalowy może być w pełni wykorzystany bez ryzyka utraty stateczności. Belki, w których przekrój zmienia się wzdłuż długości elementu z stalowo-betonowego przekroju zespolonego na żelbetowy, określane są mianem belek hybrydowych (rys. 2).

Wymagało to między innymi opracowania tzw. strefy przejściowej pomiędzy przekrojem stalowym a betonowym. W celu oceny skuteczności rozwiązania przeprowadzono serię badań niszczących, w tym badania belek w skali naturalnej (rys. 3).

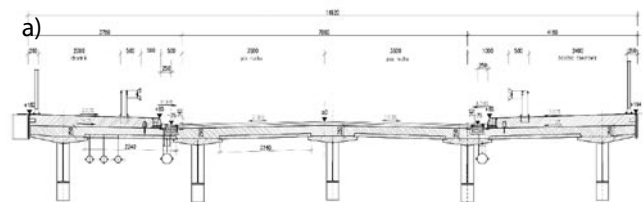
W badaniach wykazano, że zaprojektowane zbrojenie w tzw. strefie przejściowej skutecznie eliminuje jeden z mechanizmów zniszczenia części betonowej, tj. przebicie (ang. *pry-out cone*). Wyniki badań potwierdziły poprawność przyjętych założeń. Opracowane rozwiązanie wykorzystano w „Moście 100-lecia niepodległości Polski” w Gdańsku Sobieszewie (rys. 1, 4).



Rys. 2. Dźwigar hybrydowy z charakterystycznymi przekrojami poprzecznymi oraz z zaznaczeniem obszarów optymalizacji: P1 – poziom zespolenia, P2 – poziom przekroju, P3 – poziom elementu, S1, S2 – strefy przejściowe nowego typu



Rys. 3. Badania belek w skali naturalnej ze strefą przejściową na potrzeby mostu w Sobieszewie



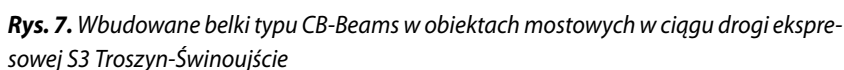
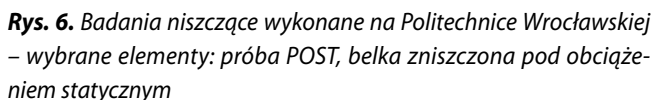
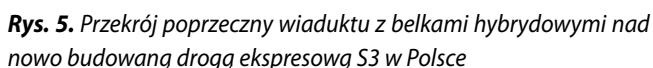
Rys. 4. Most 100-lecia niepodległości Polski w Gdańsku Sobieszewie: a) przekrój przęsłowy obiektu, b) belki hybrydowe w przęsłach dojazdowych

2.2. SRCD

Na podstawie doświadczeń z wdrożenia belek hybrydowych, w 2021 roku zaproponowano nową generację zespolenia, tj. zespolenie SRCD (ang. *Strong Reinforced Composite Dowel*) [12]. Przyjęte rozwiązanie projektowe zakłada zastosowanie dużej ilości zbrojenia w strefie sąsiadującej z łącznikami ciągłymi, co pozwala na eliminowanie mechanizmu zniszczenia

Fot. Europrojekt Gdańsk sp. z o.o.

Zespół SRCD wykorzystano do opracowania nowego systemu budowy mostów (rys. 5) i wdrożono na obiektach mostowych w ciągu drogi ekspresowej S3 Troszyn-Świnoujście (rys. 7). Projektowanie obiektów przeprowadzono wykorzystując nowe koncepcje obliczeniowe oraz wspomagano badaniami niszczącymi wykonanymi na Politechnice Wrocławskiej. Badania te były szczególnie istotne, bo środniki wykonane z betonu miały 20 cm grubości, co jest wartością mniejszą niż dopuszczalną wg aprobaty Zulassungsbescheid Z-26.4-56.



Dzięki współpracy z Japonią utrzymywany jest ciągły transfer wiedzy, m.in. w tematyce nośności zespolenia CCD (ang. *Closed Composite Dowel*). Prowadzone są także parametryczne prace badawcze dotyczące m.in. różnego kształtu łączników, w tym CCD różnego układu zbrojenia, czy grubości części betonowej. W badaniach wyznaczane są siły niszczące, sposób zarysowania i mechanizm zniszczenia elementu. Uzyskane wyniki wykorzystuje się m.in. w optymalizowaniu strefy przejściowej.

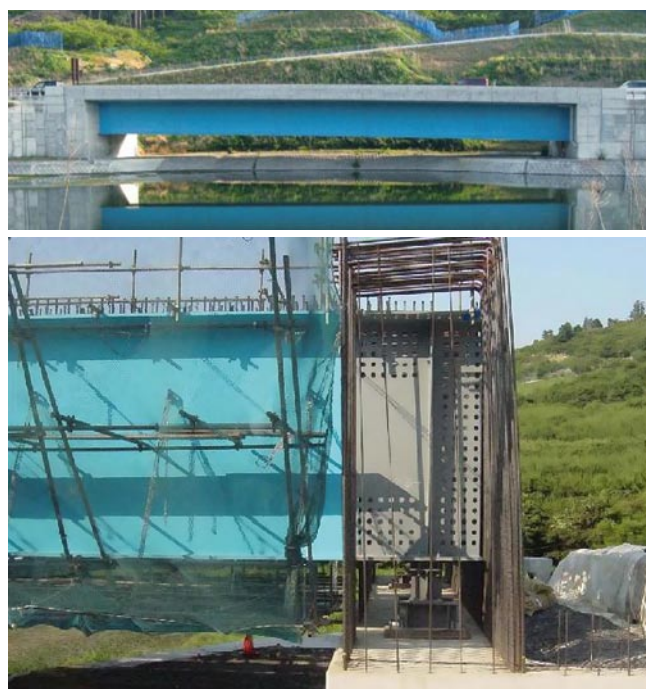
Rys. 8. Obiekty mostowe wybudowane w Australii z wykorzystaniem zespolenia ciągłego:

a), b) most 0270A, c), d) most 0238A



4. Podsumowanie

Politechnika Wrocławska stanowi jeden z głównych ośrodków naukowo-badawczych w Polsce, który od lat prowadzi intensywne prace rozwojowe nad konstrukcjami zespolonymi. Dzięki doświadczeniu zespołu badawczego oraz nowoczesnemu zapleczu laboratoryjnemu możliwa jest realizacja zaawansowanych badań, ukierunkowanych na potrzeby przemysłu oraz tworzenie innowacyjnych technologii w zakresie mostownictwa. W ostatnich latach szczególną uwagę poświęcono optymalizacji dźwigarów zespolonych w mostach o średnich rozpiętościach. Efektem tych działań jest rozwój nowoczesnych rozwiązań, takich jak łączniki zespolone w kształcie MCL, koncepcja przekrojów hybrydowych oraz ich dalsza modyfikacja do układu SRCD z cienkimi ściankami betonowymi. Takie podejście pozwala na niemal nieograniczoną swobodę projektowania konstrukcji zespolonych – co jeszcze dwie dekady temu było nieosiągalne. Przy obecnym stanie wiedzy zacieśnia się granica między klasycznymi konstrukcjami stalowymi i żelbetowymi, otwierając drogę dla nowatorskich, stale udoskonalanych rozwiązań.



Rys. 9. Łączniki PBL w sztywnym połączeniu między dźwigarem a przyczółkiem mostu Shimotaniike, Japonia

Rys. 10.

Wybrane badania niszczące łączników CCD na Politechnice Wrocławskiej



Polski rynek infrastrukturalny, z dużą liczbą realizowanych obiektów mostowych, silną konkurencją (zarówno krajową, jak i zagraniczną) oraz dominującą formułą „projektuj i buduj”, stanowi motywację do ciągłego rozwoju oferowanych rozwiązań projektowych.

Dodatkowym impulsem jest poszukiwanie bardziej ekonomicznych i zoptymalizowanych konstrukcji, czego efektem jest rozwój koncepcji strefy przejściowej w dźwigarach hybrydowych. Jej wdrażanie umożliwia kształtowanie belek w sposób pośredni, pozwalający na dalszą optymalizację ich ciężaru i nośności.

Prowadzone obecnie prace badawczo-rozwojowe na Politechnice Wrocławskiej koncentrują się na opracowaniu kolejnej generacji rozwiązań – zespolenia SRCD, które to otwiera nowe możliwości w zakresie kształtowania nowoczesnych, lekkich i wytrzymałych systemów budowy konstrukcji mostowych.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Lorenc W., Kurz W., Seidl G., Hybrid steel-concrete sections for bridges: Definition and basis for design, Engineering Structures 270, 2022, str. 114902

Porównanie rozkładów naporu w gruncie wokół stalowego przepustu typu pipe-arch dla obciążeń ponadnormowych pod minimalnymi naziomami – wyniki badań laboratoryjnych w pełnej skali

Comparison of the earth pressure distributions around a pipe-arch steel culvert for over-standard loads under minimum height of soil cover – results of full-scale laboratory tests

dr inż. Bartłomiej Kunecki (ORCID: 0000-0002-4874-088X), Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska

DOI: 10.5604/01.3001.0055.2997

Streszczenie: Konstrukcje z blach falistych o dużych rozpiętościach są szeroko stosowane w infrastrukturze drogowej i kolejowej. Artykuł przedstawia porównanie wyników pomiarów siły naporu w gruncie dla ponadnormowego kolejowego obciążenia zastępczego przyjętego na podstawie PN-S-0030:1985 dla pełnowymiarowego modelu konstrukcji gruntowo-powłokowej wykonanej z blachy falistej w kształcie łukowo-kołowym (pipe-arch) o długości 14,4 m, rozpiętości 2,99 m i wysokości 2,40 m. Porównanie wykonano dla dwóch wysokości naziomów $h_c = 0,6$ i $0,3$ m nad koroną konstrukcji. Zarejestrowane siły naporu w gruncie dla wybranych punktów przedstawiono w tabeli i na wykresach.

Słowa kluczowe: badania w pełnej skali, konstrukcja gruntowo-powłokowa, stalowa blacha falista, siły naporu w gruncie, obciążenie ponadnormowe.

Abstract: Large-span corrugated sheet structures are widely used in road and rail infrastructure. The paper presents a comparison of earth pressure measurement results in the soil for a over-standard equivalent live load for train acc. PN-S-0030:1985 applied to a full-scale model of a soil-steel structure made of corrugated sheet metal in a pipe-arch shape with a length of 14,4 m, a span of 2,99 m and a height of 2,40 m. The comparison was made for two heights of overburden $h_c = 0,6$ and $0,3$ m above the crown of structure. The recorded soil stresses for selected points are presented in the table and on graphs.

Keywords: full-scale test, soil-steel structures, corrugated steel plate, earth pressure, over-standard load.

1. Wprowadzenie

Konstrukcje podatne ze stalowych blach falistych o dużych rozpiętościach są powszechnie stosowane na świecie w budownictwie drogowym i kolejowym do budowy mostów, tuneli, przepustów, przejść podziemnych dla pieszych, zabezpieczeń lawinowych [1]. Konstrukcje te mają różnorodne kształty, jednak większość z nich to konstrukcje o przekrojach zamkniętych i rozpiętości do ok. 12,0 m. Wykonywane są również przepusty otwarte o przekroju skrzynkowym, tzw. box-culvert, oparte na fundamentach betonowych oraz konstrukcje łukowe, których rozpiętość przekracza 25 m (tzw. super-span). Przykładem takich łuków są konstrukcje wykonane na obwodnicy Ostródy w Polsce oraz w okolicy Dubaju w Zjednoczonych Emiratach Arabskich, których rozpiętości w świetle podpór wynoszą odpowiednio: 25,7 oraz 32,7 m [2, 3]. Grubości stalowych lub aluminiowych blach falistych mieszczą się w przedziale od 2,75 do 12,00 mm, a wymiary największej korugacji wynoszą 237x500 mm.

Pomimo dynamicznego rozwoju tego typu konstrukcji tylko kilka prób obciążeń ponadnormowych na obiektach w pełnej skali zostało przeprowadzonych na świecie. Artykuł opisuje test i przedstawia wyniki pomiarów sił naporu w gruncie podczas kontrolowanej próby obciążenia ponadnormowego konstrukcji wykonanej z blachy falistej o kształcie typu pipe-arch, którą wykonano na stanowisku do badań mostów w Instytucie Badawczym Dróg i Mostów. Napór w gruncie rejestrowano w charakterystycznych punktach, podczas maksymalnego obciążenia, jakie można było uzyskać przy użyciu sprzętu hydraulicznego, jaki został zainstalowany na stanowisku badawczym.

2. Badania

2.1. Obiekt badań

Badaniom poddano przepust stalowy typu MultiPlate o symbolu katalogowym GL4 i długości $L = 14,4$ m. Konstrukcja miała rozpiętość 2,99 m, wysokość 2,40 m i jest najczęściej

Rys. 1. Przekroje stanowiska badawczego oraz blachy falistej [mm] (a), widok stanowiska badawczego (b), układ przeniesienia obciążenia (c)

wykorzystywana do budowy średnich przepustów i przejść dla pieszych. Przekrój poprzeczny i podłużny wraz z wymiarami pokazano na rysunku 1a. Konstrukcja składała się ze specjalnie uformowanych płaszczy profilowanej blachy falistej o grubości ścianki $t = 3,75$ mm i profilu fali 150x50 mm, pokazanej na rysunku 1a. Blachę wykonano ze stali konstrukcyjnej o oznaczeniu Fe 360B(FN) zgodnie z normą [9] lub S235 zgodnie z normą [10] o minimalnej granicy plastyczności $f_y = 235$ MPa dla grubości t poniżej 16 mm. Poszczególne płaszcze były połączone ze sobą za pomocą śrub M20 wysokiej wytrzymałości klasy 8.8.

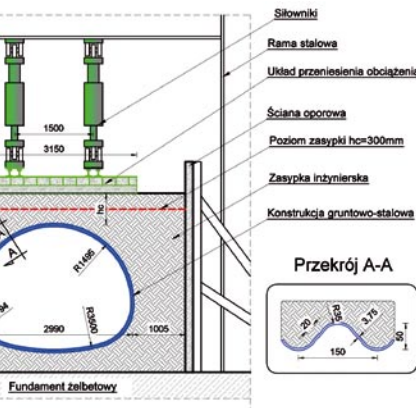
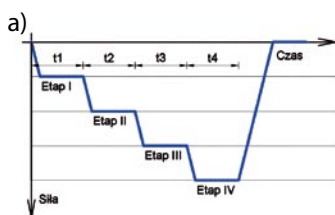
Stanowisko badawcze zostało specjalnie przygotowane do przeprowadzenia testów na opisanym przepuszcie w skali naturalnej. Zainstalowano specjalne ścianki oporowe umożliwiające obsypywanie gruntem badanej konstrukcji. Ścianki oporowe zbudowano z ceowników stalowych C200 oraz drewnianych podkładów kolejowych zabezpieczonych folią polietylenową. Całość dodatkowo wzmocniono zastrzałami wykonanymi z ceowników stalowych C180 i C200 [4, 5]. Przekrój i widok stanowiska badawczego wraz z modelem pokazano na rysunkach 1a, b. Badany obiekt został złożony przed halą badawczą i wsunięty pod ramę stalową pokazaną na rysunku 1a. Po ustawieniu przepustu na miejscu docelowym rozpoczęto obsypywanie konstrukcji gruntem, który na podstawie przeprowadzonych badań laboratoryjnych zakwalifikowano jako pospółkę zgodnie z normą [7, 8].

W ramach opisywanych badań zrealizowano kilka schematów obciążeń statycznych symetrycznych i niesymetrycznych, obciążeń zmęczeniowych oraz obciążeń ponadnormowych konstrukcji dla różnych wysokości naziomów nad kluczem konstrukcji stalowej od $h = 1,0$ m do $h = 0,3$ m.

2.2. Obciążenia i pomiar naporu w gruncie

Konstrukcja została poddana obciążeniu symulującym obciążenie taborem kolejowym, które odwzorowano zgodnie z normą [6] jako równomiernie rozłożone obciążenie zastępcze. W tym celu zastosowano układ przeniesienia obciążenia pomiędzy siłownikami a badanym modelem w postaci dwóch warstw podkładów kolejowych ułożonych naprzemiennie oraz płyty stalowej. Płyta stalowa została dodatkowo usztywniona przez zastosowanie czterech szyn kolejowych. Schemat systemu przekazywania

Rys. 2. Schemat obciążenia przy obciążeniu ponadnormowym (a), lokalizacja czujników naporu gruntu [mm] (b), widok piezometru przed zasypką (c)



obciążenia zamieszczono na rysunku 1a, natomiast widok na rysunku 1c. Powierzchnia nacisku w kształcie prostokąta o wymiarach 3,15x2,60 m wynosiła ok. 8,19 m² [4, 5].

Obciążenie ponadnormowe polegało na stopniowym zwiększaniu siły w siłownikach, aż do maksymalnego, nominalnego obciążenia, jakie można było uzyskać z dysponowanego sprzętu hydraulicznego. Schemat obciążenia w czasie pokazano na rysunku 2a. Obciążenie przeprowadzono w czterech etapach, którym odpowiadał określony poziom obciążenia. Wartości obciążeń ponadnormowych zestawiono w tabeli 1.

W środkowej części badanej konstrukcji umieszczono w gruncie dziesięć czujników do pomiaru naporu gruntu (tzw. presjometry) zgodnie ze schematem przedstawionym na rysunku 2b. Zastosowane presjometry to czujniki magnetosprężyste typ PPN-3 produkcji Politechniki Wrocławskiej. Skalibrowany układ pomiarowy PPN-3 połączono z komputerem wykorzystywanym do akwizycji danych przy użyciu specjalnie przygotowanego oprogramowania o nazwie Dynusing [4, 5]. Czujniki zabezpieczono przed wpływem wilgoci obsypką z suchego piasku zawiniętego w folię PCV, co pokazano na rysunku 2c.

2.3. Wyniki pomiarów

Wyniki pomiarów sił naporu w gruncie w poszczególnych etapach obciążenia ponadnormowego dla wszystkich punktów pomiarowych, dla obu wysokości naziomu przedstawiono w tabeli 2. Różnicę pomiędzy minimalnym i maksymalnym ciśnieniem p wpisaną w obrys przekroju porzecznego przepustu pokazano na rysunku 3.

3. Podsumowanie

Przeprowadzono próbę ponadnormowego obciążenia konstrukcji gruntowo-powłokowej wykonanej z blachy falistej o zamkniętym kształcie łukowo-kołowym typu pipe-arch, przykładając

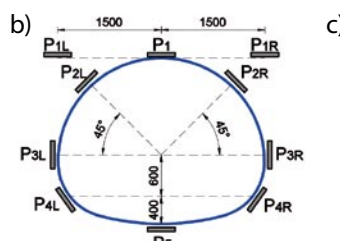


Tabela 1. Wartości ciśnienia dla każdego etapu zastępczego obciążenia ponadnormowego

Etap zastępczego obciążenia ponadnormowego	Siła w jednym siłowniku [kN]	Ciśnienie p [kPa]
Etap I	250	61,050
Etap II	500	122,100
Etap III	750	183,150
Etap IV	1000	244,200

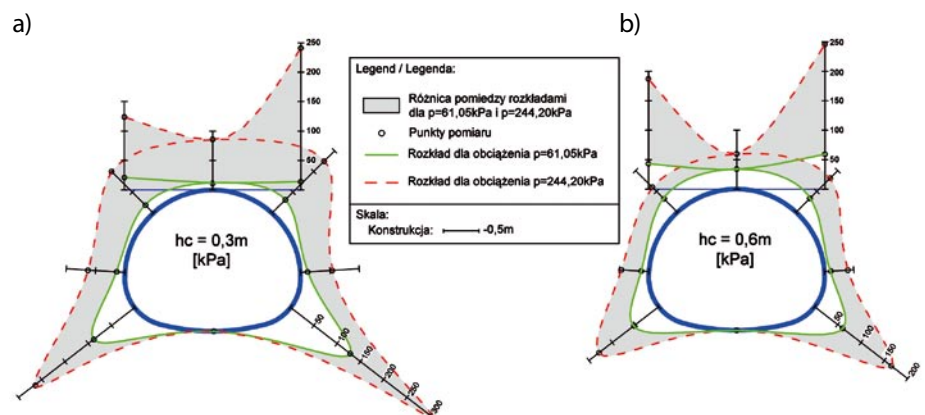
Tabela 2. Wartości naporu w gruncie dla wszystkich etapów obciążenia ponadnormowego dla naziomu $h_c = 0,6$ m i $0,3$ m

Naziom h_c [m]	Presjometr	P1	P1L	P1R	P2L	P2R	P3L	P3R	P4L	P4R	P5
	Ciśnienie p [kPa]										
	Jednostki										
0,6	61,050	34,4	43,2	59,1	31,8	32,5	12,7	10,5	52,9	60,1	-0,7
	122,100	46,7	81,1	112,3	46,2	46,2	20,9	17,4	79,2	92,0	-0,7
	183,150	56,2	128,4	200,1	51,9	63,6	30,7	25,8	100,3	126,7	-0,7
	244,200	60,1	186,6	243,5	60,3	82,1	47,2	39,5	128,0	165,4	-0,6
0,3	61,050	10,8	20,5	14,2	18,5	31,6	14,1	12,0	87,5	128,2	-0,2
	122,100	30,9	48,5	51,5	40,4	73,1	28,9	24,4	131,7	190,2	-0,8
	183,150	56,3	80,1	115,9	67,2	105,5	45,9	38,8	172,6	246,8	-0,8
	244,200	85,5	123,6	240,8	99,8	124,5	63,2	53,5	215,4	301,9	1,2

stopniowo obciążenie zewnętrzne do maksymalnej wartości, jaką pozwalały osiągnąć dysponowane siłowniki hydrauliczne. Obciążenie przeprowadzono dla dwóch wysokości naziomu $h_c = 0,6$ i $0,3$ m.

Na podstawie przeprowadzonych pomiarów można sformułować poniższe wnioski.

- Zanotowano wyraźną redukcję sił naporu w gruncie nad koroną przepustu dla maksymalnych obciążeń przyłożonych dla obu wysokości naziomu nad koroną konstrukcji.
- Redukcja naporu gruntu bezpośrednio nad koroną konstrukcji względem średniego naporu gruntu zarejestrowanego po obu stronach konstrukcji wyniosła 72 i 53% dla wysokości naziomów odpowiednio $h_c = 0,3$ m i $h_c = 0,6$ m.
- Największe wartości naporu w gruncie wokół konstrukcji stalowej zanotowano w dolnych ćwiartkach przekroju porzecznego konstrukcji (z ang. „haunch”) dla wszystkich etapów obciążenia ponadnormowego.
- Zmniejszenie wysokości naziomu nad koroną konstrukcji z $h_c = 0,6$ m do $h_c = 0,3$ m, spowodowało zwiększenie o 83% maksymalnego naporu w gruncie w rejonie dolnej prawej ćwiartki przekroju porzecznego konstrukcji stalowej.
- Maksymalne wartości sił naporu w gruncie dla poszczególnych wysokości naziomu uzyskano przy obciążeniu $p = 244,200$ kPa (etap IV obciążania ponadnormowego), co odpowiadało

Rys. 3. Rozkład sił naporu w gruncie dla obciążenia ponadnormowego dla naziomu (a) $h_c = 0,3$ m; (b) $h_c = 0,6$ m

ok. 339% zastępczego obciążenia normowego przyjętego na podstawie normy [6].

- Stalowa konstrukcja nie została zniszczona, po uzyskaniu maksymalnego obciążenia dostępnego na stanowisku badawczym. Przedstawione wyniki badań będą podstawą do weryfikacji, przygotowywanego do następnej publikacji, numerycznego modelu 3D badanej konstrukcji oraz porównania wyników badań z wybranymi metodami projektowymi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Janusz L., Madaj A., Obiekty inżynierskie z blach falistych: projektowanie i wykonawstwo, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, 2009
- [2] Kunecki, B. Empirical Investigation of the Structural Response of Super-Span Soil-Steel Arches During Backfilling. Materials 2025, 18, 3650. <https://doi.org/10.3390/ma18153650>
- [3] Embaby K., El Naggar M. H., El Sharnouby M., Investigation of bevel-ended large-span soil-steel structures, Engineering Structures 267, 2022, str. 114658
- [4] Kunecki B., Zachowanie się ortotropowych powłok walcowych w ośrodku gruntowym pod statycznym i dynamicznym obciążeniem zewnętrznym, Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, Raport serii PRE 14/2006
- [5] Korusiewicz L., Kunecki B., Wysokowski A., Sprawozdanie z wykonanych badań dla konstrukcji przepustów w systemie MultiPlate i rur DV/AROT OPTIMA. Część I: MultiPlate, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, TW 26999/W-374, 1999
- [6] PN-S-10030:1985: Obiekty mostowe. Obciążenia
- [7] PN-B-04481:1988: Grunty budowlane. Badania próbek gruntu
- [8] PN-B-02481:1998: Geotechnika. Określenia, symbole, podział i opis gruntów
- [9] EN-10025:1990: Hot rolled products of non-alloy structural steels – Technical delivery conditions
- [10] EN-10025-1:2004: Hot rolled products of non-alloy structural steels – Technical delivery conditions

Uwagi o budownictwie podziemnym w polskich miastach

Notes on underground construction in Polish cities

prof. dr hab. inż. Cezary Madryas (ORCID: 0000-0002-6256-769X), Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska

DOI: 10.5604/01.3001.0055.2998

Streszczenie: Treść artykułu w szerszej formie stanowiła wstęp do dyskusji, jaka odbyła się w ramach Wrocławskich Dni Mostowych w 2022 roku [4]. Wskazuje na kilka istotnych problemów, które wiążą się z szeroko pojętym wykorzystaniem przestrzeni podziemnej w miastach, w tym budową tuneli. Problem tunelowania został przedstawiony na tle rozwoju urbanistyki przestrzeni podziemnej w krajach najbardziej rozwiniętych technologicznie, a także na tle istniejących inwestycji w polskich miastach. Przedstawione rozwiązania porównano z warunkami w Polsce, a także wskazano przyczyny znacznych opóźnień w tego typu budowach i inwestycjach tunelowych. Pozwala to sądzić, że tego typu konstrukcje staną się standardem również w Polsce. Podkreślono również zasadność omawiania zagadnień mostowych i tunelowych na wspólnych spotkaniach, co może sprzyjać szerszej analizie rozwiązań projektowych w obszarze transportu ludzi i towarów zarówno w obrębie miast, jak i poza nimi.

Słowa kluczowe: miasto, infrastruktura podziemna rozbudowa, modernizacja.

Abstract: The contents of the paper in a broader form was an introduction to a discussion as part of Wrocław Bridge Days'2022 [4]. It indicates several important problems that are related to the broadly understood use of underground space in cities, including the construction of tunnels. The problem of tunneling was presented with regards to the development of the urban planning of underground space in the most technologically developed countries, and also with respect to existing investments in Polish cities. The presented solutions were compared with the conditions in Poland, and the causes of significant delays in these type of constructions and tunnel investments were provided. This allows for the belief that such structures will also become the standard in Poland. The justification for discussing bridge and tunnel issues at joint meetings was also emphasized, which may be conducive to a broader analysis of design solutions in the area of transporting people and goods both within cities and out of them.

Keywords: city, underground infrastructure, development, modernization

1. Wprowadzenie

Studia rozwiązań technicznych infrastruktury podziemnej w miastach i ich powiązań funkcjonalno-lokalizacyjnych pozwalają wyłonić prawidłowości dające podstawę do sformułowania uogólnionych zasad segregacji przestrzeni podziemnej dla poszczególnych funkcji. W obrębie terenu miejskiego można wydzielić trzy rodzaje zabudowy: zabudowę kubaturową, ulice oraz inne niezabudowane tereny użyteczności publicznej poza ulicami (place, zieleńce itp.). Jak wynika z analiz, największe nasycenie budowlami podziemnymi występuje pod ulicami na głębokości do 10 m. Strefy na większych głębokościach w miastach coraz częściej wykorzystywane są dla budowy tuneli transportowych (metro, tunele kolejowe i samochodowe oraz tuneli do retencjonowania wód opadowych), co jest warunkiem koniecznym dla zapewnienia wysokiej sprawności systemów transportowych, a także bezpieczeństwa mieszkańców.

Dla tworzenia oczekiwanych ze względu na współczesne wymogi systemów infrastruktury podziemnej należałoby rozwijać

i modernizować wszystkie ich funkcje. Warunki techniczno-ekonomiczne w kraju wymagają jednak ustaleń hierarchii ważności przedsięwzięć i kolejności ich wykonywania.

W pierwszej kolejności działania muszą obejmować miejskie sieci uzbrojenia podziemnego. Ciągła modyfikacja wzorców eksploatacji, modernizacji i rozbudowy tego systemu jest konieczna, gdyż stanowi on obecnie podstawowy, a zarazem w dużej mierze mocno wyeksploatowany i awaryjny element wyposażenia miast. Analizy w tym kierunku powinny uwzględniać potencjalne przemieszczenia sieci w przypadku nowo powstających budowli podziemnych, np. tuneli czy przejść podziemnych dla pieszych oraz korelacji z tymi budowlami. Jest to bardzo trudne, ale możliwe gdy planowanie jest długoterminowe.

W drugiej kolejności, a najlepiej równolegle, należałoby modernizować transport publiczny. Rozwiązanie tego problemu, a także ochrony środowiska w miastach wymaga częściowego wyeliminowania ruchu prywatnych samochodów. Jak wykazały doświadczenia w innych krajach, najbardziej efektywne jest tu uruchomienie kilku połączonych z sobą

systemów transportu publicznego, w tym budowa szybkiej kolei podziemnej (metro). Budowa ostatniego skutkuje wielofunkcyjnym wykorzystaniem podziemi, zwłaszcza w sąsiedztwie stacji. Efektem takich założeń powinny być ukierunkowane na ten cel badania geologiczne oraz rezerwacje terenów pod przyszłe stacje, co ułatwi realizację szybkich kolei podziemnych w przyszłości. Konieczna jest też budowa tuneli dla samochodów i tramwajów oraz podziemnych parkingów publicznych oraz tuneli kolejowych, szczególnie wobec konieczności budowy w naszym kraju szybkich kolei. Budowle te podobnie jak tunele i stacje metro stwarzają dodatkowo warunki dla ochrony ludności cywilnej w razie działań wojennych.

Jeśli przedstawione cele mają być osiągnięte, konieczne jest wypracowanie koncepcji urbanistycznych i rozwiązań technicznych, które stanowiłyby podstawę do tworzenia spójnych opracowań szczegółowych. Podstawowym założeniem takich opracowań musi być kreowanie znacznie bardziej pojemnej i efektywniej wykorzystywanej podziemnej przestrzeni, co prowadzi do jej zurbanizowania.

Celowość takich zamierzeń potwierdzają działania w krajach wysoko rozwiniętych, gdzie zainteresowanie wykorzystaniem przestrzeni podziemnej dla opisanych celów trwa już od dawna. Potwierdzeniem tego na płaszczyźnie naukowej była organizacja w Sydney już w 1983 roku, pierwszej międzynarodowej konferencji na temat urbanizacji podziemi miejskich. Na konferencji tej przedstawiano problemy miejskiej urbanistyki podziemnej w zakresie, w jakim nigdzie dotąd nie były one dyskutowane. Spowodowało to dynamiczny wzrost zainteresowania tą tematyką, w efekcie czego organizowano i organizowane są liczne konferencje. Wyjątkowo duża liczba zaawansowanych merytorycznie referatów poświęconych



Budowa wyjścia estymacyjnego z tunelu w Świnoujściu

tej tematyce została opublikowana w materiałach cyklicznej konferencji The International Conference on Underground Space and Earth Sheltered Buildings, a szczególnie jej trzeciej edycji, która odbyła się w 1988 roku w Chinach [1–3, 5]. Dalszy wzrost zainteresowania tą problematyką w międzynarodowych środowiskach naukowych zaowocował spotkaniami, np.: w Monachium – konferencja pt. Underground City'89 czy w Tokyo – The First International Underground Space Development and Engineering Exhibition and Symposium'90. Wymienione przykładowe imprezy naukowo-techniczne rozpoczęły cykl wielu następnych spotkań. Spotkania takie odbywały się również w Polsce. W Politechnice Wrocławskiej podczas cyklicznych

międzynarodowych konferencji Underground Infrastructure of Urban Areas z udziałem ITACUS – the International Tunneling Association Committee on Underground Space.

2. Uwagi o wykorzystaniu przestrzeni podziemnej w Polsce

Inwestycje w przestrzeni podziemnej w kraju ograniczają się praktycznie do sieci (kanalizacji, wodociągowej, gazociągowej, elektroenergetycznej, łączności) ułożonych bezpośrednio w gruncie, nielicznych przejść podziemnych dla pieszych oraz rzadziej tuneli komunikacyjnych (samochodowych, tramwajowych, kolejowych). Ograniczenie wykorzystania przestrzeni podziemnej wynika między innymi z kryzysu ekonomicznego lat 80. XX wieku. Spopularyzowane w tamtym okresie budownictwo „plombowe”, z uwagi na ograniczone środki, było realizowane bez wykorzystania podziemnych kondygnacji do parkowania. Zabudowane w ten sposób tereny w centrach miast praktycznie wykluczają wykorzystanie płytkiej przestrzeni podziemnej w tych miejscach, co jest niepowetowaną stratą.

Nienowocześnie była realizowana także zabudowa nowych terenów



Wnętrze tunelu w Świnoujściu

i ich wyposażania w budowle podziemne sprowadzając je tylko do sieci zaopatrzeniowych. Obecnie w wielu miejscach sytuacja uległa zmianie wprowadzając do podziemi wspomnianą funkcję parkingową, ale nie jest to wystarczające w dalszej perspektywie. Na niedostateczny rozwój budownictwa podziemnego w przeszłości wpłynęły też:

- brak preferencji dla tego typu budownictwa w przeszłości implikujący małe zainteresowanie tą problematyką w środowiskach decydujących, naukowych i inżynierskich,
- niski poziom techniki, technologii i wykonawstwa,
- brak środków finansowo-rzeczowych oraz wykwalifikowanej kadry w firmach wykonawczych.

Warto tu przypomnieć, że tunele pierwszego odcinka warszawskiego metra budowane były przy użyciu niezmechanizowanej tarczy, a pierwsza w Polsce maszyna do tunelowania (Mixshield TBM o średnicy 5,35 m) została użyta dopiero w pierwszej dekadzie obecnego wieku do budowy tunelu wieloprzewodowego „Czajka” pod Wisłą w Warszawie. Odrobina optymizmu napawa fakt, że od tego czasu maszyny TBM były i są wykorzystywane do dalszej rozbudowy, jak dotąd jedynego w kraju, warszawskiego metra (4 EPB TBM o średnicach 6,44; 6,45; 6,46 i 7,60 m) i budowy tuneli drogowych: pod Martwą Wisłą w Gdańsku (Mixshield TBM o średnicy 12,56 m), pod rzeką Świną w Świnoujściu (TBM o średnicy 13,46 m) oraz tuneli kolejowych w Łodzi (EPB TBM o średnicy 12,70 m i EBB TBM o średnicy 8,50 m). Należy także zauważyć, że budowane są tunele w wykopach otwartych, jak tunel dla linii tramwajowej na trasie Łagiewnickiej w Krakowie czy tunel pod Ursynowem na drodze ekspresowej S2. Na tej podstawie można przypuszczać, że tunelowanie staje się w naszym kraju faktem i po wielu latach zaniedbania, ten rodzaj budownictwa podziemnych będzie coraz powszechniej stosowany nie tylko w miastach, ale także poza terenami zurbanizowanymi.

3. Podsumowanie

W niniejszym opracowaniu, będącym jedynie przyczynkiem do ewentualnej kontynuacji szerszej dyskusji, jaka miała miejsce w ramach obrad Wrocławskich Dni Mostowych w 2022 roku, wskazano na szeroko rozumianą podziemną infrastrukturę zaopatrzeniową i transportową jako elementy wykorzystania przestrzeni podziemnej w naszym kraju.



Korytarz ewakuacyjny w tunelu w Świnoujściu

W najbliższej perspektywie również inne obiekty (zbiorniki retencyjne, oczyszczalnie ścieków, podstawy elektroenergetyczne, pompownie) powinny być, wszędzie tam, gdzie to możliwe, lokalizowane w podziemnej przestrzeni miast. Szczególnie dotyczy to zbiorników do retencjonowania wód opadowych, które muszą stać się standardowym rozwiązaniem już teraz. Zmiany klimatyczne, z którymi mamy do czynienia, spowodowały bardzo częste występowanie tzw. powodzi miejskich. Są to zalania fragmentów, a nieraz całych miast wodami pochodzącymi z krótkotrwałych opadów o bardzo dużym natężeniu. Jak wykazuje analiza miejsc wystąpienia powodzi miejskich w naszym kraju, są one nieprzewidywalne. Jednym ze skutecznych rozwiązań są tunele retencyjne umieszczone poniżej istniejącej infrastruktury podziemnej. Niewątpliwie zatem konieczne są budowy takich tuneli, a nie ograniczanie się tylko do płytko zagłębionych zbiorników lub ich baterii pod parkingami i im podobnymi terenami.

Tunele mogą być także alternatywą dla mostów, tak jak przejścia podziemne dla pieszych, dla kładek. Porównania takich alternatywnych rozwiązań na etapie projektowania sprzyjają wyłonieniu rozwiązań najkorzystniejszych z uwagi na koszty ich realizacji, możliwość zachowania krajobrazu miejskiego i spełnienia kryteriów ekologicznych. Pełna analiza problemu wymaga uwzględnienia istniejących budowli podziemnych (głównie sieci infrastruktury zaopatrzeniowej), które bardzo często stwarzają trudne do pokonania ograniczenia, a także aby projektowane budowle powodowały jak najmniejsze utrudnienia dla zabudowy przestrzeni podziemnej również w przyszłości.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Golany S. G., Constructions of below-ground space to urban design: a trinity concept, The Third International Conference on Underground Space and Earth Sheltered Buildings, Tongji University Press, Shanghai, 1988
- [2] Hou X., Shu Y., The model of underground space of the city, The Third International Conference on Underground Space and Earth Sheltered Buildings, Tongji University Press, Shanghai, 1988
- [3] Lin-Hsu T., Urban underground shopping mall: the essential experience of Japan, The Third International Conference on Underground Space and Earth Sheltered Buildings, Tongji University Press, Shanghai, 1988
- [4] Madryas C., Uwagi o budownictwie podziemnym – wstęp do dyskusji, Materiały konferencyjne, Wrocławskie Dni Mostowe, Wrocław, 2022
- [5] Murkami Y., Types of utilization of underground space – history, present and tomorrow, The Third International Conference on Underground Space and Earth Sheltered Buildings, Tongji University Press, Shanghai, 1988

Badania in situ eksploatowanych betonowych przewodów kanalizacyjnych

In situ examination of concrete sewage pipes in use

prof. dr hab. inż. Cezary Madryas (ORCID: 0000-0002-6256-769X), dr inż. Andrzej Moczko (ORCID: 0000-0002-2492-2283), Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska

DOI: 10.5604/01.3001.0055.2999

Streszczenie: W pracy omówiono znaczenie nowoczesnych metod diagnostycznych dla prawidłowej oceny stanu technicznego obiektów infrastruktury podziemnej, ze szczególnym uwzględnieniem betonowych przewodów kanalizacyjnych oraz zwrócono uwagę na specyfikę diagnostyki tego rodzaju obiektów. Przedstawiono także zasady doboru adekwatnych metod badawczych, umożliwiających dokonanie wiarygodnej oceny ich stanu technicznego.

Słowa kluczowe: betonowe przewody kanalizacyjne, diagnostyka, ocena wizualna, badania wytrzymałościowe, ocena zagrożenia korozyjnego, defektoskopia.

Abstract: The paper discusses the importance of modern testing methods for the correct assessment of the technical condition of underground infrastructure, with particular emphasis on the concrete sewage pipes. Attention was also drawn to the specificity of diagnostics of such objects. The principles of selecting adequate testing methods were also presented, allowing for a reliable assessment of their technical condition.

Keywords: sewage concrete pipes, in situ testing, visual inspection, strength tests, corrosion risk, assessment, defectoscopy.

1. Wprowadzenie

Biorąc pod uwagę szerokie spektrum technik wykorzystywanych w badaniach przewodów infrastruktury podziemnej miast, można zaproponować ich uporządkowanie w nawiązaniu do powszechnie przyjmowanych trzech podstawowych kryteriów oceny ich stanu technicznego [1]. Są to kryteria wytrzymałościowe, hydrauliczne i ekologiczne, co dobrze wpisuje się w zawarty w europejskiej normie PN EN 752 schemat działań zmierzających do przeprowadzenia rehabilitacji sieci podziemnych przewodów. Ponieważ badania prowadzone są w określonym celu (uzyskania oceny na wymaganym poziomie dokładności), interesujący wydaje się podział odniesiony do wymiarów przewodu, związany z ich dostępnością oraz podział nawiązujący do poziomu dokładności kontroli badań (opinii, ekspertyzy).

Przy łatwej dostępności wnętrza przewodów, jak to ma miejsce w przypadku przewodów przełączowych, można realizować badania diagnostyczne, analogicznie do badań innego rodzaju obiektów budowlanych, uzupełniając je badaniami warunków gruntowo-wodnych w otoczeniu kanałów oraz badaniami występujących zagrożeń korozyjnych.

Sytuacja jest zdecydowanie mniej korzystna w przypadku przewodów nieprzełączowych, których wnętrza nie są bezpośrednio dostępne. Badania prowadzone są wtedy po odkopaniu przewodów lub technikami bezwykopowymi. Odkopywanie przewodów przy obecnym obciążeniu układów

transportowych miast jest wyjątkowo uciążliwe lub wręcz niemożliwe. Z tych powodów w większości przypadków badania prowadzi się technikami bezwykopowymi, do których można zaliczyć: pośrednie obserwacje wnętrza przewodów przy wykorzystaniu telewizji przemysłowej (CCTV – *Closed Circuit Television*) [1] i skanerów 3D oraz pobieranie próbek do badań laboratoryjnych za pomocą zdalnie sterowanych robotów. Jest oczywiste, że wyniki tego rodzaju badań mają w większości charakter jakościowy. Pozwalają zatem tylko na przybliżone wnioskowanie o aktualnym stanie technicznym przewodów.

2. Specyfika badań obiektów podziemnej infrastruktury kanalizacyjnej

Specyfika badań diagnostycznych podziemnej infrastruktury kanalizacyjnej wynika w głównej mierze z charakteru badanych obiektów oraz panujących w nich warunków. Wiąże się to najczęściej z koniecznością pracy w ograniczonej przestrzeni, w warunkach szkodliwych dla zdrowia. Do szczególnie istotnych uwarunkowań realizacji tego rodzaju prac badawczych należy zaliczyć między innymi:

- brak dostępu do badanych obiektów od zewnątrz wymusza konieczność prowadzenia większości badań od strony wewnętrznej, co zwykle stanowi znaczne utrudnienie ze względu na ich niewielkie gabaryty,
- brak możliwości wyłączenia z eksploatacji na dłuższy czas badanego fragmentu kanału, co wiąże się często

Rys. 1. Pull-out – krzywe korelacyjne [3]

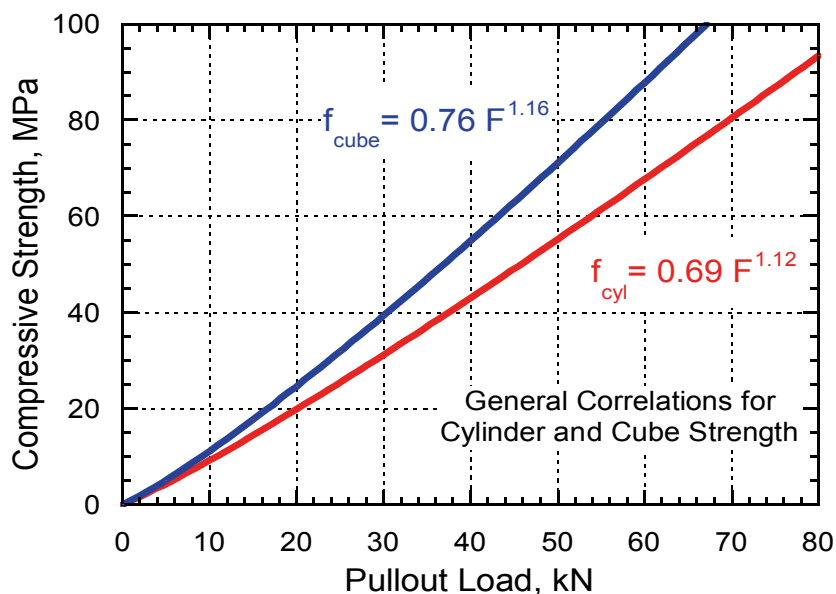
z koniecznością pracy wewnątrz przewodów, w których płyną ścieki,

- konieczność stosowania specjalnej odzieży ochronnej,
- występujące zagrożenie porażenia prądem elektrycznym, które wymaga pochłonnego podwieszania przewodów zasilających i stosowania specjalistycznych zabezpieczeń, niezbędnych dla oświetlenia miejsca prowadzenia badań oraz zapewnienia bezpiecznej pracy różnego typu urządzeń elektrycznych,
- zagrożenie życia, wynikające z obecności szkodliwych gazów, a w szczególności siarkowodoru oraz osadów mogących być ich źródłem,
- konieczność stałej łączności osób przebywających we wnętrzu kanałów kanalizacyjnych z ekipą zapewniającą ich bezpieczeństwo,
- konieczność stosowania zabezpieczenia osób przebywających we wnętrzu kanałów kanalizacyjnych przez specjalistyczną ekipę na powierzchni, zapewniającą możliwość ich natychmiastowej ewakuacji przed ewentualnym zagrożeniem, wynikającym ze wzrostu stężenia szkodliwych gazów, czy też opadami deszczu, mogącymi zalać kanał.

3. Dobór adekwatnych metod diagnostycznych

3.1. Inspekcja przewodów nieprzełazowych

Inspekcja stanu technicznego kanałów nieprzełazowych jest zwykle realizowana przy wykorzystaniu specjalistycznego mobilnego laboratorium, wyposażonego w zestaw różnego rodzaju kamer wideo, umieszczonych na zdalnie sterowanych robotach, poruszających się we wnętrzu kanału. Ze względu na bardzo małe przekroje tego rodzaju kanałów ich diagnostyka polega głównie na wizualizacji wnętrza przewodu kanalizacyjnego za pomocą poruszającej się w nim kamery wideo, z której obraz przekazywany jest na bieżąco na powierzchnię terenu, na ekran monitora. Na bieżąco zapisywany jest również komentarz inspektora prowadzącego przegląd. Poza tradycyjnymi kamerami obecnie wykorzystuje się także nowoczesne systemy skanujące. Najogólniej rzecz ujmując, skanowanie polega na wykonaniu w trakcie przejazdu urządzenia przez przewód kanalizacyjny serii zdjęć cyfrowych obejmujących jego cały obwód. Zeskanowany obraz przewodu zapisywany jest w postaci cyfrowej, która przy użyciu odpowiedniego oprogramowania jest przetwarzana tak, że już w trakcie inspekcji można uzyskać przestrzenny obraz wnętrza przewodu [1]. Istotną zaletą stosowania systemów skanujących jest możliwość opisu



uszkodzeń oraz oceny stanu technicznego badanego przewodu w warunkach studyjnych.

3.2. Zakres badań przewodów przełazowych

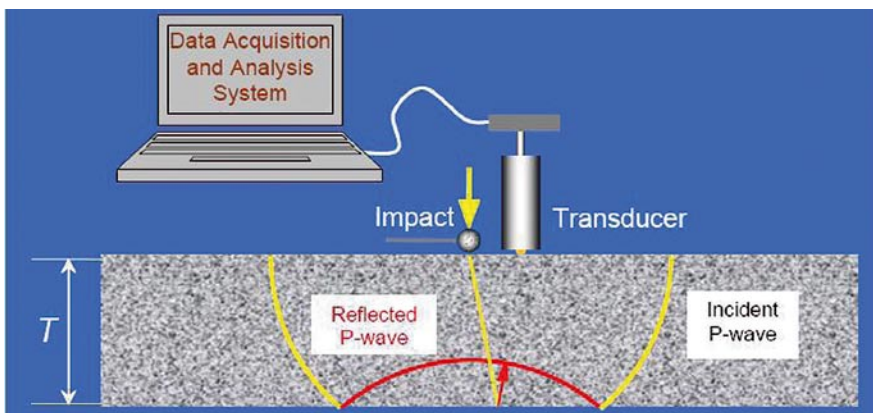
W przypadku przewodów przełazowych gama możliwości badawczych jest znacznie szersza i obejmuje między innymi:

- badania wytrzymałościowe próbek betonu, wyciętych z istniejącej konstrukcji, przy czym należy zaznaczyć, że warunki pobierania odwiertów rdzeniowych są w tym przypadku znacznie utrudnione;
- badania wytrzymałościowe betonu metodami nieniszczącymi i seminiszczącymi, ze szczególnym uwzględnieniem metody pull-out [2], pozwalającej na dokonanie oceny wytrzymałości betonu na ściskanie bezpośrednio na obiekcie, dzięki wykorzystaniu ogólnych krzywych korelacyjnych, pokazanych na rysunku 1 [3]; metoda ta jest również szczególnie przydatna w przypadku, gdy mamy do czynienia z dużym zagęszczeniem zbrojenia bądź niewielką grubością przekroju betonowego (mniejszą od około 80 mm), co często uniemożliwia wycięcie próbek do badań z istniejącej konstrukcji;
- badania wytrzymałościowe metodą sklerometryczną są także możliwe, ale ich wiarygodność jest często dyskusyjna, ze względu na występujące zabrudzenia powierzchni i dużą wilgotność badanego betonu oraz konieczność pobierania próbek do skalowania krzywej regresji;
- badania wytrzymałości betonu na rozciągania metodą pull-off, niezbędne do oceny możliwości zastosowania nowoczesnych materiałów do napraw powierzchniowych typu PCC;
- lokalizacja i identyfikacja zbrojenia przy wykorzystaniu metody elektromagnetycznej oraz georadaru (rys. 2);
- pomiary geometrii przewodów za pomocą dalmierzy laserowych oraz grubości przekrojów betonowych metodą Impact-Echo (rys. 3) [4];



Rys. 2. Georadar

- ocena zagrożenia korozyjnego betonu oraz stali zbrojeniowej przy wykorzystaniu testu fenoloftaleinowego oraz Rainbow-Testu (neutralizacja betonowej otuliny – rysunek 4), Rapid Chloride Testu (zagrożenie zbrojenia korozją chlorkową) oraz Aquamerck Testu (zagrożenie korozją siarczanową betonu);



Rys. 3. Istota metody Impact-Echo

- badania geotechniczne gruntu wokół przewodu, obejmujące sondowania i badania laboratoryjne oraz wykorzystanie metod geofizycznych, mających na celu sprawdzenie rodzaju gruntu zasypowego, stopnia jego zagęszczenia oraz występowania ewentualnych pustek, co jest niezbędne dla ustalenia obciążeń działających na kanał oraz warunków jego posadowienia;
- badania składu chemicznego prowadzonego



Rys. 4. Rainbow-Test

medium i środowiska gruntowo-wodnego w otoczeniu przewodu, dla ustalenia agresywności środowiska, w którym przewód pracuje;

- badania defektoskopowe, mające na celu lokalizację i identyfikację występujących uszkodzeń [4] oraz pomiaru występujących odkształceń badanych przewodów.

4. Podsumowanie

Beton jako materiał konstrukcyjny jest bardzo często wykorzystywany do budowy przewodów kanalizacyjnych. W szczególności dotyczy to kon-

struowania kolektorów przełączowych w większości wykonywanych z prefabrykatów. Bardzo często prefabrykowane przewody o mniejszych wymiarach przekrojów poprzecznych stosuje się do budowy kanałów nieprzełączowych. Mnogość stosowania takich rozwiązań sprawia, że niezawodność ich funkcjonowania ma kluczowe znaczenie, tak

ze względu na bezpieczeństwo budowlane, zlokalizowanych nad kanalizacją, jak i ochronę naturalnego środowiska (przede wszystkim wód gruntowych). Stąd też konieczne jest utrzymywanie przewodów w stanie zapewniającym wymaganą obciążalnością ich nośność i szczelność. Konsekwencją takich wymogów są badania prowadzone in situ z użyciem stosownej aparatury.

Jak wykazują wieloletnie doświadczenia autorów niniejszego artykułu, ze względu na ograniczoną dostępność tego rodzaju obiektów prowa-

dzenie badań wymaga stosowania odpowiednich procedur bezpieczeństwa, rozpoznania możliwości aplikacyjnej aparatury i umiejętności interpretacji wyników z uwzględnieniem warunków, w jakich zostały uzyskane.

W pracy omówiono specyfikę prowadzenia badań in situ eksploatowanych betonowych przewodów kanalizacyjnych oraz dobór stosownych metod i narzędzi badawczych, adekwatnych do wymaganego poziomu dokładności uzyskiwanych wyników badań.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Madryas C., Przybyła B., Wysocki L., Badania przewodów kanalizacyjnych, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 2010
- [2] Petersen C. G., LOK-TEST and CAPO-TEST pullout for „in situ” concrete strength Bridge Structures Journal 20, 1/2024, str. 1–22
- [3] Moczko A. T., Carino N. J., Petersen C. G., CAPO-Test to estimate concrete strength in bridges, ACI Materials Journal 113, 6/2016, str. 827–836
- [4] Sansalone M. J., Streett W. B., 1997, Impact-Echo – Nondestructive Evaluation of Concrete and Masonry, Bullbrier Press, USA

Projektowanie wewnętrznego zbrojenia kompozytowego do betonu według wybranych norm

Design of internal composite reinforcement for concrete according to selected codes

mgr inż. Franciszek Olechnowicz (ORCID: 0009-0001-4656-2856), dr inż. Filip Grzymski (ORCID: 0000-0003-2083-8946), Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska

DOI: 10.5604/01.3001.0055.3000

Streszczenie: Wewnętrzne zbrojenie kompozytowe stanowi innowacyjną alternatywę dla klasycznego zbrojenia stalowego w konstrukcjach betonowych. Charakteryzuje się ono korzystnymi właściwościami mechanicznymi, w szczególności wysoką odpornością na korozję, co czyni je szczególnie przydatnym w konstrukcjach narażonych na silną agresję chemiczną. Głównym ograniczeniem zbrojenia kompozytowego jest jego kruchy mechanizm zniszczenia, wymagający odmiennych metod projektowania w porównaniu do zbrojenia stalowego. Celem artykułu jest analiza najważniejszych metod projektowania elementów żelbetowych ze zbrojeniem kompozytowym na zginanie. W pracy przedstawiono wytyczne projektowe z norm amerykańskiej, kanadyjskiej, włoskiej i japońskiej, a następnie przeprowadzono obliczeniową analizę porównawczą elementu zginanego. Wyniki analizy wykazały znaczące różnice w nośności obliczeniowej elementów oraz w przewidywanym mechanizmie zniszczenia.

Słowa kluczowe: zbrojenie kompozytowe, żelbet, FRP, zginanie.

Abstract: Internal composite reinforcement offers an innovative alternative to conventional steel reinforcement in concrete structures. It exhibits favorable mechanical properties, particularly exceptional corrosion resistance, making it especially valuable in structures subjected to aggressive chemical environments. The primary limitation of composite reinforcement lies in its brittle failure mechanism, which necessitates design approaches that differ substantially from those used for steel reinforcement. This article aims to analyze the key design methodologies for reinforced concrete elements incorporating composite reinforcement under flexural loading. The study presents design guidelines from American, Canadian, Italian, and Japanese codes, followed by a comprehensive computational comparative analysis of flexural members. The analysis revealed significant variations in design load capacity and predicted failure mechanisms across different approaches.

Keywords: composite reinforcement, reinforced concrete, FRP, bending.

1. Wprowadzenie

Jeszcze kilkadziesiąt lat temu pręty stalowe stanowiły jedyne stosowane w praktyce rozwiązanie wewnętrznego zbrojenia elementów betonowych. Połączenie tych dwóch materiałów budowlanych przynosi obopólne korzyści – pręty zbrojeniowe przejmują naprężenia rozciągające, a beton dzięki swoim alkalicznym właściwościom chroni je przed korozją. Korozja stali zbrojeniowej znacząco wpływa na obniżenie trwałości, a w rezultacie także użytkowalności obiektów budowlanych, rozpoczynając się w betonowej otulinie, która utraciła swoje właściwości ochronne wobec stali. Proces korozji w prętach zbrojeniowych może rozwijać się stosunkowo szybko, zwłaszcza w miejscach, gdzie konstrukcja jest narażona na silne działanie wilgoci, gradientu temperatury, koncentracji obciążeń zewnętrznych czy działanie chlorków [1]. Na przestrzeni lat przeanalizowano różne rozwiązania pod kątem zastosowania stali w agresywnym środowisku korozyjnym. Wśród tych rozwiązań można wyróżnić m.in. powłoki galwaniczne, elektrostatyczne natryski fuzyjne (żywice proszkowe), powłoki epoksydowe do betonu impregnowane polimerami i zastąpienie

zbrojenia stalowego zbrojeniem kompozytowym z polimerów wzmocnionych włóknami (FRP – ang. *Fiber Reinforced Polymer*). Japońscy inżynierowie z JSCE (ang. *Japan Society for Civil Engineering*) jako pierwsi zebrali zalecenia projektowe w jeden dokument – normę [N3]. W kolejnych latach podobne wytyczne opublikowano także w innych krajach, m.in. we Włoszech [N2], Norwegii, Wielkiej Brytanii, USA [N1] i Kanadzie [N4, N5].

2. Zbrojenie kompozytowe

Materiał kompozytowy to wynik połączenia na poziomie makroskopowym co najmniej dwóch różnych materiałów o odmiennych właściwościach. Ich zespolenie ma prowadzić do powstania nowego tworzywa o pożądanych cechach, którego głównym założeniem jest osiągnięcie lepszych parametrów mechanicznych niż te, które posiadają jego elementy składowe oddzielnie [2].

Pręty FRP zbudowane są z ciągłych włókien zatopionych w żywicy polimerowej – włókna przenoszą obciążenia, a żywica je łączy, chroni i rozkłada obciążenia pomiędzy nimi. Wytrzymałość

Tabela 1. Typowe parametry wytrzymałościowe zbrojenia kompozytowego w porównaniu ze stalą konstrukcyjną [N1, 3]

Właściwość	Rodzaj zbrojenia				
	Stal	CFRP	AFRP	GFRP	BFRP
Granica plastyczności [MPa]	276–517	-	-	-	-
Wytrzymałość na rozciąganie [MPa]	483–690	600–3690	1720–2540	483–1600	1100
Moduł Younga [GPa]	200	120–580	41–125	35–51	70
Odształcenie plastyczne [%]	0,14–0,25	-	-	-	-
Odształcenie graniczne [%]	6,0–12,0	0,5–1,7	1,9–4,4	1,2–3,1	2,2

i sztywność zależą głównie od rodzaju i udziału objętościowego włókien, a żywica wpływa na mechanizm zniszczenia i odporność na pękanie całego kompozytu. Wśród najczęściej stosowanych rodzajów prętów kompozytowych należy wyróżnić przede wszystkim zbrojenie:

- GFRP (ang. *Glass FRP*) z włókien szklanych,
- CFRP (ang. *Carbon FRP*) z włókien węglowych,
- AFRP (ang. *Aramid FRP*) z włókien aramidowych,
- BFRP (ang. *Basalt FRP*) z włókien bazaltowych.

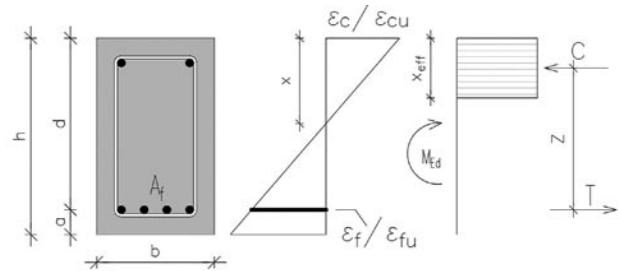
W porównaniu do prętów stalowych pręty FRP wykazują większą wytrzymałość na rozciąganie, ale mniejszą końcową odkształcalność (brak uplastycznienia) oraz niższy moduł sprężystości przy rozciąganiu (poza prętami CFRP). Typowe parametry wytrzymałościowe dostępnego na rynku zbrojenia kompozytowego w porównaniu ze stalą konstrukcyjną zestawiono w tabeli 1.

3. Projektowanie konstrukcji betonowych zbrojonych kompozytami FRP

Projektowanie konstrukcji betonowych zbrojonych prętami FRP opiera się na modyfikacjach istniejących zasad wymiarowania żelbetu – głównie półprobabilistycznej metodzie stanów granicznych [4]. Wynika to z faktu, że normy dla konstrukcji żelbetowych opierają się na założeniu, iż dominującym mechanizmem zniszczenia jest uplastycznienie zbrojenia, gdzie w przypadku konstrukcji zbrojonych FRP przyjmuje się kruche mechanizmy – zmiążdżenie betonu w strefie ściskanej lub zerwanie prętów kompozytowych. Zmiany w głównej mierze wynikają z linowo-sprężystego charakteru pracy zbrojenia kompozytowego pod obciążeniem rozciągającym, mniejszej sztywności i większej wytrzymałości na rozciąganie prętów FRP od prętów stalowych. Normy nie precyzują, który mechanizm zniszczenia wystąpi jako pierwszy, ani przy jakim poziomie obciążenia nastąpi jego inicjacja [5]. Problemy projektowe związane z długotrwałą eksploatacją elementów zbrojonych FRP wymagają dalszych badań i nowych wytycznych, gdyż nadmierne współczynniki redukcyjne mogą prowadzić do nieekonomicznych rozwiązań [6]. Rozkład sił w przekroju zginanym zbrojonym prętami FRP przedstawiono na rysunku 1.

Rodzaj przewidywanego mechanizmu zniszczenia jest ściśle powiązany ze zrównoważonym stopniem zbrojenia ρ_{fb} ,

wyznaczonym na podstawie równowagi sił podłużnych w przekroju, przy założeniu osiągnięcia granicznych odkształceń w betonie i zbrojeniu $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$; $\varepsilon_f = \varepsilon_{fu}$. We wzorze na ten wskaźnik można określić dwa główne czynniki – obliczeniowe wartości charakterystyk wytrzymałościowych z normowymi współczynnikami (określone

**Rys. 1.** Siły w przekroju poprzecznym elementu betonowego zbrojonego prętami FRP

jako α_i we wzorze 1) i stosunek granicznych odkształceń w przekroju (sprowadzony do współczynnika β_i we wzorze 1):

$$\rho_{fb,i} = \alpha_i \cdot \beta_i \xrightarrow{\text{np. dla [N2]}} \rho_{fb,CNR} = \left(\eta \lambda \frac{f_{cd}}{f_{fd}} \right) \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \right) \quad (1)$$

gdzie:

λ, η – współczynnik zależny od wytrzymałości betonu na ściskanie,

f_{cd} – obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie,

f_{fd} – obliczeniowa wytrzymałość na rozciąganie zbrojenia kompozytowego,

ε_{cu} – graniczne odkształcenie w betonie,

ε_{fu} – graniczne odkształcenie w zbrojeniu kompozytowym.

Zależność pomiędzy stopniem zbrojenia a przewidywanym mechanizmem zniszczenia elementu betonowego zbrojonego prętami FRP prezentuje się następująco:

- $\rho_f \leq \rho_{fb}$ – zniszczenie wskutek zerwania zbrojenia,
- $\rho_f > \rho_{fb}$ – zniszczenie wskutek zmiążdżenia betonu w strefie ściskanej.

Mechanizm zniszczenia stanowi podstawę do przyjęcia prawidłowego rozkładu odkształceń w przekroju poprzecznym, co umożliwia obliczenie wysokości strefy ściskanej. Zmiążdżenie betonu w strefie ściskanej jest bezpieczniejszym mechanizmem zniszczenia, gdyż umożliwia wcześniejsze wykrycie utraty nośności elementu. Przyjęcie zerwania zbrojenia jako mechanizmu zniszczenia prowadzi do uzyskania najmniejszego pola zbrojenia, przy zachowaniu dopuszczalnych odkształceń i względnej wysokości strefy ściskanej mniejszej od wartości granicznej.

Zgodnie z przywołanymi wcześniej normami do wymiarowania zbrojenia kompozytowego w zginanych elementach

Tabela 2. Wartości współczynnika redukcyjnego C_E [N1]

Ekspozycja konstrukcji	Rodzaj włókna	Wartość współczynnika C_E
Beton nienarażony na oddziaływania środowiska zewnętrznego	Węglowe	1,0
	Szklane	0,8
	Aramidowe	0,9
Beton narażony na oddziaływania środowiska zewnętrznego	Węglowe	0,9
	Szklane	0,7
	Aramidowe	0,8

betonowych przyjmuje się następujące założenia:

- obowiązuje zasada płaskich przekrojów, odkształcenia pochodzące od ścinania można pominąć;
- obowiązuje liniowa zależność naprężenie – odkształcenie;
- maksymalne odkształcenie w betonie wynosi $\varepsilon_{cu} = 0,0035$ lub $\varepsilon_{cu} = 0,0030$ dla amerykańskiej normy [N1];
- beton w strefie rozciąganej jest pomijany;
- pręt FRP zachowuje się liniowo-sprężysto pod obciążeniem rozciągającym, aż do momentu zerwania;
- zakłada się idealną przyczepność pomiędzy betonem i prętami FRP.

3.1. Amerykański zbiór zaleceń projektowych

ACI 440.1R.15

Jedną z ważniejszych cech amerykańskiej normy [N1] jest rozróżnienie rodzaju włókien zastosowanego zbrojenia kompozytowego przy wyznaczaniu jego obliczeniowej wartości wytrzymałości na rozciąganie. Wartości współczynnika redukcyjnego zależnego od środowiska i rodzaju włókien C_E zestawiono w tabeli 2.

Warunek nośności przekroju ze względu na zginanie sprawdza się według równania:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (2)$$

gdzie:

ϕ – współczynnik redukcji nośności, zależny od stopnia zbrojenia elementu,

M_n – nośność przekroju na zginanie,

M_u – obliczeniowy moment zginający.

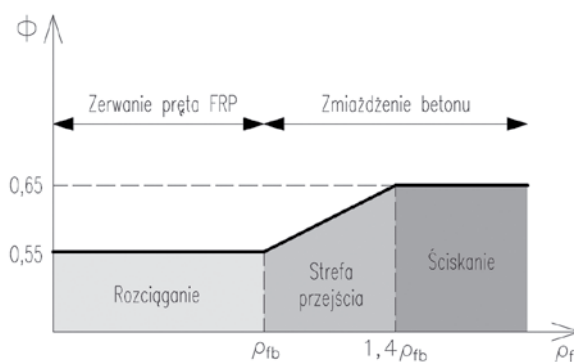
Wartość współczynnika redukcyjnego nośności ϕ przedstawiono graficznie na rysunku 2.

Z rysunku 2 wynika, że momentowa nośność zginanego elementu rośnie w sposób liniowy do $\rho_f/\rho_{fb} = 1,4$, a stosowanie większych stopni zbrojenia nie jest proporcjonalne do wzrostu nośności.

3.2. Włoski zbiór zaleceń projektowych

CNR-DT 203/2006

Norma włoska [N2] rozróżnia rodzaje włókien w taki sam sposób jak norma [N1], co zostało przedstawione w tabeli 2. Dodatkowo przy wyznaczaniu obliczeniowych wartości charakterystyk wytrzymałościowych wprowadza współczynnik redukcyjny ze względu na oddziaływania długotrwałe, które zestawiono w tabeli 3.

**Rys. 2.** Wykres współczynnika redukcji nośności jako funkcja stopnia zbrojenia przekroju [N1]**Tabela 3.** Wartości współczynnika redukcyjnego z uwagi na obciążenie długotrwałe [N2]

Obciążenie	Rodzaj włókna/matryca	η_i (SGU)	η_i (SGN)
Quasi-stałe i/lub cykliczne (pełzanie, relaksacja, zmęczenie)	Węglowe/winyloestrowa lub epoksydowa	0,9	1,0
	Szklane/winyloestrowa lub epoksydowa	0,3	1,0
	Aramidowe/winyloestrowa lub epoksydowa	0,5	1,0

3.3. Norma japońska JSCE 1997

Zalecenia projektowe sformułowane w normie [N3] zalecają stosowanie odpowiedniego współczynnika powiększającego wartość obliczeniowego momentu zginającego w zależności od przyjętego mechanizmu zniszczenia:

- zerwanie prętów zbrojeniowych – współczynnik $\gamma_b = 1,15 \div 1,30$,
- zmiżdżenie betonu w strefie ściskanej – współczynnik $\gamma_b = 1,30$.

W przeciwieństwie do pozostałych norm japoński odpowiednik zaleca przyjmowanie mniejszego współczynnika redukcyjnego dla zniszczenia poprzez zerwanie pręta FRP niż dla zmiżdżenia strefy ściskanej betonu.

3.4. Kanadyjskie normy CAN/CSA-S806-12; ISIS-M03-07 Canada

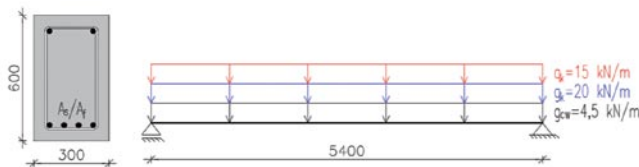
Kanadyjskie zalecenia projektowe [N4, N5] powinny być rozpatrywane równocześnie ze względu na liczne odwołania jednej normy do drugiej. Wartości sił podłużnych w przekroju są redukowane odpowiednim współczynnikiem ϕ_i ze względu na rodzaj materiału, którego wartości zestawiono w tabeli 4.

4. Analiza obliczeniowa elementu zginanego

W celu porównania opisanych wcześniej norm [N1–N5] przeprowadzono analizę obliczeniową elementu zginanego. Jako element analiz przyjęto belkę swobodnie podpartą o rozpiętości równej $l_{eff} = 5,4$ m. Ze względu na klasę ekspozycji XS1 według Eurokodu 2 [N6] przyjęto beton klasy wytrzymałości C35/45. Schemat belki oraz wymiary przekroju przedstawiono na rysunku 3.

Tabela 4. Współczynniki redukcyjne nośności w zależności od materiału [N5]

Materiał	Symbol współczynnika	Wartość
Beton (monolit)	ϕ_c	0,60
Beton (prefabrykat)	ϕ_c	0,65
Zbrojenie stalowe	ϕ_s	0,85
CFRP	ϕ_f	0,75
AFRP	ϕ_f	0,75
GFRP	ϕ_f	0,75

**Rys. 3.** Schemat statyczny analizowanego elementu

Założenia materiałowe zbrojenia:

- zbrojenie GFRP – $f_{tu} = 1000$ MPa; $E_f = 60$ GPa,
- zbrojenie CFRP – $f_{tu} = 2068$ MPa; $E_f = 131$ GPa.

Po przeprowadzeniu pełnych procedur wymiarowania rozciąganego zbrojenia kompozytowego na podstawie norm [N1–N5] zestawiono ich efekty w tabeli 5.

Przyjęto stały parametr w obrębie każdej grupy – stałe pole zbrojenia. Takie podejście pozwala na scharakteryzowanie, która z przytoczonych norm [N1–N5] przyjmuje największe redukcje charakterystyk materiałowych czy nośności na zginanie.

Analizując wyężenia zbrojenia, można zauważyć, że najbardziej konserwatywne podejście (największe wyężenie obliczeniowe) do projektowania elementów zbrojonych prętami FRP prezentuje norma amerykańska [N1]. Najbardziej liberalne podejście (najmniejsze wyężenie obliczeniowe) wykazują normy kanadyjskie [N4, N5]. W przypadku normy włoskiej [N2] i japońskiej [N3] uzyskane wyniki obrazują podobny poziom obliczeniowego wyężenia analizowanego elementu konstrukcyjnego.

5. Podsumowanie

Przeprowadzono przegląd najistotniejszych światowych norm związanych z wymiarowaniem wewnętrznego zbrojenia kompozytowego w konstrukcjach betonowych, a następnie na ich podstawie przeprowadzono obliczeniową analizę porównawczą dla elementu zginanego. Na podstawie przeprowadzonych prac wyciągnięto następujące wnioski:

- ze względu na liniową zależność naprężenie–odkształcenie, pręty FRP nie wykazują zjawiska uplastycznienia (co ma miejsce w przypadku prętów stalowych), zniszczenie elementów zbrojonych prętami FRP ma kruchy charakter;
- stopień zbrojenia na zginanie prętami FRP decyduje o przewidywanym mechanizmie zniszczenia oraz charakterze przeprowadzanej analizy – zerwaniu pręta lub zmiędźczeniu betonu;
- poziom wyężenia obliczeniowego analizowanego elementu

Tabela 5. Zestawienie wyników wymiarowania zbrojenia w aspekcie porównania norm między sobą

Norma	Rodzaj zbrojenia	Mechaniczne zniszczenie	$A_{f,i}$	$A_{f,i}$	M_{Ed}	M_{Rd}	$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$
			[cm ²]	[-]	[kNm]	[kNm]	
[N1]	GFRP	ZB	9,42	3 ϕ 20	194,643	210,136	0,93
[N2]		ZP			202,571	259,616	0,78
[N3]		ZB			224,605	282,304	0,80
[N4,N5]		ZB			193,641	264,343	0,73
[N1]	CFRP	ZB	3,39	3 ϕ 12	194,643	197,863	0,98
[N2]		ZP			202,571	244,558	0,83
[N3]		ZP			224,605	259,070	0,87
[N4,N5]		ZB			193,641	243,073	0,80

różnił się nawet o 20% w zależności od wybranej normy projektowej;

- spośród analizowanych norm projektowych, amerykańska norma [N1] charakteryzuje się najbardziej konserwatywnym podejściem do projektowania elementów zbrojonych FRP, wprowadzając współczynniki uwzględniające rodzaj włókien oraz współczynnik redukcyjny nośności momentowej zależny od stopnia zbrojenia elementu;
- najbardziej liberalne podejście w przypadku analizowanego elementu prezentowały normy Kanadyjskie [N4, N5], w których zaleca się stosowanie metody iteracyjnej.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Nanni A., De Luca A., Zadeh H. J., Reinforced Concrete with FRP Bars: Mechanics and Design, Taylor&Francis Group, LLC, 2014
- [2] German J., Materiały kompozytowe w budownictwie cz. I, Katedra Wytrzymałości Materiałów, Instytut Mechaniki Budowli Politechniki Krakowskiej, 2001
- [3] Szumigala M., Pawłowski D., Zastosowanie kompozytowych prętów zbrojeniowych w konstrukcjach budowlanych, Przegląd Budowlany 3/2014, str. 47–50
- [4] Drzazga M., Kamiński M., Pręty zbrojeniowe FRP jako główne zbrojenie zginanych elementów betonowych – przegląd zaleceń i efektywność projektowania, Przegląd Budowlany 3/2015, str. 22–28
- [5] FIB Bulletin 40, FRP reinforcement in RC structures, FIB (Fédération Internationale du Béton), 2007
- [6] Kotynia R., Wymiarowanie i kształtowanie wybranych konstrukcji betonowych ze zbrojeniem niemetalicznym, XXXIII Konferencja ogólnopolskich warsztatów pracy projektanta konstrukcji w Szczryku, 2018
- [N1] ACI 440.1R-15 (2015), Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars, ACI Committee 440, American Concrete Institute (ACI), USA
- [N2] CNR-DT 203/2006, Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars, CNR Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, Włochy
- [N3] JSCE/1997, Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials, Japan Society of Civil Engineers, Japonia
- [N4] CAN/CSA-S806-12 (2012), Design and construction of building components with fibre reinforced polymers, Canadian Standards Association, Kanada
- [N5] ISIS-M03-07 (2007), Reinforcing Concrete Structures with Fiber Reinforced Polymers, The Canadian Network of Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures, Kanada
- [N6] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, 2008, UE

Kompozyty PBO-FRCM we wzmacnianiu betonowych elementów ściskanych

PBO-FRCM composites in the strengthening of concrete compression elements

mgr inż. Maciej Pazdan (ORCID: 0000-0002-3959-6337), Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska

DOI: 10.5604/01.3001.0055.3001

Streszczenie: W artykule omówiono metody wzmacniania ściskanych elementów wykonanych z betonu, ze szczególnym uwzględnieniem zastosowania kompozytów FRCM (fabric reinforced cementitious matrix – matryca cementowa zbrojona tkaniną). Kompozyty o matrycy mineralnej są wciąż stosunkowo mało popularne w Polsce ze względu na ich małą efektywność względem kompozytów FRP (fiber reinforced polymer – polimer zbrojony włóknami) oraz brak wyczerpujących wytycznych do projektowania takich wzmocnień. Mają one jednak znacznie większą odporność na wysokie temperatury ze względu na rezygnację z matrycy polimerowej, co pozwala uniknąć dodatkowych zabezpieczeń przeciwpożarowych. W ostatnich latach nastąpił dynamiczny rozwój technologii FRCM z zastosowaniem siatek z włókien PBO, co może odmienić obecną sytuację.

Słowa kluczowe: beton, ściskanie, wzmacnianie, kompozyt, FRCM.

Abstract: This article discusses methods of strengthening compressed elements made of concrete, with particular emphasis on the use of FRCM (fabric reinforced cementitious matrix) composites. Mineral matrix composites are still relatively unpopular in Poland due to their low effectiveness relative to FRP (fiber reinforced polymer) composites, and the lack of comprehensive guidelines for designing such strengthenings. However, they have much higher resistance to high temperatures due to the abandonment of the polymer polymer matrix, which avoids additional fire protection. In recent years, there has been a rapid development of FRCM technology using PBO fiber mesh, which may change the current situation.

Keywords: concrete, compression, strengthening, composite, FRCM.

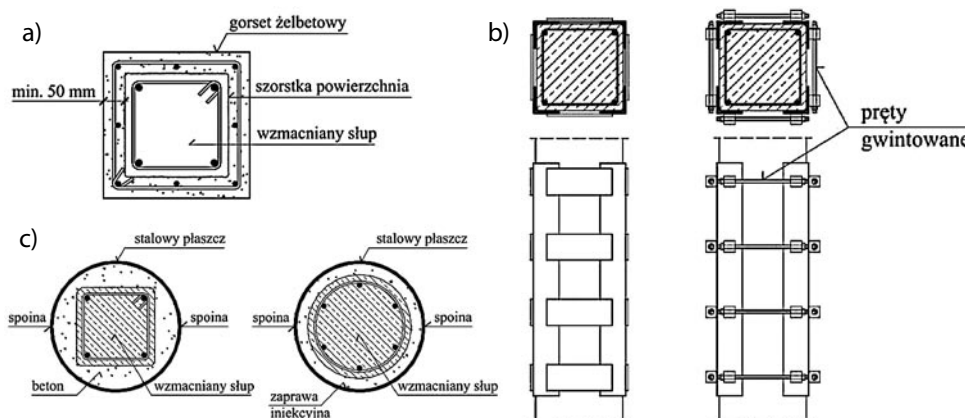
1. Wprowadzenie

Konstrukcje budowlane zawsze obarczone są pewnym ryzykiem powstania awarii. Ryzyko to minimalizuje się kolejno w fazie projektowania poprzez stosowanie odpowiednich współczynników bezpieczeństwa, w trakcie budowy poprzez wykonywanie prac zgodnie z projektem, zaleceniami norm i zasadami sztuki budowlanej oraz w fazie eksploatacji poprzez korzystanie z obiektu zgodnie z jego zaplanowanym przeznaczeniem. Na każdym

z trzech wymienionych etapów żywotności konstrukcji może dojść do popełnienia błędów, co może doprowadzić do powstania awarii lub nawet katastrofy. Implikuje to konieczność wykonania naprawy, co zwykle wiąże się również z zabiegami wzmacniania uszkodzonej konstrukcji (wzmacnianie jako działanie interwencyjne). Wzmacnianie konstrukcji może mieć także charakter prewencyjny (w fazie użytkowania), gdy zmianę charakteru użytkowania obiektu

Rys. 1. Tradycyjne metody wzmacniania betonowych elementów ściskanych:

1a – „gorset” żelbetowy,
1b – „gorset” stalowy, 1c – stalowy „płaszcz” z iniekcją z betonu/zaprawy iniekcyjnej [2]



przewiduje się wcześniej. Potrzeba wzmacniania konstrukcji może wynikać również z wieku obiektu [1].

2. Tradycyjne metody wzmacniania na ściskanie

Wzmacnianie ściskanych elementów wykonanych z betonu można podzielić na dwie podstawowe grupy, tj. metody tradycyjne i metody nowoczesne. Metody tradycyjne związane są zwykle z powiększaniem przekroju poprzecznego z zastosowaniem dodatkowego zbrojenia (rys. 1a), stosowaniem dodatkowych stalowych elementów (np. obejm itp.) – rysunek 1b, przekształceniem słupa w słup zespolony (rys. 1c).

Podejście tradycyjne jest sprawdzone, względnie tanie, zwykle łatwe w wykonaniu i najczęściej wystarczające. Jednak stosowanie dodatkowych elementów stalowych, czy powiększanie elementów konstrukcyjnych znacząco ingeruje w wygląd i estetykę, co często warunkuje wybór metody wzmacniania. Odpowiedzią na ten problem są tzw. metody nowoczesne, bazujące na materiałach kompozytowych.

3. Nowoczesne metody wzmacniania na ściskanie

Nowoczesne metody wzmacniania konstrukcji wykorzystują materiały kompozytowe z wysokowytrzymałymi włóknami zbrojącymi. Obecnie najbardziej popularnymi są kompozyty FRP (fiber reinforced polymer), czyli matryca polimerowa zbrojona włóknami, takimi jak: węglowe (CFRP), aramidowe (AFRP), szklane (GFRP) czy bazaltowe (BFRP). Do systemowych produktów FRP należą: taśmy, kształtki, pręty, jak również maty (rys. 2).

Rys. 2. Zastosowanie kompozytu FRP (CFRP) – wzmacnianie ze względu na ściskanie matą z włókien węglowych [3]



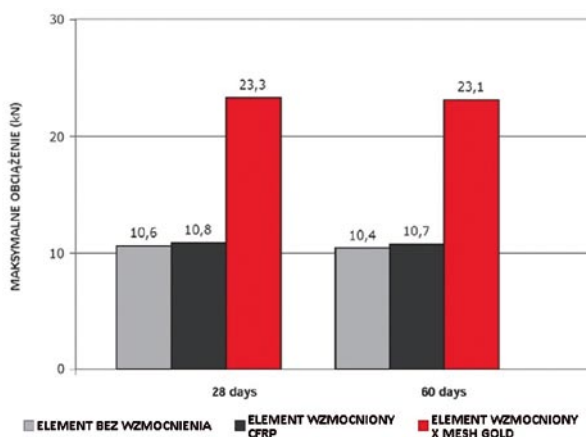
Kompozyty FRP pozwalają uzyskać względnie wysokie stopnie wzmocnienia elementów konstrukcyjnych. Mają jednak poważną wadę, jaką jest niska odporność na podwyższone temperatury. Żywice epoksydowe, które pełnią w nich funkcję matrycy, wykazują się pogorszeniem właściwości mechanicznych już przy temperaturze ok. +30°C, która jest możliwa do osiągnięcia przy ekspozycji na promieniowanie słoneczne. Prowadzi to do konieczności stosowania specjalnych zabezpieczeń, co jest często kosztowne, problematyczne wykonawczo i nieestetyczne. Odpowiedzią na ten problem są kompozyty FRCM, w których matrycę stanowi zaprawa mineralna, a zbrojące włókna

to: PBO, węglowe, aramidowe, szklane lub bazaltowe. Włókna PBO są najczęściej wykorzystywane ze względu na ich efektywność, spowodowaną zdolnością do tworzenia wiązań chemicznych z zaprawą cementową. Przykład zastosowania kompozytu PBO-FRCM przedstawiono na rysunku 3.

Rys. 3. Zastosowanie kompozytu PBO-FRCM – wzmacnianie ze względu na ściskanie ze zginaniem [4]



Zastąpienie żywicy epoksydowej zaprawą mineralną znacząco poprawia odporność kompozytu na podwyższone temperatury (nawet pożarowe) – rysunek 4.



Rys. 4. Porównanie nośności elementów bez wzmocnienia, ze wzmocnieniem CFRP oraz ze wzmocnieniem FRCM (Ruredil X Mesh Gold) w temperaturze +80°C [5]

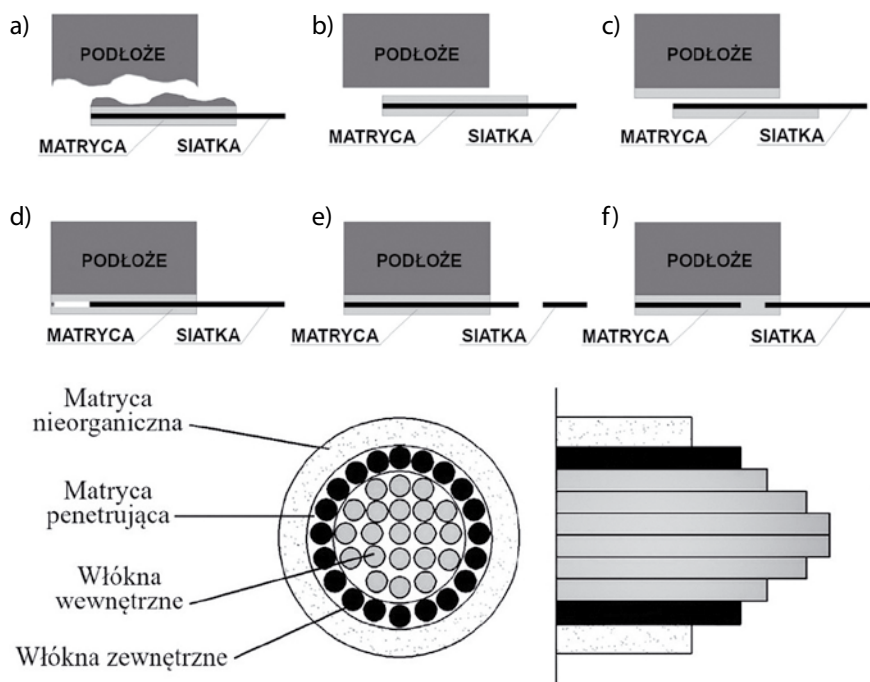
Kompozyty FRCM mają dwie zasadnicze wady – względem kompozytów FRP. Są to: niska odkształcalność matrycy oraz niska przyczepność matrycy do włókien (w porównaniu do matrycy polimerowej). Zarysowanie kruchej matrycy mineralnej powoduje lokalną utratę przyczepności i poślizg włókien, co wraz z rosnącym obciążeniem najczęściej prowadzi do rozwarstwienia kompozytu i zniszczenia wzmocnienia. Najczęściej występujące mechanizmy zniszczenia przedstawiono na rysunkach 5c, d, f.

Ponadto ziarnista struktura matrycy mineralnej w kompozytach FRCM sprawia, że nie impregnuje ona w pełni wiązek siatki, przez co jedynie zewnętrzne włókna są odpowiednio pokryte matrycą. Dodatkowo tarcie pomiędzy włóknami w wiązce siatki jest znikome, co przyczynia się do ich nierównomiernego obciążenia. Z tego powodu, jeśli dojdzie do rozerwania wiązki włókien, to przebiegać będzie zaczynając od zewnętrznej warstwy, i postępując aż do rdzenia wiązki – tzw. efekt teleskopowy – rysunek 6.

Rys. 5. Mechanizmy zniszczenia wzmocnienia kompozytowego FRCM [6]

Taki stan rzeczy sprawia, że kompozyty FRCM nie zapewniają tak znaczących stopni wzmocnienia jak kompozyty FRP, w których zazwyczaj mechanizm zniszczenia polega na pełnym rozerwaniu włókien. Niska efektywność kompozytów FRCM w porównaniu do kompozytów FRP sprawia, że są one wciąż

Rys. 6. Efekt teleskopowy w wiązkach włókien w kompozycie FRCM [7]



mało popularne i niechętnie stosowane. Ponadto brakuje wyczerpujących wytycznych do projektowania takich wzmocnień, przez co projektanci niechętnie decydują się na takie rozwiązanie. Kompozyty FRCM są jednak alternatywą dla kompozytów FRP, zwłaszcza gdy istnieje potrzeba dyskretnego wkomponowania wzmocnienia w konstrukcję.

4. Wzmacnianie ze względu na ściskanie kompozytami PBO-FRCM

Wzmacnianie betonowych elementów ściskanych kompozytami PBO-FRCM z założenia nie różni się wiele od metod tradycyjnych, jednak nie jest ono realizowane przez przejmowanie części obciążenia przez przekrój wzmocnienia, a jedynie przez skrępowanie betonu [8–10]. W odróżnieniu od elementów wzmacnianych kompozytami FRP, które ulegają gwałtownemu zniszczeniu, zniszczenie elementów wzmocnionych kompozytami FRCM następuje najczęściej powoli, ze stopniowym rozwarstwianiem końcowego zakładu siatki (rys. 7). Taki charakter zniszczenia jest korzystny z punktu widzenia bezpieczeństwa, gdyż konstrukcja „sygnalizuje” nadchodzącą awarię bądź katastrofę. Rozwarstwienie zakładu końcowego jest najczęstszym mechanizmem zniszczenia w przypadku elementów ściskanych, jednak przy większej liczbie warstw kompozytu może dojść także do częściowego rozerwania włókien PBO [12]. Zjawisko to jest obserwowane także w elementach ściskanych mimośrodowo [12], co uzależnione jest również od orientacji zakładu końcowego względem ściskanej strefy przekroju (rys. 8). Jest to korzystny aspekt z punktu widzenia wykorzystania wysokowytrzymałych włókien PBO.

W odniesieniu do kompozytów FRCM należy zwrócić uwagę, że satysfakcjonujące przyrosty nośności i odkształcalności



Rys. 7. Obraz zniszczenia mimośrodowo ściskanego słupa żelbetowego, wzmocnionego dwukierunkową siatką PBO-FRCM [11]

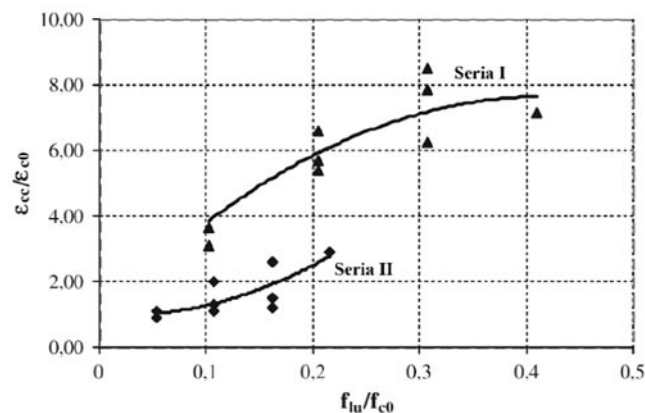
uzyskiwane są raczej w odniesieniu do betonów o stosunkowo niskich wytrzymałościach (ok. 20–30 MPa), co spowodowane jest w głównej mierze przez charakterystykę pracy tych kompozytów (mechanizmy zniszczenia). Zależność stopnia wzmocnienia ze względu na odkształcalność, w zależności od stopnia skrępowania betonu, przedstawiono na rysunku 9.

Ważną kwestią jest efektywność wzmocnień kompozytowych PBO-FRCM w warunkach wysokich temperatur [14–16]. W [14] przeanalizowano to zjawisko dla elementów wzmocnionych kompozytami: CFRP, jak i PBO-FRCM. Co ważne, elementy badano w stanach podwyższonych temperatur (+40°C, +60°C bądź +80°C), tj. zanim te ostygły. Na rysunku 10 zestawiono uzyskane wytrzymałości po wzmocnieniu, co pokazuje jaki jest trend dla kompozytów FRCM w zestawieniu z kompozytami CFRP.

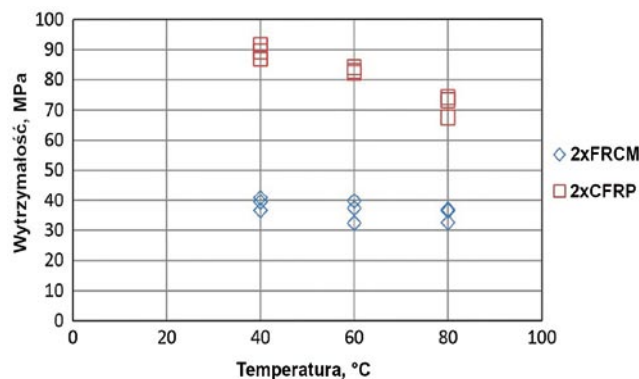
Rys. 8. Obraz zniszczenia w strefie bardziej ściskanej próbki walcowej, ściskanej mimośrodowo [12]



W [14] uzyskano większy wpływ ekspozycji na podwyższoną temperaturę na próbki ze wzmocnieniem kompozytowym CFRP niż na próbki wzmocnione kompozytem FRCM. W przypadku tych pierwszych, ogrzewanie próbek od temperatury $+40^{\circ}\text{C}$ do $+80^{\circ}\text{C}$, spowodowało spadek średniej siły niszczącej o ok. 20% (10% na każde 20°C). Z kolei w przypadku próbek wzmocnionych kompozytem o matrycy mineralnej, siła niszcząca spadała o niespełna 10%. Obecnym kierunkiem badań związanym z kompozytami PBO-FRCM jest modyfikacja matrycy mineralnej w celu poprawienia przyczepności matrycy do włókien PBO, co niewątpliwie zwiększyłoby efektywność ich wykorzystania.



Rys. 9. Stopień wzmocnienia ze względu na odkształcalność w zależności od stopnia skrępowania betonu: seria I (wytrzymałość: 15,40 MPa), seria II (wytrzymałość: 29,26 MPa) [13]



Rys. 10. Zależność wytrzymałości na ściskanie od temperatury próbek, wzmocnionych dwoma warstwami kompozytu FRCM albo CFRP [14]

5. Podsumowanie

Wśród nowoczesnych metod wzmocniania konstrukcji betonowych coraz większą popularność zdobywają kompozyty PBO-FRCM. Ze względu na zastosowanie w nich matrycy mineralnej są one wyraźną alternatywą dla rozpowszechnionych kompozytów FRP, przede wszystkim ze względu na odporność na wysokie temperatury. Mają one jednak wciąż wady – spowodowane głównie kruchością matrycy i jej stosunkowo małą przyczepnością do włókien wzmocniających. Technologia FRCM jest jednak wciąż rozwijana, gdyż ma spory potencjał badawczy, głównie w zakresie modyfikacji zaprawy cementowej. Pomimo braku europejskich wytycznych do projektowania wzmocnień kompozytowych FRCM istnieje m.in. norma amerykańska [17], w której przedstawione algorytmy bazują na mechanice konstrukcji i wytrzymałości materiałów.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Grzymski F., Marcinczak D., Musiał M., Trapko T., Ombres L., Pazdan M. Potencjał wzmocnień kompozytowych PBO-FRCM w zabytkowych konstrukcjach z betonu. *Wiadomości Konserwatorskie* 71, 2022, str. 137–150
- [2] Urban T., *Wzmocnianie konstrukcji żelbetonowych metodami tradycyjnymi*, Wydawnictwo Naukowe PWN, 2020
- [3] <https://www.sp-reinforcement.pl/pl-PL/systemy/systemy-frp-do-wzmocnienia>, dostęp: 30.04.2025
- [4] <https://ruregold.com/it/prodotto/pbo-mesh-70-18/>, dostęp: 30.04.2025
- [5] <https://rnc.com.my/ruredil/>, dostęp: 30.04.2025
- [6] Ascione L., De Felice G., De Santis S., A qualification method for externally bonded Fibre Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) strengthening systems. *Composites Part B: Engineering* 78, 2015, str. 497–506
- [7] Carozzi F. G., Colombi P., Fava G., Poggi C., A cohesive interface crack model for the matrix–textile debonding in FRCM composites, *Composite structures* 143, 2016, str. 230–241
- [8] Trapko T., Fibre reinforced cementitious matrix confined concrete elements, *Materials & Design*, 44, 2013, str. 382–391
- [9] Trapko T., Confined concrete elements with PBO-FRCM composites, *Construction and Building Materials* 73, 2014, str. 332–338
- [10] Ombres L., Concrete confinement with a cement based high strength composite material, *Composite Structures* 109, 2014, str. 294–304
- [11] Trapko T., Effect of eccentric compression loading on the strains of FRCM confined concrete columns, *Construction and Building Materials* 61, 2014, str. 97–105
- [12] Pazdan M., Trapko T., Musiał M. Nośność i odkształcalność ściskanych mimośrodowo elementów betonowych wzmocnionych kompozytami PBO-FRCM, *Materiały Budowlane* 11/2024
- [13] Ombres L., Concrete confinement with a cement based high strength composite material, *Composite Structures* 109, 2014, str. 294–304
- [14] Trapko T., The effect of high temperature on the performance of CFRP and FRCM confined concrete elements, *Composites Part B: Engineering* 54, 2013, str. 138–145
- [15] Ombres L., Structural performances of thermally conditioned PBO FRCM confined concrete cylinders, *Composite Structures* 176, 2017, str. 1096–1106
- [16] Ombres L., Mazzuca P., Verre S., Effects of thermal conditioning at high temperatures on the response of concrete elements confined with a PBO-FRCM composite system, *Journal of Materials in Civil Engineering* 34(1)2022, str. 04021413
- [17] ACI 549.4R-13

Wpływ wilgotności i gęstości mieszanek cementogruntowych na ich przewodność cieplną

The influence of moisture and density of soil-cement composites on their thermal conductivity

mgr inż. Jakub Rainer (ORCID: 0000-0003-2058-1781), mgr inż. Bartłomiej Bodak (ORCID: 0009-0003-0162-9492), mgr inż. Mikołaj Maśłowski (ORCID: 0009-0006-2656-7058), Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska

DOI: 10.5604/01.3001.0055.3002

Streszczenie: Cementogrunto to materiał szeroko stosowany w budownictwie, analizowany głównie pod kątem właściwości mechanicznych i filtracyjnych. Dotychczas niewiele uwagi poświęcano jego zachowaniu termicznemu, mimo że w praktyce może on współpracować z instalacjami geotermalnymi, gdzie przewodnictwo cieplne odgrywa kluczową rolę. W niniejszej pracy podjęto próbę określenia wpływu wilgotności oraz gęstości mieszanek cementogruntowych na ich właściwości cieplne. Do badań wykorzystano metodę sondy igłowej, analizując próbki wykonane z piasku średniego i cementu przy zróżnicowanej zawartości wody oraz stopniu zagęszczenia. Wyniki pokazały, że zarówno wzrost wilgotności, jak i gęstości objętościowej prowadzą do zwiększenia przewodności cieplnej. Uzyskane zależności mogą stanowić podstawę do optymalizacji składu i technologii wykonania cementogruntołów z myślą o ich wykorzystaniu w projektowaniu systemów geotermalnych i energetycznych.

Słowa kluczowe: przewodność cieplna, cementogrunto, sonda igłowa, właściwości termiczne, zrównoważone budownictwo.

Abstract: Soil-cement composites are widely used in construction and are typically analyzed in terms of their mechanical and filtration properties. However, their thermal behavior remains relatively underexplored, despite their potential interaction with geothermal systems where thermal conductivity plays a crucial role. This study aims to evaluate the impact of moisture content and density on the thermal properties of cement-soil mixtures. The needle probe test was used to analyze samples prepared from medium sand and cement, with varying water content and degrees of compaction. The results showed that increases in both moisture and bulk density lead to higher thermal conductivity. The observed relationships may serve as a basis for optimizing the composition and processing technology of cement-soil mixtures for their potential application in the design of geothermal and energy-related systems.

Keywords: thermal conductivity, soil-cement composites, needle probe test, thermal properties, sustainable construction.

1. Wprowadzenie

Tradycyjnie materiały budowlane projektowano z myślą o jednej, ściśle określonej funkcji. Przykładowo jeśli materiał miał pełnić funkcję konstrukcyjną, jak beton, koncentrowano się głównie na jego parametrach mechanicznych i trwałości. Z kolei w przypadku materiałów izolacyjnych, takich jak styropian, rozwijane są przede wszystkim ich właściwości cieplne. Takie podejście nie zawsze pozwala jednak na pełne wykorzystanie potencjału danego materiału ani na efektywne zarządzanie zasobami.

Współczesne budownictwo coraz częściej stawia na wykorzystanie materiałów zrównoważonych i multifunkcyjnych, czyli takich, które łączą w sobie różnorodne właściwości użytkowe [7]. Przykładem takich materiałów mogą być pianobeton, które łączą cechy konstrukcyjne z korzystnymi parametrami cieplnymi [5]. Coraz liczniejsze są również innowacyjne rozwiązania materiałowe, w których beton pełni, oprócz roli konstrukcyjnej również funkcję magazynu energii cieplnej lub elektrycznej [2]. Trend rozwoju materiałów multifunkcyjnych

dynamicznie się rozwija, wpisując się w aktualne potrzeby związane z efektywnością energetyczną, zrównoważonym rozwojem oraz transformacją energetyczną.

W tym kontekście interesującym, lecz wciąż niedostatecznie rozpoznanym materiałem pozostaje cementogrunto – mieszanina gruntu rodzimego i cementu, wykorzystywana w technologiach, takich jak DSM (*Deep Soil Mixing*), CSM (*Cutter Soil Mixing*), stabilizacja gruntu czy zasypekach cementowo-piaskowych. Zastosowanie cementogruntołów obejmuje m.in. posadowienia obiektów mostowych, budowę nasypów, wzmacnianie podłoża pod obiekty kubaturowe oraz jako warstwy wzmacniające w drogownictwie. W zależności od technologii wykonania materiał może być formowany z dodatkiem wody lub bez niej, co wpływa na charakterystykę uzyskanego cementogrunto. Obecnie cementogrunto analizuje się głównie pod kątem właściwości mechaniczno-wytrzymałościowych [4] lub filtracyjnych [9], w zależności od pełnionej funkcji w konstrukcji. Wraz ze wzrostem znaczenia odnawialnych źródeł energii pozyskiwanych z gruntu oraz rozwojem technologii geotermalnych

coraz większą rolę zaczynają odgrywać właściwości cieplne gruntu [10]. Rosnące możliwości zastosowania technologii, takich jak termopale czy układy wykorzystujące energię geotermalną skłaniają do poszukiwania rozwiązań, które pozwolą nie tylko polepszać właściwości mechaniczne gruntu, ale także jego parametry termiczne. W tym kontekście badania nad przewodnością cieplną cementogruntyw nabierają szczególnej aktualności – zwłaszcza że w dostępnej literaturze temat ten pozostaje stosunkowo słabo rozpoznany.

Cementogrunty z racji technologii wykonywania pozostaje w bezpośrednim kontakcie z otoczeniem gruntowym, co sprawia, że jego właściwości w trakcie eksploatacji ulegają zmianom – przede wszystkim w zakresie wilgotności. Zawartość wody odgrywa kluczową rolę w przewodnictwie cieplnym materiałów gruntowych [3], dlatego w przypadku cementogruntyw może mieć równie istotne znaczenie. Dodatkowo sposób wykonania i stopień zagęszczenia mieszanki wpływają na jej mikrostrukturę po związaniu, a tym samym – również na właściwości termiczne. W kontekście potencjalnego zastosowania cementogruntyw w instalacjach energetycznych, znajomość tych zależności staje się istotna nie tylko z naukowego punktu widzenia, ale i z perspektywy praktycznej inżynierii budowlanej.

Celem niniejszej pracy jest określenie wpływu wilgotności oraz gęstości mieszanek cementogruntyw na ich przewodność cieplną. Badaniom poddano piasek średni, zmieszany w stałej proporcji wagowej z cementem, przy różnych poziomach zawartości dodawanej wody. Próbkki zostały dodatkowo zagęszczone do różnych gęstości, co umożliwiło przeanalizowanie wpływu zagęszczenia na przewodność cieplną. Pomiaru wykonano metodą sondy igłowej, której zasady oraz procedurę opisano w kolejnym rozdziale. Otrzymane wyniki przedstawiono i omówiono w rozdziale trzecim, natomiast rozdział czwarty zawiera podsumowanie badań oraz sformułowane na ich podstawie wnioski.

2. Metodyka przeprowadzonych badań

Badania przeprowadzono dla mieszanek cementogruntyw wykonanych na bazie piasku średniego, który zmieszano z cementem w proporcji 1:18 w stosunku do masy suchej piasku. Jest to typowa wartość stosowana w praktyce inżynierskiej przy stabilizacji gruntów. Próbkki przygotowano dla trzech poziomów wilgotności: 5,7% (wilgotność naturalna analizowanego piasku) oraz 9,5 i 14,0%, które uzyskano poprzez dodanie wody do piasku przed zmieszaniem z cementem. Dla każdej z mieszanek przygotowano próbkki w różnym zagęszczeniu w celu uzyskania różnych gęstości objętościowych mieszanki. Do uzyskania możliwego szerokiego zakresu gęstości stosowano zarówno metody dynamiczne (ubijaki ręczne, stół wibracyjny), jak i statyczne. Próbkki o pośrednich gęstościach uzyskiwano poprzez stopniowe ograniczanie intensywności zagęszczania. Minimalną wartość gęstości uzyskano, formując próbkki bez jakiegokolwiek zagęszczania. Próbkki formowano w pojemniku o znanych wymiarach (ok. 10x10x10). Zestawienie uzyskanych gęstości przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Zestawienie analizowanych gęstości

Wilgotność	Gęstość [kg/m ³]
5,70%	1118, 1138, 1306, 1406, 1486, 1548, 1580, 1584, 1634, 1644, 1650
9,50%	1306, 1389, 1466, 1548, 1604, 1714, 1802
14,0%	1490, 1645, 1730, 1736, 1824, 1946

Pomiar przewodności cieplnej ośrodka przeprowadzono metodą sondy igłowej, która jest powszechnie stosowaną metodą badania charakterystyki termicznej ośrodków gruntowych. Badanie to polega na umieszczeniu w próbce sondy w postaci metalowej igły, w której zamknięte jest oporowe źródło ciepła o kontrolowanej mocy wraz z systemem termopar mierzących temperaturę jej powierzchni w czasie rzeczywistym. Igłę umieszcza się w ośrodku ręcznie poprzez wciskanie, co zazwyczaj nie powoduje w istotny sposób naruszenia jego struktury wewnętrznej. W przypadku gdy analizowany materiał cechuje się zwartą strukturą, może być konieczne nawiercenie otworu pilotażowego przed umieszczeniem sondy.

Określenie współczynnika przewodzenia ciepła następuje poprzez wpis analitycznego modelu stanowiącego rozwiązanie zagadnienia liniowego źródła ciepła [8] umieszczonego w izotropowej, jednorodnej półprzestrzeni o dyfuzyjności cieplnej D (1):

$$\frac{\partial T}{\partial t} = D \left(\frac{\partial^2 T}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial T}{\partial r} \right) \quad (1)$$

w którym: T jest polem temperatury, t czasem, a r odległością radialną od źródła ciepła. Przy założeniu, że moc źródła ciepła na jednostkę długości igły jest stała od chwili początkowej $t = 0$, przyrost temperatury opisany jest następującą zależnością (2):

$$\Delta T = -\frac{q}{4\pi\lambda} Ei \left(-\frac{r^2}{4Dt} \right) \quad (2)$$

Jako Ei oznaczono funkcję całkowo-wykładniczą; natomiast λ stanowi współczynnik przewodzenia ciepła. Przy założeniu dużych wartości czasu t , małego promienia r oraz niezmienniej w czasie wartości dyfuzyjności ośrodka D , równanie (2) upraszcza się do postaci jak w równaniu (3):

$$\Delta T \approx -\frac{q}{4\pi\lambda} \ln t + C \quad (3)$$

Zgodnie z normą ASTM D5334-08 podczas badania przewodności cieplnej metodą sondy igłowej przy wpisie w model analityczny zaleca się stosowanie wyników pomiaru temperatury w czasie zarówno podczas fazy grzania igły, jak i jej chłodzenia po odłączeniu zasilania elementu grzejnego. Analityczne rozwiązanie równania (1) w fazie chłodzenia igły ($t > t_g$) dane jest wtedy zależnością:

$$\Delta T = -\frac{q}{4\pi\lambda} \left[-Ei \left(-\frac{r^2}{4Dt} \right) + Ei \left(-\frac{r^2}{4D(t - t_g)} \right) \right] \quad (4)$$

którą przy przyjęciu analogicznych założeń jak dla (3) pozwala na uzyskanie przybliżonego rozwiązania:

$$\Delta T \approx -\frac{q}{4\pi\lambda} \ln\left(\frac{t}{t-t_g}\right) + C \quad (5)$$

Model teoretyczny stosowany do analizy wyników badań prowadzonych w ramach niniejszego opracowania dany jest następującym równaniem parametrycznym (6):

$$T = \begin{cases} m_0 + m_2 t + m_3 \ln t, & \text{jeśli } t \leq t_g \\ m_1 + m_2 t + m_3 \ln\left(\frac{t}{t-t_g}\right), & \text{jeśli } t > t_g \end{cases} \quad (6)$$

Uwzględnia ono, zgodnie ze wcześniejszymi uwagami, zarówno fazę grzania ($t \leq t_g$) – równanie (3), jak i fazę chłodzenia ($t > t_g$) opisaną równaniem (5). Parametry m_0 oraz m_1 opisują odpowiednio temperatury początkowe fazy grzania i chłodzenia, m_2 jest współczynnikiem korygującym dryft termiczny sondy; m_3 umożliwia z kolei wyznaczenie współczynnika przewodzenia ciepła zgodnie z zależnością (7):

$$\lambda = \frac{q}{4\pi m_3} \quad (7)$$

Procedura wyznaczania współczynnika λ przebiega następująco. Po umieszczeniu sondy w badanej próbce weryfikowane jest czy próbka znajduje się w równowadze termicznej, tj. czy temperatura nie zmienia się w znaczący sposób wraz z czasem. Następnie element grzejny rozgrzewany jest stałą mocą. Jednocześnie co określony krok czasowy dokonywany jest pomiar temperatury. Stan ten trwa do osiągnięcia czasu $t = t_g = 150$ s; dopływ prądu do elementu grzejnego jest następnie odcinany, a pomiary temperatury prowadzone są w dalszym ciągu co ustalony krok czasowy. Pełne badanie przy wykorzystaniu analizatora KD2Pro [6] i sondy TR-1 trwa, zgodnie z zaleceniami producenta, 300 s.

Następnie na podstawie odczytów temperatury w czasie (standardowo 60 odczytów w czasie badania) dokonywany jest wpis modelu parametrycznego (6). Ze względu na fakt, że opiera się on na przybliżonym rozwiązaniu niestalonego zagadnienia przepływu ciepła dla długich chwil czasowych, wpis modelu realizowany jest poprzez rozwiązywanie metodą minimalizacji błędu średniokwadratowego macierzowego równania liniowego, prowadzoną dla 2/3 wszystkich punktów pomiarowych znajdujących się pod koniec faz grzania i chłodzenia.

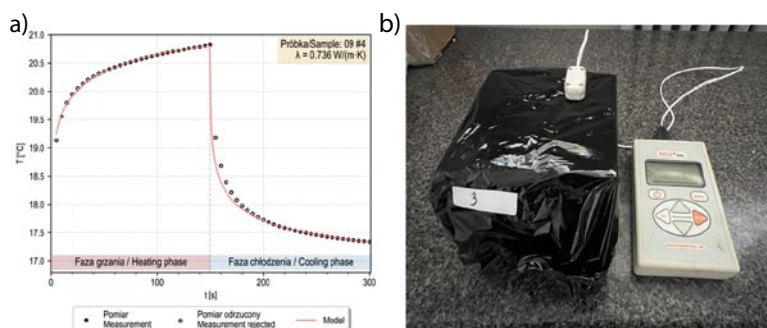
$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & t & \ln t_{10} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 1 & 0 & t & \ln t_{29} \\ 0 & 1 & t & \ln\left(\frac{t_{30}}{t_{30}-t_g}\right) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 1 & t & \ln\left(\frac{t_{59}}{t_{59}-t_g}\right) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} m_0 \\ m_1 \\ m_2 \\ m_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} T_{10} \\ \dots \\ T_{29} \\ T_{30} \\ \dots \\ T_{59} \end{bmatrix} \quad (8)$$

Przykładowy wynik pomiarów (czarne punkty) wraz z wpisem modelu teoretycznego uzyskanym omówioną wyżej procedurą (różowa linia) zaprezentowany został na rysunku 1a. Przykładowy widok stanowiska badawczego przedstawiony został na rysunku 1b.

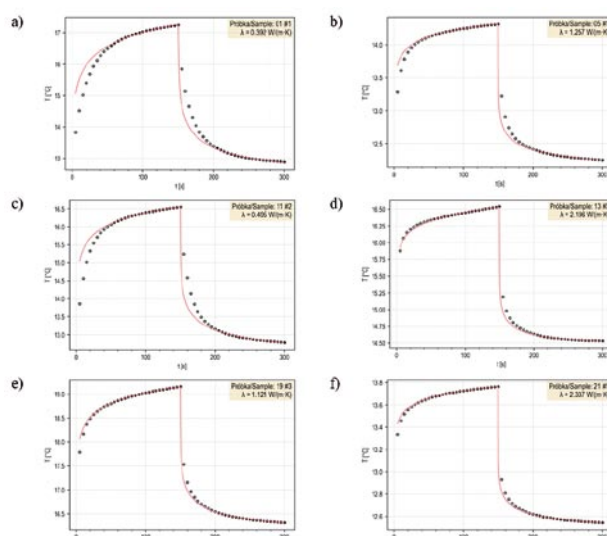
3. Wyniki

Każdą próbkę z tabeli 1 poddano badaniu przewodności cieplnej zgodnie z procedurą opisaną w rozdziale 2 przy użyciu sondy igłowej. Przykładowe wyniki pomiarów dla próbek o różnym stopniu wilgotności oraz zagęszczenia zaprezentowano na rysunku 2.

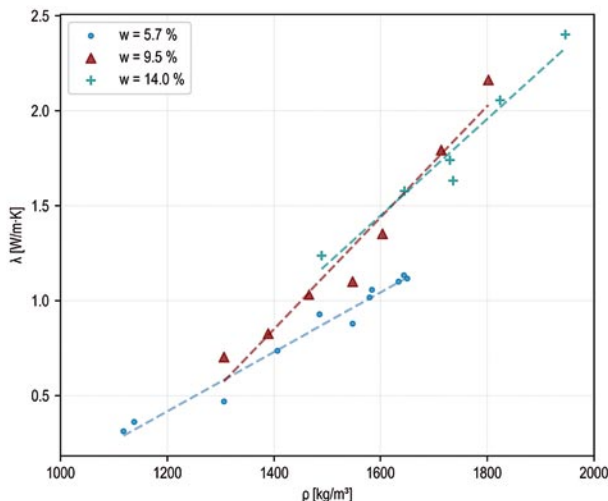
Zależność współczynnika przewodzenia ciepła od gęstości objętościowej przedstawiono na rysunku 3. Wyniki przedstawiono dla trzech poziomów wilgotności piasku wykorzystanego do stworzenia mieszanki cementogruntovej. Dla każdego zestawu danych dopasowano liniowy trend, który pozwala na wizualną ocenę zależności pomiędzy gęstością a przewodnością cieplną. Widoczny jest wyraźny wzrost przewodnictwa



Rys. 1. Przykładowe wyniki pomiaru sondą wraz z wpisem teoretycznej krzywej zmiany temperatury w czasie (a), przykładowy widok stanowiska badawczego (b)



Rys. 2. Zestawienie przykładowych krzywych zmian temperatury w czasie uzyskanych w badaniach sondą igłową dla próbek o niskim (lewa strona) i wysokim (prawa strona) stopniu zagęszczenia: a), b) $w = 5,7\%$, c), d) $w = 9,5\%$, e), f) $w = 14\%$



Rys. 3. Zestawienie pomiarów przewodnictwa cieplnego (λ) w zależności od gęstości objętościowej (ρ) dla różnych poziomów wilgotności

cieplnego wraz ze wzrostem gęstości, jak również wpływ zawartości wody – próbki o wyższej wilgotności co do zasady wykazują większe wartości przewodnictwa cieplnego dla tej samej gęstości. Zauważalne jest również podobieństwo linii trendu oraz wartości pojedynczych pomiarów dla wilgotności 9,5 i 14,0%. Takiego podobieństwa w wynikach nie obserwuje się dla pary 5,7 i 9,5%, choć procentowa różnica wilgotności pomiędzy tymi przypadkami jest mniejsza niż w pierwszym zestawieniu.

4. Podsumowanie

Na podstawie analizy wyników badań dotyczących przewodności cieplnej mieszanek cementowo-piaskowych sformułowano poniższe wnioski.

- Współczynnik przewodzenia ciepła wykazuje wyraźny trend wzrostowy wraz ze wzrostem gęstości objętościowej mieszanek. Dla przykładu w przypadku mieszanek o wilgotności 5,7% przewodność cieplna wzrasta z ok. 0,34 W/m·K (dla gęstości 1118 kg/m³) do 1,15 W/m·K (dla gęstości 1635 kg/m³), co stanowi wzrost o ponad 230%. Podobny trend obserwuje się przy wyższych wilgotnościach. Efekt ten wynika z faktu, że powietrze i woda charakteryzują się znacznie niższym przewodnictwem cieplnym niż szkielet gruntowy i cement, a wzrost gęstości objętościowej powoduje spadek porowatości, co przekłada się na mniejszy procentowy udział składników o gorszych właściwościach przewodzenia ciepła.
- Wzrost wilgotności skutkuje zwiększeniem przewodnictwa cieplnego, co jest zgodne z oczekiwaniami, ponieważ woda cechuje się wyższym przewodnictwem cieplnym niż powietrze, a jej większa zawartość w materiale porowatym poprawia efektywność transmisji ciepła. Należy jednak zaznaczyć, że zwiększenie wilgotności z poziomu 5,7 do 9,5% skutkowało o wiele większym wzrostem przewodnictwa cieplnego niż pomiędzy poziomami 9,5 i 14%. Może to wynikać z faktu, że pierwszy skok wilgotności umożliwił stworzenie względnie ciągłego układu

cząstek wody w porach materiału, co drastycznie poprawiło przewodnictwo cieplne. Dalszy wzrost wilgotności zwiększa transmisję ciepła przez fazę wodną, ale zasadniczo nie zmienia już sposobu, w jaki jest ono przewodzone.

- Największe wartości przewodnictwa cieplnego uzyskano dla próbek o najwyższej wilgotności (14,0%) i największej gęstości (1946 kg/m³), osiągając $\lambda = 2,43$ W/m·K. Wskazuje to na efekt synergii – maksymalne przewodnictwo cieplne osiągane jest jedynie przy jednoczesnym zwiększeniu zarówno wilgotności, jak i zagęszczenia materiału.
- Dla próbek o niskiej wilgotności (5,7%) możliwe jest uzyskanie względnie wysokich wartości przewodnictwa cieplnego, pod warunkiem ich odpowiedniego zagęszczenia. Przykładowo próbka o wilgotności 5,7% i gęstości 1634 kg/m³ osiąga $\lambda \approx 1,15$ W/m·K, co jest wyższym wynikiem niż w przypadku mniej zagęszczonych próbek o wyższej wilgotności. Dla porównania, przy wilgotności 9,5% i gęstości ok. 1450 kg/m³ przewodność cieplna wynosi ok. 1,00 W/m·K, a w przypadku całkowicie luźnych próbek o gęstości ~ 1300 kg/m³ i tej samej wilgotności może spaść nawet poniżej 0,70 W/m·K. Pokazuje to, że odpowiednie zagęszczenie może w dużym stopniu zrekomensować niższą wilgotność i znacząco poprawić właściwości termiczne cementogrunty.
- Uzyskane zależności potwierdzają, że cementogrunty mogą być skutecznie wykorzystywane nie tylko jako materiał wzmacniający podłoże, ale również jako element wspierający wymianę ciepła w systemach geotermalnych, pod warunkiem odpowiedniej kontroli jego parametrów fizycznych.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ASTM International, ASTM D5334-08: Standard Test Method for Determination of Thermal Conductivity of Soil and Soft Rock by Thermal Needle Probe Procedure, West Conshohocken, PA: ASTM International, 2008
- [2] Chanut N., Stefaniuk D., Weaver J.C., Zhu Y., Shao-Horn Y., Masic A., Ulm F.-J., Carbon-cement supercapacitors as a scalable bulk energy storage solution, Proc. Natl. Acad. Sci. U.S.A. 120, 2023, e2304318120
- [3] Hillel D., Introduction to Environmental Soil Physics, 1st edition. ed. Academic Press, Amsterdam Boston, 2003
- [4] Jończyk-Szostek M., Kanty P., Rybak J., Saloni J., Trybicka K., Uniaxial Testing of Soil–Cement Composites to Obtain Correlations to Be Used in Numerical Modeling. Applied Sciences 13, 2023, str. 10268
- [5] Kadela M., Pianobeton – charakterystyka materiałowa oraz możliwości zastosowania, Construction Materials 1/2015, str. 110–112
- [6] KD2 Pro Thermal Properties Analyzer – instrukcja użytkowania, Decagon Devices Inc., 2011
- [7] Kumari S., Krishna G. R., Abhishek K., Pathak B. N., Khayoon A. T., Dutt A., Anandhi R. J., Chandra P. K., Designing Multifunctional Materials for Sustainable Construction: A Review, [w:] Kashyap A., Goyal R., Li R. Y. M., Mahesh G., Deepak, M.D. (eds.), Advances in Construction Management, Springer Nature, Singapore 3/2025, str. 60–71
- [8] Różański A., Wieloskalowa analiza charakterystyki cieplnej wielofazowego ośrodka gruntowego, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, 2018
- [9] Swamynaidu M., Tyagi A., Hydraulic conductivity of cement and fly ash stabilised clay mixes – Application to soil mixing techniques for seepage barrier construction, Construction and Building Materials 431, 2024, str. 136533
- [10] Tsagarakis K. P., Efthymiou L., Michopoulos A., Mavragani A., Andelković A. S., Antolini F., Bacic M., Bajare D., Baralis M., Bogusz W., Burlon S., Figureira J., Genç M. S., Javed S., Jurelioni, A., Koca K., Ryżyński G., Urchueguia J. F., Zlender B., A review of the legal framework in shallow geothermal energy in selected European countries: Need for guidelines, Renewable Energy, Shallow Geothermal Energy Systems 147, 2020, str. 2556–2571

Łączniki mechaniczne w konstrukcjach zespolonych stalowo-betonowych – rozwój i innowacje

Mechanical connectors in steel-concrete composite structures – advancements and innovations

dr inż. Sławomir Rowiński (ORCID: 0000-0001-5512-7381), Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska

DOI: 10.5604/01.3001.0055.3003

Streszczenie: W pracy przedstawiono rozwój mechanicznych łączników zespalających w stalowo-betonowych konstrukcjach, koncentrując się na pełnym i częściowym zespoleniu belek zginanych. Omówiono różne typy łączników, w tym innowacyjne typu perfobond strip, które eliminują potrzebę spawania łączników, tym samym upraszczając technologię wykonania konstrukcji. Wyniki wskazują, że perfobond strip zapewniają wysoką nośność i odporność na zmęczenie, co czyni je efektywnym rozwiązaniem w nowoczesnym budownictwie.

Słowa kluczowe: konstrukcje zespolone, łączniki mechaniczne, nośność zmęczeniowa.

Abstract: The paper presents the development of mechanical shear connectors in steel-concrete composite structures, focusing on full and partial interaction in bending beams. Various types of connectors are discussed, including innovative perfobond strip connectors, which eliminate the need for welding and thereby simplify the construction process. The results indicate that perfobond strips offer high load capacity and fatigue resistance, making them an effective solution in modern construction.

Keywords: composite structures, mechanical connectors, fatigue strength.

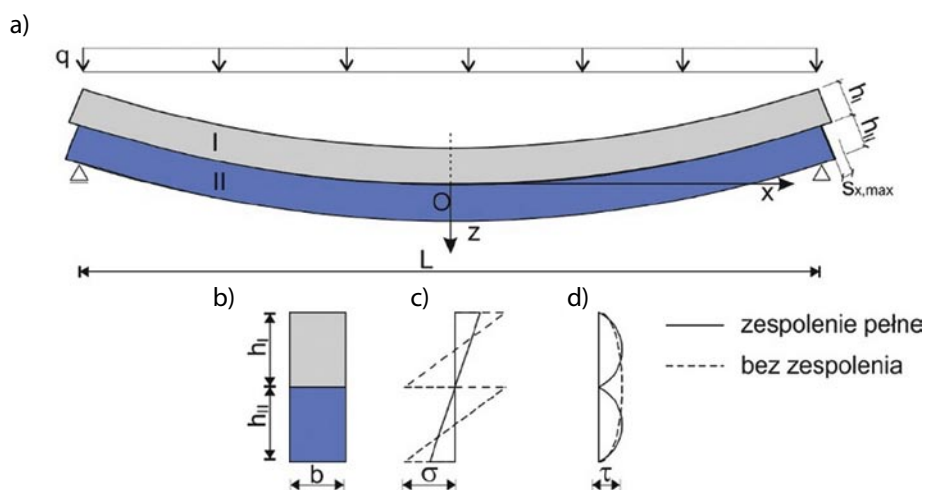
1. Wprowadzenie

Stalowo-betonowe elementy zginane mają najczęściej przekrój quasi-teowy, składający się ze stalowej belki i żelbetowej płyty. W schematach swobodnie podpartych (w strefach momentów dodatnich) płyta żelbetowa jest ściskana, a stalowa belka rozciągana. Aby móc traktować przekrój dwumateriałowy jako zespolony, należy zapewnić właściwe połączenie mechaniczne dwóch przekrojów (I i II – rysunek 1a), czyli skutecznie zabezpieczyć przekrój złożony z dwóch elementów jako jeden o całkowitej wysokości $h_I + h_{II}$. W przeciwnym przypadku dwie części składowe belki będą pracować niezależnie od siebie, a belka ulegnie odkształceniu, jak na rysunku 1a. W przypadku konstrukcji zespolonej o przekroju prostokątnym, w porównaniu do konstrukcji bez zespolenia, nie tylko czterokrotnie zmniejszeniu ulega ugięcie

belki, ale również dwukrotnie zmniejszają się naprężenia normalne (rys. 1c). Nie ulegają zmianie jedynie maksymalne naprężenia styczne (rys. 1d).

Łączniki zespalające mogą w pełni albo częściowo zabezpieczać przed rozwarstwieniem dwóch części elementu zespolonego (belki stalowej połączonej z płytą betonową). W przypadku pełnego zespolenia zwiększenie liczby łączników nie powoduje zwiększenia nośności obliczeniowej elementu zespolonego. W innym przypadku występuje zespolenie częściowe. Przy pełnym zespoleniu poślizg na końcach belki jest teoretycznie równy zero, lecz w rzeczywistości poślizg występuje nawet przy niewielkim obciążeniu.

Rys. 1. Belka zginana: a) odkształcenia belki złożonej z dwóch warstw niepołączonych ze sobą, b) przekrój belki, c) naprężenia normalne w przekroju belki, d) naprężenia styczne w przekroju belki



Rozwój konstrukcji zespolonych związany był z doskonaleniem technologii żelbetowych konstrukcji monolitycznych ze zbrojeniem samonośnym. Nowy typ zbrojenia wykorzystywano po to, by zmniejszyć liczbę deskowań oraz rusztowań i tym samym skrócić czas realizacji obiektów. Twórcą zbrojenia samonośnego był austriacki inżynier J. Melan. W roku 1893 uzyskał patent na stropy i mosty, w których zbrojenie stanowiły stalowe dźwigary walcowane lub kratownicowe, łączone z betonem wiotkim zbrojeniem prętowym. Proces doskonalenia technologii stropów stalowo-betonowych zmieniał się stopniowo. Pierwotne obetonowanie stalowych dźwigarów zastępowano rozwiązaniem, w którym opierano płyty żelbetowe na górnych stopkach belek stalowych, a połączenie zapewniano poprzez różne typy łączników mechanicznych.

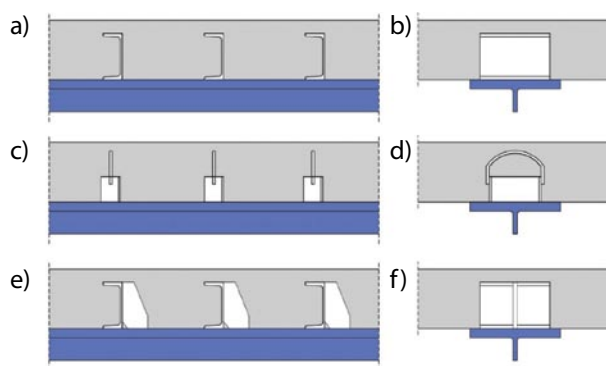
2. Łączniki mechaniczne

Współpraca stalowych i betonowych elementów przekroju zespolonego jest możliwa poprzez zagwarantowanie właściwego połączenia elementów składowych. Naturalna przyczepność stali do betonu, choć stwierdzona w badaniach doświadczalnych, nie jest najczęściej brana pod uwagę przy projektowaniu elementu zespolonego [2]. Do zabezpieczenia belki zespolonej przed rozwarstwieniem w płaszczyźnie zespolenia oraz do zabezpieczenia przed odrywaniem w kierunku pionowym płyty betonowej od belki stalowej, stosowane są specjalne łączniki typu mechanicznego lub ciernego.

Intensywny rozwój konstrukcji zespolonych związany jest z licznymi badaniami eksperymentalnymi łączników mechanicznych, które podjęto już w latach trzydziestych ubiegłego wieku. Chcąc ograniczyć koszty rozbudowanych badań konstrukcji zespolonych, opracowano metodę do wyznaczania nośności granicznej łączników na ścinanie oraz zależności między siłą tnącą, a przemieszczeniem (poślizgiem) w płaszczyźnie zespolenia. Badania prowadzono na modelach połączeń ścinanych, wykonanych z odcinka dwuteownika i dwóch płyt betonowych połączonych z nim za pomocą badanych łączników. Tak przygotowany model ustawiano na stole maszyny wytrzymałościowej i przykładano obciążenie skupione, aż do zniszczenia połączenia. Metodę badania nośności łączników zastosowano po raz pierwszy w Szwajcarii do badań łączników spiralnych [3] i jest stosowana do dziś pod nazwą standardowych badań łączników (ang. *Push-Out Standard Test POST*). Normy [4, 5] podają procedurę wykonywania badań na próbach standardowych oraz metodę opracowywania wyników.

Pierwsze łączniki mechaniczne wykonywano w postaci spirali z pręta okrągłego, przyspawanego do górnego pasa belki stalowej, były to tzw. łączniki spiralne. Celem badań łączników było określenie skuteczności zespolenia oraz wpływu skurczu betonu i wstępnego obciążenia belki stalowej. Badano łączniki z różnymi średnicami

i skokami spirali, stosowano różne średnice prętów zbrojenia oraz wytrzymałości betonu. Stwierdzono, że utrata przyczepności betonu oraz wstępne obciążenie belki nie mają wpływu na nośność graniczną belek. Na podstawie rezultatów opracowano wzory empiryczne na nośność jednego zwoju spirali łącznika [6]. Również w latach 30. XX wieku oraz późniejszych opracowano i testowano łączniki, które były wykonane w postaci wsporników o przekroju teowym, ceowym oraz łączników z blach (rys. 2a, b). Kolejnymi wariantami łączników blokowych były łączniki wykonywane jako sztywne wsporniki z dodatkowymi kotwami, prętami lub pętlami zabezpieczającymi płytę przed odrywaniem (rys. 2c, d), albo łączniki ze wzmocnionym środkiem (rys. 2e, f). Rzadziej są wykorzystywane w budownictwie łączniki jako same pętle czy kotwy. Związane jest to z małą nośnością zespolenia w porównaniu do innych rozwiązań.

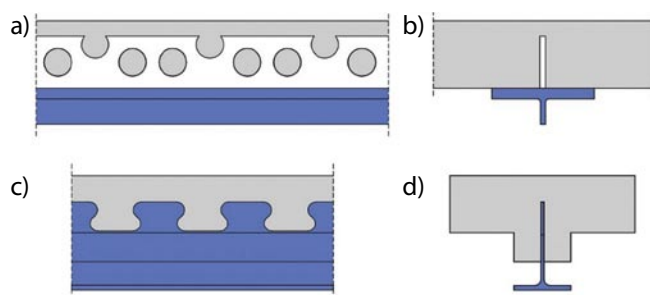


Rys. 2. Łączniki: a, b) blokowe ceowe, c, d) blokowe ceowe z pętlami, e, f) blokowe ceowe z żebrami

Przedstawione do tej pory łączniki mechaniczne, ze względu na duży nakład pracy przy ich przygotowaniu i mocowaniu do stalowych półek belek stalowych, nie znalazły szerszego zastosowania w praktyce. W latach 50. ub. wieku opracowano system łączników sworzniowych, łączonych do stalowych belek przy wykorzystaniu półautomatycznego ich przyspawania. Łączniki te łączą wiele zalet, m.in. przejmują siły ścinające, jak i rozciągające, gdyż są wyposażane w główki, nie sprawiają trudności przy przeprowadzaniu zbrojenia płyty betonowej, ich nośność na ścinanie w każdym kierunku jest taka sama. Praca sworzni jest dobrze rozpoznana. Przeprowadzono wiele analiz wytrzymałościowych oraz badań doświadczalnych opisanych m.in. w [7–10] z uwzględnieniem różnych czynników wpływających na nośność łączników.

Na początku lat 80. ub. wieku wprowadzono zespolenie perfbond strip [11], czyli listwę z otworami spawaną do pasa górnego belki, a następnie zabetonowaną w płycie pomocowej (rys. 3a, b). Przeprowadzono wiele badań doświadczalnych z tym typem zespolenia, po czym dopuszczono rozwiązanie do stosowania w Niemczech [12]. Obliczeniowa nośność jednego otworu uzależniona była od jego

średnicy, którą ograniczono do średnicy 100 mm. W przypadku konstrukcji narażonych na zmęczenie, nośność redukowano o 25%. Badania nad zespoleniem typu perfbond były prowadzone w wielu ośrodkach [13, 14]. Należy jednak podkreślić wady tego rozwiązania, do których zalicza się pracochłonność związaną z przeprowadzaniem prętów przez otwory, jak i problemy technologiczne związane z wycinaniem otworów. Dlatego lepszym rozwiązaniem okazały się ciągłe łączniki otwarte nowego typu, z charakterystycznym kształtem wycięcia. Innowacyjne zespolenie zapewniał wycięty kształt w środniku belki stalowej (rys. 3c). Łącznik stalowy oraz beton wypełniający przestrzeń pomiędzy kolejnymi wycięciami stanowiły połączenie me-



Rys. 3. Ciągłe łączniki listwowe: a, b) perfbond strip, c, d) otwarte łączniki listwowe nowego typu

chaniczne belki stalowej i płyty betonowej.

Za początek innowacyjnego zespolenia typu listwowe należy uznać rozwiązanie opisane w [15], tj. dwuteowe belki stalowe rozcinano w kierunku osi podłużnej, następnie środniki belek teowych nacinano i odginano pod odpowiednim kątem. Tak odgięte części środnika były łącznikami typu mechanicznego. Jednak zespolenie tego typu nie znalazło zastosowania ze względu na problemy przy układaniu zbrojenia prętowego w obszarze łączników, niską trwałość zmęczeniową związaną z ostrym karbem geometrycznym oraz dużą pracochłonnością przy odginaniu większych grubości środnika (np. 20, 30 mm).

W przypadku ciągłego zespolenia listwowego, jak i otwartego zespolenia listwowego nowego typu belki stalowe mają kształt teowy, a łączniki mechaniczne stanowią odpowiednio rozcięte środniki zasadniczych belek stalowych. Wyeliminowano spawanie łączników oraz zmniejszono zużycie części stalowej belki zespolonej. W zależności

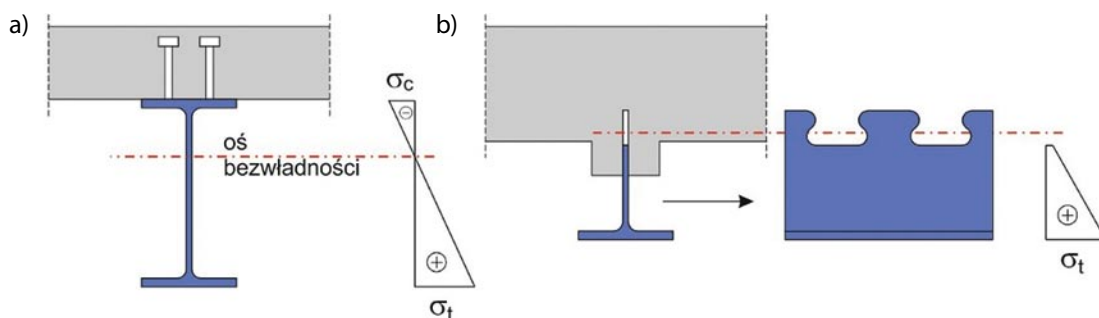
od grubości płyty żelbetowej, łączniki mechaniczne mogą pracować w przekroju naprężeń rozciągających (rys. 4), co wpływa na ich złożoną pracę przy przenoszeniu obciążeń i może być istotne z punktu widzenia wytrzymałości zmęczeniowej łączników. Jeżeli w łączniku stalowym wystąpi pęknięcie zmęczeniowe, to może ono propagować aż do utraty nośności całego przekroju belki stalowej, gdyż znajduje się w obszarze naprężeń dodatnich. Takiego niebezpieczeństwa nie ma w przypadku łączników sworzniowych, dla których propagujące pęknięcie od dolnej stopki, może zatrzymać się, gdy dojdzie do poziomej strefy ściskanej w środniku (rys. 4a).

3. Zalety i wady innowacyjnego zespolenia względem tradycyjnego

Innowacyjne zespolenie listwowe jest modyfikacją zespolenia ciągłego typu perfbond, wprowadzonego na początku lat 80. XX w. Już zespolenie perfbond charakteryzowało się wieloma zaletami w porównaniu do rozwiązań zespolień wiotkich, czy pętlowych.

Wykorzystanie w konstrukcjach zespolenia listwowego pozwoliło zredukować koszty prefabrykacji stalowych elementów zespolonych. Miało to związek z mniejszą pracochłonnością i czasochłonnością przy automatycznym spawaniu stalowej listwy do górnej półki przekroju dwuteowego. W przypadku poprzednich rozwiązań podstawową wadą, generującą koszty, był właśnie etap prefabrykacji belek stalowych. Wprowadzenie zespolenia sworzniowego z półautomatycznym przyspawaniem łączników do profilu stalowego w znaczny sposób ograniczało czas pracy człowieka. Jednak przy skomplikowanych obiektach, w których stosowano coraz więcej łączników mechanicznych, krytyczna wciąż okazywała się pracochłonność. Listwy zespalające typu perfbond z odpowiednio wyciętymi otworami, dawały możliwość pełnej automatyzacji wycinania i mocowania zespolenia. Mimo tego pojawiły się nieznane do tej pory trudności, związane z przewlekaniem pojedynczych prętów zbrojeniowych przez zamknięte wycięcia. Rozwiązaniem tego problemu stał się zabieg otwarcia łączników, poprzez ich rozcięcie, dzięki czemu zbrojenie prętowe można było swobodnie formować między łącznikami. Ten rodzaj zespolenia, to najnowsza generacja łączników mechanicznych, tzw. innowacyjne łączniki otwarte. Połączenie części

Rys. 4. Przekroje belek stalowych: a) dwuteowy, b) teowy



stalowej z betonową wynika z charakterystycznego kształtu rozcięcia stalowego środka. Szczegóły kształtu są nadal modyfikowane i optymalizowane przez wielu badaczy. Nowe rozwiązanie łączników mechanicznych nie wymaga mocowania ich do górnej półki przekroju dwuteowego stalowej belki, co dla poprzednich zespołów było konieczne. Łączniki są wycinane w środku belki stalowej, który następnie jest betonowany w płycie. To rozwiązanie wprowadza nowy, bardziej ekonomiczny kształt belki stalowej, w której nie jest niezbędny pas górny. W belkach stalowo-betonowych z zastosowaniem innowacyjnego zespolenia, w porównaniu do tradycyjnych belek żelbetowych, uzyskuje się większy moment statyczny stalowej półki względem betonowej. Dzięki temu możliwe jest projektowanie belek o większych rozpiętościach przy jednoczesnym zmniejszeniu wysokości konstrukcyjnej oraz masy prefabrykatów. W odniesieniu do belek strunobetonowych nowe belki są lżejsze średnio o jedną trzecią i nie podlegają deformacjom wynikającym z pełzania, ponieważ nie występuje tu zjawisko sprężenia działającego przeciwnie do kierunku obciążenia użytkowego. Z kolei w porównaniu z blachownicami spawanymi, zestawionymi w analogiczny sposób, konstrukcja zespolona wykazuje większą trwałość zmęczeniową. Wynika to z faktu, że w dolnym pasie, pracującym w strefie rozciąganej, nie występują spoiny, które stanowią potencjalne miejsca inicjacji pęknięć [16].

Okazuje się, że w przypadku innowacyjnych łączników otwartych bardzo istotne jest położenie osi ciężkości belki stalowej względem osi bezwładności przekroju zespolonego. Łączniki (zęby) mogą pracować w całości w obszarze naprężeń ściskających przekroju zespolonego albo w obszarze naprężeń ściskających i rozciągających, co jest niebezpieczne dla zespolenia pod kątem jego wytrzymałości zmęczeniowej. Znaczne naprężenia rozciągające w zespoleniu nowego typu, w przypadku konstrukcji obciążanych cyklicznie, mogą być odpowiedzialne za propagację pęknięć zmęczeniowych w stalowych łącznikach. W strefie momentu dodatniego może istnieć ryzyko nagłego i całkowitego zniszczenia stalowej belki, co w konsekwencji może grozić poważną awarią obiektu lub nawet jego katastrofą.

4. Podsumowanie

Dobór odpowiedniego typu łączników mechanicznych ma istotny wpływ na nośność oraz trwałość zmęczeniową konstrukcji zespolonych. Otwarte łączniki listwowe, dzięki swojej geometrycznej formie i eliminacji spawania, pozwalają na efektywne przenoszenie sił ścinających przy jednoczesnym zmniejszeniu koncentracji naprężeń. Innowacyjne łączniki wymagają dokładnego rozpoznania ich pracy. Do tej pory przeprowadzono niewiele badań eksperymentalnych w zakresie obciążeń statycznych [17], a tym bardziej cyklicznych [18], a także w dodatku dla wybranych kształtów wycięcia, które w ciągu ostatnich lat były zastępowane

kolejnymi. Dodatkowym problemem w innowacyjnym zespoleniu jest wybór technologii wycinania zębów. Skoro wytrzymałość zmęczeniowa może mieć duży wpływ na kształtowanie konstrukcji zespolonej, to powierzchnia prostopadła do linii cięcia, jako obszar mikropęknięć, powinna wyróżniać się jak najlepszą jakością powierzchni, czyli jak najmniejszą chropowatością [19]. Wciąż poszukiwania łączników zespalających są głównymi zadaniami wielu ośrodków naukowych, gdyż te elementy bezpośrednio wpływają na otrzymywane rezultaty nośności konstrukcji.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Johnson R. P., *Composite Structures of Steel and Concrete, Beams, Slabs, Columns and Frames for Buildings*, Blackwell Scientific Publications, tom 1, 1994
- [2] Bródka J., Kozłowski A., *Projektowanie i obliczanie połączeń i węzłów konstrukcji stalowych*. Tom 2, Polskie Wydawnictwo Techniczne, Rzeszów. 2009
- [3] Viest J. M., *Research on steel – concrete beams*, Journal of the Structural Division, ASCE 1960, St6, str. 1–21
- [4] Eurokod 4: *Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych*. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- [5] PN-B-03300:2006: *Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe*. Obliczenia statyczne i projektowanie. PKN.
- [6] Viest J. M., *Research on steel – concrete beams*, Journal of the Structural Division, ASCE 1960, St6, str. 1–21
- [7] Hawkins N. M., Mitchell D., *Seismic response of composite shear connection*, Journal of Structural Engineering 111, 1/1985, str. 2120–2136
- [8] Oehlers D. J., Park S. M., *Shear connection in haunched composite beams with sloping sides*, Journal of the Structural Engineering, ASCE 120, 7/1994, str. 2227–2232
- [9] Major M., Kuliński K., *Łączniki w konstrukcjach zespolonych stalowo-betonowych – przegląd rozwiązań*, Zeszyty Naukowe Politechniki Częstochowskiej. Budownictwo 21(171)2015, str. 205–210
- [10] Gawron M., Seledak J., *Przegląd rozwiązań łączników w konstrukcjach zespolonych stalowo-betonowych – analiza opisowa*, Materiały Budowlane 5/2017, str. 53–54
- [11] Leonhard F. et al., *Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit*, New advantageous shear connection for composite structures with high fatigue strength, Beton-und Stahlbetonbau, Heft 12/1987
- [12] Zulassungsbescheid Z-26.1-23: *Perfobond-Leiste*, Institut für Bautechnik, Berlin, 1991
- [13] Mareczek J., Chromiak P., Studnicka J., *Numerical model of perforated shear connector*. Progress in steel, composite and aluminum structures, Proceedings of the XIth International Conference on Metal Structures. Ed. by M. A. Giżejowski [i in.], Rzeszów, 21–23 June 2006. Leiden: Taylor and Francis, cop. 2006
- [14] Valente I., Cruz P. J. S., *Experimental analysis of Perfobond shear connection between steel and lightweight concrete*, Journal of Constructional Steel Research 60, 2004, str. 465–479
- [15] Zamorowski W., Gremza G., *Belki zespolone stalowo-betonowe*. Badania nośności i ugięć belek z łącznikami nowego typu, Budownictwo Górnicze i Tunnelowe 2/2006
- [16] Lorenc W., *Nośność ciągłych łączników otwartych w zespolonych konstrukcjach stalowo-betonowych*, Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 2010
- [17] Lorenc W., Koźuch M., Rowiński S., *The behaviour of puzzle-shaped composite dowels*, Pt. 1, Experimental study, Journal of Constructional Steel Research 101, 2014, str. 482–499
- [18] Lorenc W., Koźuch M., Rowiński S., *Study on fatigue cracks in steel – concrete shear connectors composite dowels MCL*, Key Engineering Materials 598, 2014, str. 207–212
- [19] Rowiński S., *Effect of steel-cutting technology on fatigue strength of steel structures: tests and analyses*, Materials. 14, 20/2021, art. 6097, str. 1–15

Przykład udanej przebudowy zabytkowego mostu drogowego z wykorzystaniem belek Kujan i pozostawieniem zabytkowych elementów konstrukcji

An example of a successful reconstruction of a historic road bridge using Kujan beams while preserving the historic structural elements

dr inż. Józef Szybiński (ORCID: 0000-0002-1356-5823), Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska

DOI: 10.5604/01.3001.0055.3004

Streszczenie: Zabytkowe drogowe mosty kratownicowe często stanowią wąskie gardło w przypadku przebudowy istniejących dróg publicznych i każdorazowo wymagają indywidualnego podejścia w razie dostosowania do obecnych potrzeb użytkowych. W artykule opisano przykład udanej realizacji przebudowy zabytkowego mostu kratowniczego, w ramach której udało się pogodzić pozostawienie zabytkowych elementów konstrukcyjnych z równoczesnym znacznym poszerzeniem obiektu i istotnym zwiększeniem jego nośności.

Słowa kluczowe: mosty kratownicowe; remont; przebudowa; belki Kujan.

Abstract. Historic truss road bridges often constitute a bottleneck in the reconstruction of existing public roads and each time require an individual approach when adapting them to current utility needs. The article describes an example of a successful reconstruction of a historic truss bridge, in which it was possible to reconcile the preservation of historical structural elements with the simultaneous significant widening of the structure and a substantial increase in its load-bearing capacity.

Keywords: truss bridge; renovation; reconstruction; Kujan beams.

1. Wprowadzenie

Na drogach stanowiących główne ciągi komunikacyjne, przebiegające przez centrum istniejących ośrodków miejskich i wiejskich, mamy na nich do czynienia z licznymi obiektami inżynierskimi w postaci obiektów mostowych, które wymagają przebudowy. Obiekty mostowe na tych drogach często powstały w czasach, kiedy natężenie ruchu było znikome oraz o znacznie mniejszym tonażu. Z tego powodu obecnie obiekty te często stanowią wąskie gardło na drodze, z uwagi na parametry geometryczne, niezapewniające wymaganej szerokości jezdni, brak wygodnych chodników dla pieszych, jak i z uwagi na niewystarczającą nośność w stosunku do obecnego ruchu drogowego. Niedostateczna bieżąca konserwacja powoduje, że ich stan techniczny również budzi liczne wątpliwości i często prowadzi do awaryjnych ograniczeń ruchu lub nawet zamknięć obiektów mostowych. Powoduje to znaczne utrudnienia dla lokalnej społeczności.

Na drogach lokalnych, ze względu na ich wieloletnie użytkowanie w niezmiennym śladzie, często spotykane są konstrukcje mostowe, które powstały jeszcze przed II wojną

światową, a nierzadko ich historia sięga nawet XIX wieku. Obiekty te, z uwagi na swój wygląd, rodzaj konstrukcji oraz stosowane połączenia elementów konstrukcyjnych, często mają charakter zabytkowy. Powoduje to objęcie tych konstrukcji ochroną konserwatorską. Obiekty mostowe objęte ochroną konserwatorską wymagają uzgodnienia prac modernizacyjnych z właściwym terenowo wojewódzkim konserwatorem zabytków.

Ze względu na wyżej wymienione czynniki przebudowa zabytkowych kratownicowych obiektów mostowych stanowi wyzwanie z następujących powodów, które często występują równocześnie:

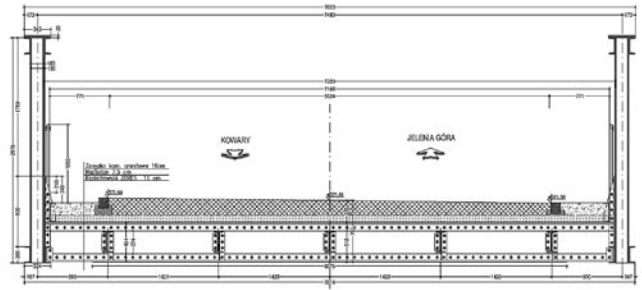
- geometria obiektu niedostosowana do obecnych potrzeb ruchu pojazdów i pieszych;
- nośność obiektu za niska w stosunku do obecnych potrzeb;
- potrzeba zachowania zabytkowej konstrukcji obiektu;
- zły stan techniczny spowodowany brakiem bieżącej konserwacji;
- brak dokumentacji technicznej istniejącego obiektu;
- ograniczenia terenowe w sąsiedztwie obiektu z uwagi na istniejącą zabudowę.

Szerokie omówienie problemu poszerzania istniejących obiektów mostowych i zwiększania ich nośności można znaleźć w pracy [1].

W niniejszym artykule przedstawiono udaną realizację przebudowy zabytkowego kratownicowego obiektu mostowego, w ramach której, w miarę możliwości, udało się pogodzić wszystkie, często sprzeczne interesy. Obiekt mostowy znajduje się nad rzeką Łomnicą w miejscowości Mysłakowice, w ciągu drogi wojewódzkiej DW 367. Przebudowa obiektu mostowego realizowana była w latach 2016–2017, na zlecenie Dolnośląskiej Służby Dróg i Kolei we Wrocławiu, w ramach zadania „Przebudowa mostu przez rz. Łomnicę w ciągu DW nr 367 w km 11+231 w m. Mysłakowice, wraz z rozbudową DW nr 367 na dojazdach”. Zadanie realizowane było w formule zaprojektuj i wybuduj, na podstawie projektu konstrukcji obiektu mostowego, którego byłem współautorem. Przedstawiona realizacja może stanowić inspirację dla innych podobnych sytuacji, w których zachodzi potrzeba pogodzenia aktualnych potrzeb użytkowych z zachowaniem zabytkowego charakteru obiektu.

2. Stan istniejący przed przebudową

Zgodnie z danymi zawartymi w przeglądzie [2] obiekt mostowy przed przebudową był jednoprzęsłowym mostem drogowym o kratownicowej konstrukcji nośnej. Główną konstrukcję nośną stanowiły dwa dźwigary nośne w postaci nitowanych płaskich kratownic typu „N” o pasach równoległych. Dźwigary były zlokalizowane po obu stronach na skraju obiektu mostowego. Rozpiętość teoretyczna przęsła wynosiła 18,90 m. Rozstaw osiowy dźwigarów głównych wynosił 7,50 m. Słupki kratownicy dzieliły dźwigary główne na 7 pól, w rozstawie osiowym odpowiadającym rozstawowi poprzecznic 2,70 m. Kąt skrzyżowania osi podłużnej obiektu z osią podłużną przeszkody wynosił 70°. Poprzecznice były blachownicowe, nitowane, o przekroju dwuteowym. Podłużnice wykonano z dwuteowników walcowanych typu NP 28. Na stalowym ruszcie oparto płytę pomostową w postaci kształtowników stalowych typu Zoresa, wypełnionych



Rys. 2. Przekrój poprzeczny mostu przed przebudową [3]

betonem. Długość całkowita przęsła kratownicowego wynosiła 21,98 m. Przyczółki obiektu wykonano jako kamienne, masywne. Obiekt wyposażono w stalowe balustrady wysokości około 1,0 m.

W ramach przeglądu z kwietnia 2015 roku [2] stwierdzono liczne nieprawidłowości i zalecono wykonanie ekspertyzy technicznej. W ekspertyzie technicznej z maja 2015 roku [4] autorzy stwierdzili niedostateczny lub awaryjny stan wielu elementów konstrukcji obiektu. Stwierdzono, że obiekt w stanie istniejącym ma nośność klasy E (15 ton) przy ograniczeniu prędkości przejazdu pojazdów do 10 km/h, zgodnie z normami [5, 6]. Zalecono również pilne przystąpienie do remontu lub przebudowy oraz utrzymanie obecnego ograniczenia tonażu dla pojazdów przejeżdżających po obiekcie do 15 ton. Przedmiotowy obiekt dopuszczono do dalszej eksploatacji na okres 12 miesięcy, pod warunkiem wprowadzenia następujących ograniczeń ruchowych, tj.:

- zawężenia szerokości jezdni do jednego pasa ruchu (ruch wahadłowy) w osi jezdni, np. poprzez zastosowanie barier typu Jersey,
- ograniczenia dopuszczalnej prędkości jazdy pojazdów po obiekcie do 10 km/h (z uwagi na wprowadzone zawężenia pasa ruchu – dojazd do obiektu od strony Jeleniej Góry znajduje się w łuku poziomym o małym promieniu



Rys. 1. Widok na obiekt z boku od strony wody dolnej (zdjęcie własne autora)



Rys. 3. Zaawansowana korozja wżerowa z rozwarstwieniem elementów stalowych: podłużnic, poprzecznic oraz zoresówek – widoczna również doraźnie wymieniona podłużnica (zdjęcie własne autora)

oraz ograniczenie efektów dynamicznych na elementy pomostu).

Poza awaryjnym stanem konstrukcji obiektu należy również wspomnieć o istotnych ograniczeniach użytkowych, z uwagi na geometrię obiektu:

- szerokość jezdni 5,60 m przy zalecanych 2x3,00 m dla drogi klasy Z, zgodnie z [7],
- szerokość opasek (nienormatywnych chodników) 2x0,75 m – obiekt znajduje się w terenie zabudowanym i zalecane jest wykonanie chociaż jednostronnego chodnika dla pieszych,
- nienormatywna wysokość balustrady wynosząca około 1,0 m [8].



Rys. 4. Widok stanu technicznego pasa dolnego kratownicy od strony wody górnej (zdjęcie własne autora)

3. Założenia projektowe i wytyczne konserwatorskie

Opisany wyżej stan techniczny, parametry geometryczne, wraz z faktem ochrony konserwatorskiej obiektu mostowego wymagały kompleksowego podejścia do przebudowy mostu i układu drogowego.

Na potrzeby przebudowy obiektu mostowego wytyczne projektowe w zakresie układu drogowego i konstrukcji obiektu były następujące:

- wykonanie jezdni o szerokości minimum 7,00 m – dwa pasy każdy po 3,50 m,
- wykonanie obustronnych chodników każdy o szerokości minimum 1,50 m,
- dostosowanie obiektu do nośności klasy B (40 ton) według PN-85/S-10030,
- zastosowanie konstrukcji prefabrykowanych celem skrócenia okresu wyłączenia obiektu z ruchu,
- w miarę możliwości poprawa układu drogowego na dojazdach do mostu z uwagi na lokalizację skrzyżowań w sąsiedztwie obu końców obiektu mostowego.

Wytyczne w zakresie ochrony konserwatorskiej uzgodnione z konserwatorem zabytków były następujące:

- renowacja i zachowanie zabytkowych dźwigarów kratowych obiektu mostowego – zgodnie z tabliczką znamionową pochodzących z 1898 roku (rys. 5),
- renowacja i zachowanie istniejących łożysk mostowych pod dźwigarami kratowymi (rys. 6),
- przebudowa przyczółków z odtworzeniem okładziny z kamienia granitowego (rys. 7),
- renowacja i zachowanie istniejących balustrad na obiekcie z dopuszczeniem dostosowania ich do obowiązujących przepisów w zakresie bezpieczeństwa na obiekcie mostowym (rys. 8),
- zachowanie lub odtworzenie odbojnic na obu brzegach obiektu mostowego (rys. 8).



Rys. 5. Widok tabliczki znamionowej na pasie górnym dźwigara kratowego (źródło: www.polska-org.pl)



Rys. 6. Widok istniejącego łożyska (zdjęcie własne autora)

Na podstawie powyższych informacji z uwagi na zły stan techniczny oraz z uwagi na potrzebę poszerzenia obiektu podjęto decyzję o konieczności budowy nowego niezależnego samonośnego przęsła mostowego. Założono, że w nowej konstrukcji mostu istniejące dźwigary kratownicowe nie będą uczestniczyć w przenoszeniu obciążeń stałych i użytkowych z przęsła mostowego. Dźwigary kratowe pełnią rolę dostawionych elementów do przęsła mostowego maskujących nową konstrukcję obiektu i stanowiących świadka historii obiektu mostowego.



Rys. 7. Widok istniejącego przyczółka (zdjęcie własne autora)

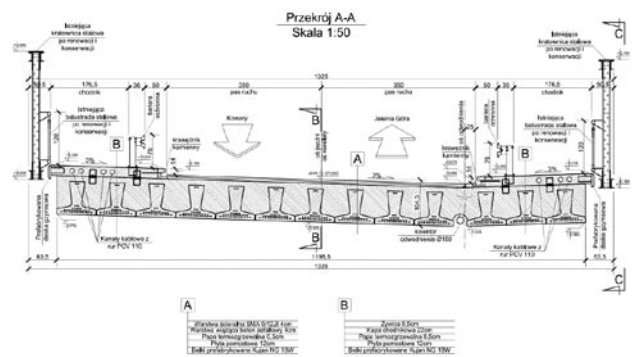


Rys. 8. Widok obiektu od strony od strony Mysłakowic – widoczne odbojnice wraz z dźwigarami kratownicowymi i balustradami (źródło: www.polska-org.pl)

4. Projekt budowlany i wykonawczy

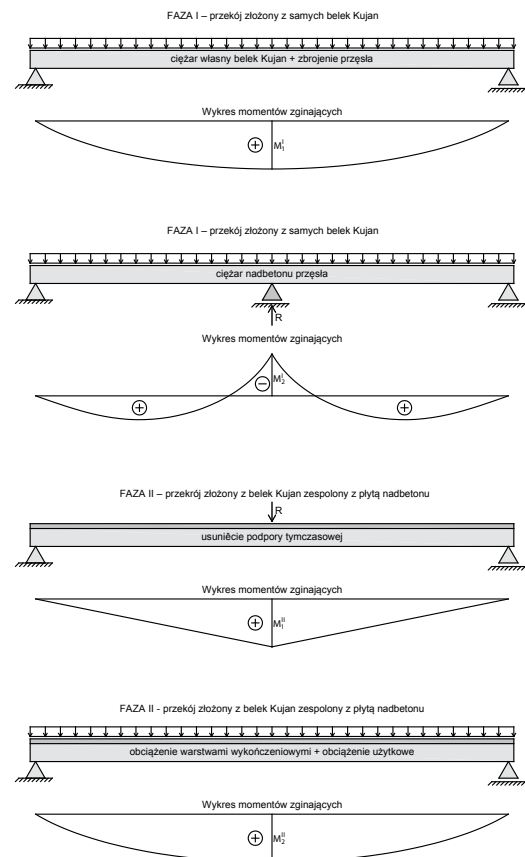
W 2016 roku opracowano projekt przebudowy mostu przez rzekę Łomnicę [9, 10]. Na podstawie przedstawionych powyżej wytycznych i założeń konieczne było znaczne poszerzenie obiektu mostowego; w tym celu niezbędne było wykonanie nowego przęsła mostowego. Jako rozwiązanie optymalne przyjęto wykonanie przęsła z prefabrykowanych belek sprężonych. Głównym kryterium w wyborze rodzaju belek na konstrukcję przęsła było wykonanie obiektu o jak najmniejszej wysokości konstrukcyjnej — z uwagi na światło pod mostem i fakt, że obiekt mostowy zlokalizowany był w łuku pionowym na jego wierzchołku. Każde zwiększenie wysokości konstrukcyjnej powodowałoby zwiększenie łuku pionowego na drodze lub obniżenie światła pod obiektem. Z tego powodu zdecydowano się na zastosowanie belek Kujan NG18W które umożliwiły wykonanie obiektu o możliwie najmniejszej wysokości konstrukcyjnej. W tym konkretnym przypadku udało się osiągnąć wysokość konstrukcyjną wynoszącą jedynie 1,045 m.

Szerokość światła pod obiektem również musiała być zachowana zgodnie z pierwotną szerokością pod obiektem. Most zlokalizowany jest na rzece górskiej, która charakteryzuje się dużymi wezbraniami powodziowymi, co również miało



Rys. 9. Projektowany przekrój poprzeczny mostu po przebudowie

miejsce podczas ostatniej wrześniowej powodzi w 2024 roku. Przed przebudową rozpiętość teoretyczna obiektu mostowego wynosiła 18,90 m. Po przebudowie nowa geometria układu drogowego powodowała większy skos obiektu mostowego w stosunku do rzeki. Dzięki temu od strony Jeleniej Góry udało się złagodzić zakręt na głównej drodze wojewódzkiej, który przed przebudową był bardzo niewygodny dla większych pojazdów. Przy wykorzystaniu belek Kujan rozpiętość teoretyczna wzrosła do 19,80 m, co teoretycznie wykluczało możliwość zastosowania belek Kujan, które standardowo produkowane są o długości do 18,0 m. W przypadku konstrukcji mostowych jednoprzęsłowych swobodnie podpartych, zgodnie z danymi katalogowymi [11] belki Kujan NG18W były przewidywane do rozpiętości 17,50 m.

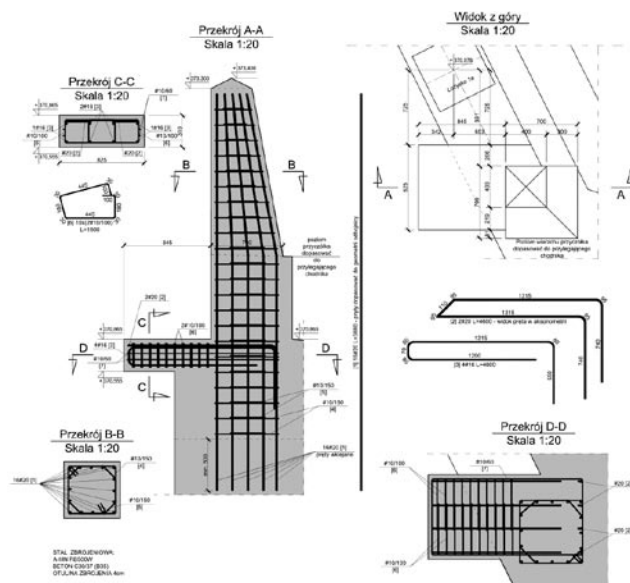


Rys. 10. Projektowany schemat pracy konstrukcji

W celu możliwości zastosowania belek Kujan i wykorzystanie wszystkich ich zalet, tj. wykonania konstrukcji częściowo prefabrykowanej o niskiej wysokości konstrukcyjnej, podjęto decyzję o zwiększeniu długości belek Kujan do 20,25 m. Pozostawiono typowy przekrój poprzeczny belki, wielkość i układ jej sprężenia. Brakującą rezerwę nośności uzyskano dwutorowo. Poprzez zastosowanie obustronnych stosunkowo szerokich chodników co znacząco obniżało wyężenie skrajnych belek Kujan oraz poprzez zastosowanie niestandardowej technologii budowy wykorzystującej wielofazową pracę belki sprężonej.

Przewidziano dostarczenie belek Kujan na budowę i ustawienie na docelowych prefabrykowanych poprzecznicach podporowych, opartych na docelowych łożyskach (faza I – moment M'_1). Następnie przewidziano dozbrojenie przęsła zgodnie z technologią przyjętą w katalogu [11]. Zmianą w stosunku do tradycyjnej technologii budowy było wstawienie tymczasowych podpór nurtowych w środku rozpiętości przęsła, bezpośrednio przed betonowaniem płyty. Podpory miały być wstawione bez luzu, ale zarazem bez lewarowania belek Kujan, które do tego czasu pracowały w schemacie belki jednoprzęsłowej swobodnie podpartej. Ten zabieg spowodował, że ciężar nadbetonu płyty pomostowej został przeniesiony w układzie belki ciągłej dwuprzęsłowej, swobodnie podpartej, powodując ujemny moment zginający w belce Kujan w środku rozpiętości, tj. w miejscu największego docelowego wyężenia (faza I – moment M'_2). Równocześnie ten ujemny moment zginający był na tyle ograniczony, że nie stanowił zagrożenia dla bezpieczeństwa belki Kujan w fazie montażowej. Po związaniu betonu płyty pomostowej usunięto podpory przęsłowe, a w dalszym etapie belki Kujan pracowały w schemacie belki jednoprzęsłowej, swobodnie podpartej, przy czym obciążenia przenoszone były przez całe zespolone przęsło, tj. belki Kujan i płytę nadbetonu (faza II – momenty M''_1 i M''_2). Powodowało to relatywne zmniejszenie wyężenia samych belek Kujan w stosunku do tradycyjnej technologii budowy, kosztem zwiększenia wyężenia ściskanej płyty nadbetonu, w której i tak występowały duże rezerwy nośności.

Istniejące dźwigary kratowe przewidziano do remontu, wraz z łożyskami i istniejącymi balustradami. W celu oparcia dźwigarów kratowych, których rozpiętość teoretyczna była mniejsza niż nowego przęsła, zaprojektowano wsporniki żelbetowe, zamocowane w nowych odbojnicach żelbetowych, które z kolei zamocowane były w przyczółkach. Dodatkowo dźwigary kratowe połączono punktowo z odbojnicami i przęsłem mostowym, w sposób zapewniający stabilizację dźwigarów na działanie wiatru w kierunku prostopadłym do dźwigarów oraz zapewniający swobodę odkształceń termicznych wzdłuż dźwigarów. Wspomniane dodatkowe podparcia w kierunku prostopadłym do dźwigarów kratowych, zaprojektowano o małej sztywności giętej w celu zapewnienia niezależnej pracy przęsła mostowego i braku przenoszenia obciążeń pionowych z nowego przęsła mostowego na dźwigary kratowe.



Rys. 11. Projekt odbojnicy żelbetowej ze wspornikiem do oparcia dźwigarów kratowych



Rys. 12. Widok lokalizacji podparć dźwigara kratowego – stan obecny (zdjęcie własne autora)



Rys. 13. Widok mostu od strony wody górnej – stan obecny (zdjęcie własne autora)

Do dźwigarów kratowych zamontowano zabytkowe balustrady po dostosowaniu ich do obowiązujących przepisów, tj. po zastosowaniu dodatkowego pochwytu. Ostatecznie parametry projektowanego obiektu mostowego po przebudowie przedstawiały się następująco:

- klasa obciążeń B według PN-85/S-10030,
- długość całkowita 21,80 m,



Rys. 14. Widok oparcia dźwigara kratowego na przyczółku – stan obecny (zdjęcie własne autora)

- szerokość 13,26 m,
- rozpiętość teoretyczna 19,80 m,
- wysokość konstrukcyjna 1,045 m,
- kąt skrzyżowania z przeszkodą 63,3°.

5. Przebudowa obiektu i stan obecny

Prace związane z przebudową mostu rozpoczęto we wrześniu 2016 roku. Wykonano rozbiórkę istniejącego obiektu wraz z przyczółkami i przystąpiono do budowy nowych przyczółków, dostosowanych do geometrii projektowanego przęsła. Do okresu zimowego udało się wykonać nowe przyczółki, wraz z montażem poprzecznic i belek Kujan. Przed przyjściem okresu silnych mrozów zabetonowano przęsło mostowe. Jednak dalsze prace zostały przerwane z uwagi na warunki atmosferyczne. Prace dokończono wiosną 2017 roku, a w maju, po przebudowie, oddano obiekt do ponownego użytkowania. Otwarcie obiektu poprawiło skomunikowanie miejscowości położonych wzdłuż drogi wojewódzkiej DW 367. Wyeliminowano jedno z wąskich gardeł i ograniczeń na drodze wojewódzkiej. Do dnia dzisiejszego most z powodzeniem jest użytkowany i w ramach jego użytkowania nie stwierdzono istotnych nieprawidłowości. Most przetrwał również ostatnią wrześniową powódź bez żadnych uszkodzeń.

6. Podsumowanie

Przebudowa istniejących obiektów mostowych, nawet przy stosunkowo niedużych rozpiętościach z reguły wymaga indywidualnego podejścia w stosunku do projektowania całkowicie nowych obiektów mostowych o podobnych



Rys. 15. Widok przęsłowego podparcia w kierunku prostopadłym do płaszczyzny dźwigara kratowego – stan obecny (zdjęcie własne autora)



Rys. 16. Widok dźwigara kratowego i balustrady po remoncie – stan obecny (zdjęcie własne autora)

rozpiętościach. Dotyczy to szczególnego obiektów mostowych o charakterze zabytkowym. Przedstawiona powyżej udana realizacja przebudowy zabytkowego obiektu mostowego pokazuje, jak można pogodzić aktualne potrzeby użytkowe z poszanowaniem dla zabytkowej materii obiektu mostowego. Autor ma nadzieję, że zastosowane rozwiązania będą stanowić inspirację dla zarządców obiektów mostowych oraz projektantów stojących przed potrzebą dostosowania zabytkowych obiektów mostowych do obecnych potrzeb użytkowych.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Radomski W., Kasprzak A., Poszerzanie mostów, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2020
- [2] Rabięga J., Wątroba P., Protokół z kontroli bezpiecznego użytkowania obiektu mostowego nr JN1: 16060078, Wrocław, 2015
- [3] Wodyński R., Łakomy T., Nowicka J., Aktualizacja inwentaryzacji. Remont mostu w ciągu drogi wojewódzkiej nr 367 w km 11+231 w m. Mysłakowice, Tarcopol Sp. z o.o., Wrocław, 2013
- [4] Rabięga J., Höffner R., Ekspertyza techniczna mostu stalowego w km 11+231 drogi wojewódzkiej nr 367 w miejscowości Mysłakowice (obiekt mostowy o JN1: 16060078), Ramiszów, 2015
- [5] PN-85/S-10030: Obiekty mostowe. Obciążenia
- [6] PN-82/S-10052: Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie
- [7] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie
- [8] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie
- [9] Petruć J., Rusnak D., Izydorczyk S., Szybiński J., Branża mostowa projektu wykonawczego. Przebudowa mostu przez rzekę Łomnicę w ciągu DW nr 367 w km 11+231 w m. Mysłakowice wraz z rozbudową DW nr 367 na dojazdach, Jelenia Góra, 2016
- [10] Petruć J., Rusnak D., Izydorczyk S., Szybiński J., Branża mostowa projektu wykonawczego. Przebudowa mostu przez rzekę Łomnicę w ciągu DW nr 367 w km 11+231 w m. Mysłakowice wraz z rozbudową DW nr 367 na dojazdach, Jelenia Góra, 2016
- [11] Katalog Mosty drogowe. Zespólone mosty płytowe z belek strunobetonowych, BPDiM Transprojekt Warszawa Sp. z o.o., Warszawa, 2004

Awarie zapór ziemnych spowodowane przelaniem się wody przez koronę – przesłanki dla rozwoju metod prognozowania rozmycia

Failures of earthfill dams caused by overtopping – foundations for the development of breach prediction methods

mgr inż. Mikołaj Urbaniak (ORCID: 0009-0004-1454-1980), Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska

DOI: 10.5604/01.3001.0055.3005

Streszczenie: Celem pracy jest analiza wybranych przypadków awarii zapór ziemnych w Polsce, których główną przyczyną było przelanie wody przez koronę. Przeanalizowano sześć zdarzeń z lat 1979–2024, wskazując na powtarzające się mechanizmy zniszczenia oraz uwarunkowania sprzyjające inicjacji rozmycia. Przelanie prowadzi do gwałtownej erozji korpusu zapory, powstania wyrwy i opróżnienia zbiornika. W pracy wskazano na ograniczenia klasycznych modeli empirycznych, które nie uwzględniają lokalnych warunków materiałowych, geometrii zapory ani dynamiki procesu rozmycia. Podkreślono konieczność rozwoju fizycznie uzasadnionych metod prognostycznych, zdolnych do odwzorowania przebiegu awarii w czasie rzeczywistym. Uwagę poświęcono również modelom cząsteczkowym SPH i SPH–DEM, umożliwiającym realistyczne odwzorowanie procesów przelania, erozji i utraty stateczności zapór ziemnych. Przedstawiono również wyniki badań laboratoryjnych, które potwierdzają dużą wrażliwość zjawiska na parametry hydrauliczne i gruntowe. Wskazano kierunki dalszych prac obejmujące integrację danych eksperymentalnych z modelami numerycznymi, rozwój baz referencyjnych oraz testowanie hybrydowych narzędzi predykcyjnych. Praca podkreśla znaczenie badań laboratoryjnych dla poprawy bezpieczeństwa obiektów hydrotechnicznych.

Słowa kluczowe: zapory ziemne, rozmycie zapory, overtopping, badania eksperymentalne.

Abstract: This paper analyzes selected cases of earthfill dam failures in Poland caused by overtopping. Six documented events from 1979 to 2024 are reviewed, highlighting recurring failure mechanisms and contributing hydrological and structural factors. Overtopping often leads to rapid breaching, erosion of the dam body, and uncontrolled reservoir drainage. The study discusses the limitations of commonly used empirical models, which do not adequately reflect local material conditions, dam geometry, or the dynamic nature of breach development. It emphasizes the need for physically based predictive tools capable of simulating failure processes in real time. Special attention is given to particle-based methods such as SPH (Smoothed Particle Hydrodynamics) and SPH–DEM (coupled with the Discrete Element Method), which allow for realistic representation of overtopping, erosion, and slope instability in deformable and saturated soils. The article also presents laboratory test results demonstrating high sensitivity of the breach process to hydraulic and geotechnical parameters. Future work should focus on integrating experimental data with numerical models, developing reference databases, and testing hybrid prediction tools. This paper highlights the importance of laboratory research in improving the safety and resilience of hydraulic structures.

Keywords: earthfill, dam washout, overtopping, experimental research.

1. Wprowadzenie

Zapory ziemne stanowią istotny element infrastruktury hydrotechnicznej w Polsce – pełnią funkcje przeciwpowodziowe, retencyjne oraz rekreacyjne. Dzięki prostocie konstrukcji, dostępności materiałów i relatywnie niskim kosztom budowy są szeroko stosowane, szczególnie na ciekach o zmiennym reżimie przepływu. Jednak ze względu na wykorzystanie podatnych na erozję materiałów sypkich konstrukcje tego typu cechują się ograniczoną odpornością

na przelanie wody przez koronę. W przypadku niewystarczającej przepustowości urządzeń upustowych mogą ulec gwałtownemu zniszczeniu wskutek rozmycia. Zjawisko przelania się wody ponad koronę zapory (ang. *overtopping*) występuje najczęściej w wyniku ekstremalnych opadów atmosferycznych, intensywnego topnienia śniegu lub awarii obiektów piętrzących położonych wyżej w zlewni. Proces ten prowadzi do skomplikowanej interakcji między siłami hydrodynamicznymi (turbulentny przepływ, fluktuacje ciśnienia) a zjawiskami geotechnicznymi, w tym erozją gruntu

i utratą stateczności skarp. Efektem jest postępujące osłabienie strukturalne zapory oraz powstawanie i rozwój wyrwy, która w krótkim czasie może doprowadzić do katastrofального opróżnienia zbiornika. Na podstawie statystyk przełanie wody ponad koronę zapory stanowi aż 48% spośród 3504 udokumentowanych przypadków awarii zapór ziemnych [1]. Postępujące zmiany klimatyczne, które prowadzą do częstszych i intensywniejszych zjawisk pogodowych zwiększają ryzyko awarii zapór ziemnych [2].

Celem niniejszej pracy jest przegląd wybranych przypadków awarii zapór ziemnych w Polsce, których główną przyczyną zniszczenia było przełanie wody przez koronę. Analiza tych zdarzeń stanowi punkt wyjścia do dyskusji nad potrzebą rozwoju narzędzi prognostycznych umożliwiających ocenę przebiegu i skutków rozmycia oraz nad rolą badań ekstremalnych w doskonaleniu modeli predykcyjnych.

2. Udokumentowane awarie zapór ziemnych w Polsce wywołane przełaniem wody przez koronę

W Polsce w okresie ostatnich 50 lat odnotowano szereg awarii zapór ziemnych, których wspólną cechą było przełanie wody przez koronę.

W Łomży (1979 r.) przekroczenie pojemności zbiornika retencyjnego na rzece Młynówce doprowadziło do przełania się wody przez koronę i rozmycia zapory. W wyniku zdarzenia powstała wyrwa, a fala powodziowa zalała północną część miasta, powodując śmierć jednej osoby [3].

W Górowie Iławeckim (2000 r.) doszło do awarii zapory miejskiej eksploatowanej zimą przy letnim poziomie piętrzenia. Awaria urządzeń spustowych, w połączeniu z roztopami i opadami, doprowadziła do przełania i zniszczenia korpusu, czego skutkiem były ofiary śmiertelne oraz zniszczenia infrastruktury [3].

W przypadku Kanału Raduni w Gdańsku (2001 r.), intensywne opady przekroczyły przepustowość kanału, prowadząc do przełania przez koronę obwałowań i rozwoju licznych lokalnych wyrw na odcinku ok. 5 km. Zdarzenie to miało charakter rozproszony i spowodowało straty w zabudowie miejskiej [3].

W trakcie budowy zapory Wióry (2001 r.) gradza ziemna została zaprojektowana na przepływ $190 \text{ m}^3/\text{s}$. Jednakże fala powodziowa o szacowanym natężeniu $250 \text{ m}^3/\text{s}$ doprowadziła do przełania się wody przez koronę,

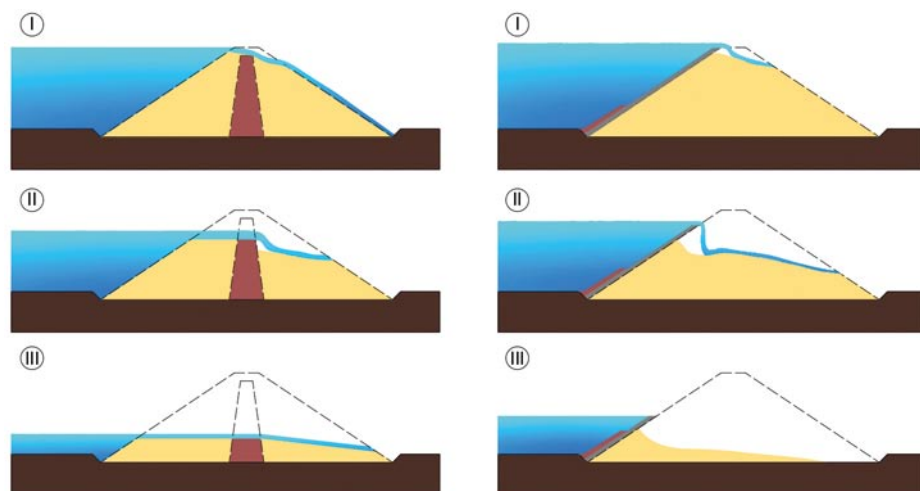
rozmycia skarpy oraz powstania wyrwy. Pomimo tymczasowego charakteru konstrukcji, skala zniszczeń była znacząca.

W Niedowie (2010 r.) intensywne opady w zlewni Nysy Łużyckiej doprowadziły do przełania się wody przez koronę zapory zbiornika Witka. Proces rozmycia przebiegał etapowo – od erozji skarpy odpowietrznej, przez uszkodzenie korony, aż po zniszczenie płyt betonowych i rozwój wyrwy po obu stronach budowli przelewowej. Zdarzenie to stało się przedmiotem licznych opracowań naukowych jako klasyczny przykład awarii typu overtopping [4].

Najbardziej aktualnym przypadkiem jest awaria zapory w Stroniu Śląskim (2024 r.), gdzie zbiornik suchy zaprojektowany na przepływ $70\text{--}80 \text{ m}^3/\text{s}$ przyjął falę powodziową o natężeniu $320 \text{ m}^3/\text{s}$. Pomimo pracy przelewu powierzchniowego doszło do rozmycia korpusu i utraty kontroli nad obiektem. Należy podkreślić, że dokładne przyczyny awarii zbiornika nie są jeszcze jasne i muszą zostać szczegółowo zbadane [5].

3. Potrzeba rozwoju narzędzi predykcyjnych rozmycia w warunkach przełania

Analiza przedstawionych przypadków awarii zapór ziemnych wskazuje, że przełanie wody przez koronę obiektu często prowadzi do gwałtownego i trudnego do kontrolowania rozmycia korpusu zapory. W takich sytuacjach kluczowe znaczenie ma możliwość przewidywania tempa rozwoju wyrwy oraz charakterystyki wypływu ze zbiornika. Pomimo intensywnych badań prowadzonych w tym zakresie, nadal brakuje narzędzi prognostycznych, które



Rys. 1. Przebieg awarii zapory ziemnej spowodowanej przełaniem wody przez koronę (opracowanie własne); lewa strona – zapora z rdzeniem glinianym – I – erozja skarpy odpowietrznej i odsłonięcie rdzenia glinianego, II – zniszczenia rdzenia gliniastego i postępujące opróżnianie zbiornika, III – rozszerzenie się wyrwy i dalsze opróżnianie zbiornika; prawa strona – zapora z płytami betonowymi na skarpie odwodnej – I – erozja skarpy odpowietrznej oraz podmywanie płyt betonowych, II – łamanie płyt betonowych i postępujące opróżnianie zbiornika, III – poszerzanie się wyrwy i dalsze opróżnianie zbiornika

mogłyby być stosowane operacyjnie w warunkach rzeczywistych. Zmieniające się warunki klimatyczne, skutkujące częstszym występowaniem opadów ekstremalnych, dodatkowo podkreślają potrzebę rozwoju metod umożliwiających szybkie i wiarygodne prognozowanie przebiegu awarii budowli hydrotechnicznej.

Przelanie przez koronę zapory inicjuje sekwencję zjawisk, w tym erozję skarpy odpowietrznej, rozwój wyrwy oraz opróżnianie zbiornika, które są efektem sprzężonych procesów hydrodynamicznych i geotechnicznych (rys. 1). Jak wykazano w pracach [6 i 7] dokładne odwzorowanie tych zjawisk pozostaje istotnym wyzwaniem, szczególnie ze względu na ich trójfazowy, silnie nieliniowy charakter. Klasyczne metody – empiryczne wzory oceny szerokości wyrwy [8], choć przydatne w analizach wstępnych, okazują się niewystarczające przy realistycznym odwzorowaniu dynamiki awarii.

W odpowiedzi na te ograniczenia coraz większe znaczenie zyskują fizycznie uzasadnione modele, w tym hydrodynamiczne narzędzia oparte na równaniu Saint-Venanta oraz uproszczone opisy erozji bazujące na bilansie masy. Coraz częściej wykorzystywane są również metody cząsteczkowe, takie jak SPH (*Smoothed Particle Hydrodynamics*), DEM (*Discrete Element Method*), które umożliwiają realistyczne odwzorowanie rozmycia w warunkach zmiennych przepływów i materiałów. Ich zaletą jest możliwość uchwycenia lokalnych interakcji między wodą a gruntem, co ma istotne znaczenie dla prognozy zasięgu i szybkości rozwoju wyrwy.

Zastosowanie metod SPH i SPH-DEM stanowi obiecującą alternatywę dla klasycznych modeli. SPH, dzięki bezsiatkowej naturze, umożliwia analizę przepływów z dużymi deformacjami, natomiast podejścia hybrydowe, takie jak SPH-DEM, pozwalają na jednoczesne modelowanie fazy wodnej i grunтовой z uwzględnieniem sił adhezji, wyporu, filtracji oraz zależności wytrzymałościowych od stopnia nasycenia. Przykładowo w pracy [9] zaproponowano model SPH, w którym uwzględniono zmienność wytrzymałości gruntu w funkcji filtracji, natomiast w [10] wykazano, że modele SPH-DEM pozwalają odwzorować rzeczywiste mechanizmy erozji powierzchniowej i wewnętrznej, a także utraty stateczności skarp i rozwój wyrwy w obu kierunkach.

Mimo licznych zalet metody SPH i SPH-DEM obarczone są również istotnymi ograniczeniami. Do głównych należą wysokie wymagania obliczeniowe, ograniczające możliwość zastosowania w analizach czasu rzeczywistego, oraz trudności w kalibracji parametrów modelu – takich jak długość wygładzania, liczba cząstek czy warunki brzegowe – które znacząco wpływają na stabilność i dokładność symulacji. Ponadto modelowanie złożonych interakcji pomiędzy wodą a gruntem w warunkach nasycenia i filtracji pozostaje wyzwaniem, zwłaszcza przy braku odpowiednich danych wejściowych. Ograniczenia te zostały omówione m.in. w pracach [10, 11], w których podkreślono także potrzebę dalszego rozwoju algorytmów oraz walidacji modeli w oparciu o dane eksperymentalne.

4. Wkład badań eksperymentalnych i kierunki dalszych prac

Podstawą rozwoju narzędzi prognostycznych rozmycia zapór ziemnych są dane empiryczne, które pozwalają odwzorować przebieg zjawisk w warunkach kontrolowanych. Eksperymenty laboratoryjne umożliwiają analizę kluczowych etapów procesu przelania i rozmycia – od inicjacji erozji skarpy, przez rozwój wyrwy, po opróżnianie zbiornika – a także ocenę wpływu zmiennych hydraulicznych i geotechnicznych. Badania w pracy [12] wykazały, że geometria wyrwy oraz kształt hydrogramu wypływu zależą w dużym stopniu od charakterystyk materiału zapory i warunków początkowych. Z kolei w [13] opracowano stanowisko SETD (*Soil Erosion Testing Device*), umożliwiające precyzyjny pomiar dwóch kluczowych parametrów erozyjnych gruntu: krytycznego naprężenia ścinającego i współczynnika erodowalności. Urządzenie to pozwala na prowadzenie testów w przepływie laminarnym i turbulentnym oraz rejestrowanie zmian wysokości próbki w czasie, co czyni je cennym narzędziem do kalibracji modeli numerycznych. Badania eksperymentalne przeprowadzone w laboratorium polowym Politechniki Wrocławskiej [14] potwierdzają wysoką wrażliwość przebiegu rozmycia na niewielkie różnice strukturalne gruntu. W serii trzech powtórzonych eksperymentów obserwowano wyraźne różnice w czasie do osiągnięcia przepływu maksymalnego i w kształcie hydrogramów, mimo identycznych warunków początkowych. Podkreśla to znaczenie eksperymentów jako źródła danych do walidacji i testowania modeli predykcyjnych. Dalsze prace powinny koncentrować się na tworzeniu baz eksperymentów referencyjnych, zawierających szczegółowe opisy parametrów hydraulicznych oraz geotechnicznych właściwości gruntów użytych w badaniach, a także na rozwoju modeli sprzężonych, łączących klasyczne podejście hydrauliczne z cząsteczkowymi metodami SPH i DEM. Szczególnie istotne wydaje się uwzględnienie wpływu filtracji, zmiennego nasycenia gruntu oraz nieregularnej geometrii zapory, które w znacznym stopniu kształtują dynamikę powstawania wyrwy i wypływu ze zbiornika.

5. Podsumowanie

Analiza udokumentowanych przypadków awarii zapór ziemnych w Polsce wykazała, że przelanie wody przez koronę stanowi jedno z najpoważniejszych zagrożeń dla bezpieczeństwa tych obiektów. Zdarzenia te często prowadzą do gwałtownego rozmycia korpusu zapory i niekontrolowanego opróżnienia zbiornika, czego skutkiem mogą być znaczne straty materialne i ofiary w ludziach. W warunkach nasilających się zjawisk ekstremalnych oraz rosnącej presji na małe obiekty retencyjne, konieczne jest wdrażanie nowoczesnych narzędzi prognostycznych. Obecnie stosowane metody – oparte głównie na podejściach empirycznych – są niewystarczające, szczególnie w kontekście

dynamicznego rozwoju wyrwy i zmiennych warunków grunto-hydraulicznych. Coraz większe znaczenie zyskują fizycznie uzasadnione modele cząsteczkowe, takie jak SPH i SPH-DEM, które umożliwiają realistyczne odwzorowanie mechanizmów rozmycia z uwzględnieniem filtracji, stopnia nasycenia gruntu i lokalnej geometrii zapory. W pracy podkreślono również kluczową rolę badań eksperymentalnych, które stanowią nieodzowną podstawę kalibracji i walidacji modeli numerycznych. Zarówno testy terenowe, jak i laboratoryjne pozwalają uchwycić rzeczywistą zmienność przebiegu awarii oraz ocenić wpływ wybranych parametrów materiałowych i hydraulicznych. Dalsze prace powinny koncentrować się na tworzeniu baz danych eksperymentalnych, integracji danych pomiarowych z modelami numerycznymi oraz rozwoju narzędzi zdolnych do wspomaganie decyzji projektowych i operacyjnych w zakresie ochrony przed awariami zapór ziemnych.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Zhong Q. et al., Breaches of embankment and landslide dams – State of the art review, May 01, 2021, Elsevier B. V, doi: 10.1016/j.earsci-rev.2021.103597
- [2] Ziernicka-Wojtaszek A., Kopcińska J., Variation in atmospheric precipitation in Poland in the years 2001-2018, Atmosphere (Basel) 11, 8/2020, doi: 10.3390/ATMOS11080794
- [3] Fiedler K. (red.), Awarie i katastrofy zapór-zagrożenia, ich przyczyny i skutki oraz działania zapobiegawcze, Krzysztof Fiedler, Warszawa, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej, 2007
- [4] Kostecki S., Rędownicz W., The washout mechanism of the Niedów dam and its impact on the parameters of the flood wave, Procedia Engineering, Elsevier Ltd, 2014, str. 292–297, doi: 10.1016/j.proeng.2014.12.062
- [5] Wody Polskie, Awaria zbiornika Stronie Śląskie – oświadczenie Wód Polskich (aktualizacja 04.02.2025), gov.pl
- [6] Wu W., Earthen Embankment Breaching, Journal of Hydraulic Engineering 137, 12/2011, str. 1549–1564, doi: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000498
- [7] Zhong Q., Wu W., Chen S., Wang M., Comparison of simplified physically based dam breach models, Natural Hazards 84, 2/2016, str. 1385–1418, doi: 10.1007/s11069-016-2492-9
- [8] Froehlich D. C., Asce M., Embankment Dam Breach Parameters and Their Uncertainties, doi: 10.1061/ASCE0733-94292008134:121708
- [9] Chen D., Huang W., Huang D., A study of overtopping breach process with soil-water erosion using improved smoothed particle hydrodynamics, Acta Geotechnica 19, 2/2024, str. 939–951, doi: 10.1007/s11440-023-01979-1
- [10] Su Z., Wang S., Li D., Sheng J., Wu W., SPH-DEM modeling overtopping failure of earthfill dams, Acta Geotechnica 19, 2/2024, str. 953–970, doi: 10.1007/s11440-024-02258-3
- [11] Zhang J. et al., Progressive Dam-Failure Assessment by Smooth Particle Hydrodynamics (SPH) Method, Water (Switzerland) 15, 21/2023, doi: 10.3390/w15213869
- [12] Walder J. S., Iverson R. M., Godt J. W., Logan M., Solovitz S. A., Controls on the breach geometry and flood hydrograph during overtopping of non-cohesive earthen dams, Water Resources Research 51, 8/2015, str. 6701–6724, doi: 10.1002/2014WR016620
- [13] Lu H., Zhong Q., Shan Y., Hu L., Yang M., A Soil Erosion Testing Device for Measuring Critical Shear Stress and Erosion Rate, Geotechnical Testing Journal 48, 2/2025, doi: 10.1520/GTJ20230532
- [14] Urbaniak M., Zamiar K., Kostecki S., Understanding Geotechnical Embankment Washout Due to Overtopping: Insights from Physical Tests, Studia Geotechnica et Mechanica, 2024, doi: 10.2478/sgem-2024-0025

**PRO TRA
BUILDING**

**OD 30 LAT
GENERALNY
WYKONAWCA
W SEKTORZE
BUDOWNICTWA
DROGOWEGO**



BUDOWNICTWO | TRANSPORT | PRODUKCJA KRUSZYW | WYTWÓRNA MAS



Wpływ stosowania cementu wieloskładnikowego CEM II/C-M (V-LL) na podstawowe parametry wytrzymałościowe betonu

Effect of using CEM II/C-M (V-LL) multicomponent cement on the basic strength parameters of concrete

mgr inż. Aleksandra Walczak (ORCID: 0000-0003-2317-0750), Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska

DOI: 10.5604/01.3001.0055.3006

Streszczenie: W niniejszym artykule zbadano wpływ stosowania cementu wieloskładnikowego CEM II/C-M (V-LL) w matrycy cementowej betonu na jego podstawowe parametry wytrzymałościowe. W myśl Europejskiego Zielonego Ładu i strategii opartej na zmniejszeniu ilości emisji dwutlenku węgla wprowadzono do mieszanki betonowej cement o zmniejszonej ilości klinkieru portlandzkiego w swoim składzie (CEM II) względem obecnie stosowanych w powszechnym budownictwie cementów (CEM I). Badaniu poddano podstawowe parametry wytrzymałościowe betonu: wytrzymałość na ściskanie, wytrzymałość na rozciąganie, moduł sprężystości. Sporządzono krzywą uziarnienia oraz krzywą przyrostu wytrzymałości na ściskanie betonu w czasie. Zbadane parametry uznano za strategiczne i mające znaczący wpływ na znajdujące praktyczne zastosowanie aspekty wymiarowania konstrukcji żelbetowych jak m.in. długość zakładu i zakotwienia prętów zbrojeniowych, ugięcie belek oraz nośność elementów.

Słowa kluczowe: cement wieloskładnikowy, parametry wytrzymałościowe betonu, Europejski Zielony Ład.

Abstract: This article investigates the effect of using CEM II/C-M (V-LL) multi-component cement in the cement matrix of concrete on its basic strength parameters. In accordance with the European Green Deal and a strategy based on reducing carbon dioxide emissions, a cement with a reduced amount of Portland clinker in its composition (CEM II) was introduced into the concrete mix relative to the cements currently used in common construction (CEM I). The basic strength parameters of concrete were tested: compressive strength, tensile strength, modulus of elasticity. The grain size curve and the curve of increase in compressive strength of concrete over time were prepared. The studied parameters were considered strategic and have a significant impact on the practically applicable aspects of the dimensioning of reinforced concrete structures such as the length of the overlap and anchorage of reinforcing bars, the deflection of beams and the load carrying capacity of elements.

Keywords: multi-component cement, concrete strength parameters, European Green Deal.

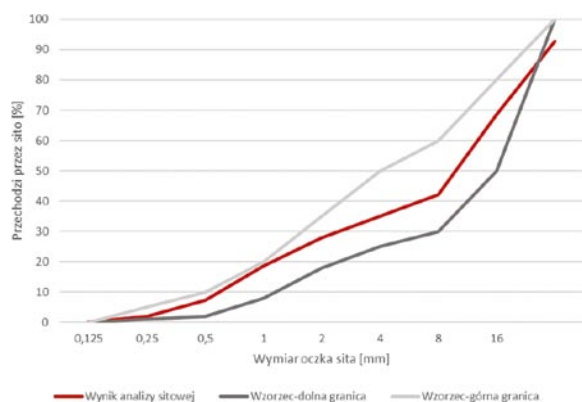
1. Wprowadzenie

Beton plasuje się na drugim miejscu pod względem najczęściej używanych produktów na świecie i jest materiałem budowlanym nie znajdującym na dzień dzisiejszy substytutu w wielu rodzajach konstrukcji. Produkcja betonu o matrycy cementowej nierozzerwalnie wiąże się z wytwarzaniem cementu – jako jego podstawowego składnika. Według danych statystycznych przemysł cementowy odpowiada za ok. 5% emisji światowej dwutlenku węgla. Ze względu na katastrofalne zmiany klimatu Unia Europejska wprowadziła postulaty dążące do redukcji emisji CO₂. Europejski Zielony Ład z roku 2019 stał się planem, którego celem jest osiągnięcie neutralności klimatycznej w 2050 roku. W odpowiedzi na unijną strategię branża cementowa stworzyła harmonogram działania oparty na podejściu 5C (redukcji emisji CO₂ w zakresie klinkieru portlandzkiego, cementu, betonu, budownictwa i karbonatyzacji). Opublikowana w 2021 roku norma [1] zainicjowała zastosowanie cementów

wieloskładnikowych, redukując procentowy udział klinkieru portlandzkiego w składzie powyższych cementów (klinkier odpowiadający jest za 60–65% emitowanego dwutlenku węgla podczas produkcji cementu). W niniejszym artykule przedstawiono wyniki badań wytrzymałości na ściskanie, modułu sprężystości oraz wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek betonowych wykonanych na bazie cementu CEM II/C-M (V-LL) 32,5N [1]. Próbkę referencyjną zostały wykonane z betonów bazujących na cementach CEM I 42,5R oraz CEM III A 42,5N [2].

2. Charakterystyka materiałowa badanych próbek

Program badań zakładał wykonanie próbek betonowych w trzech seriach: CI, CII oraz CIII. Próbkę serii CI bazowały na cemencie CEM I 42,5R, serii CII na cemencie CEM II/C-M (V-LL) 32,5N, natomiast serii CIII na cemencie CEM III A 42,5N. Mieszanka betonowa została zaprojektowana przy założeniu klasy



Rys. 1. Wynik analizy sitowej

wytrzymałości C30/37. Skład mieszanki przedstawiał się następująco: cement (dla każdej serii rodzaj cementu zmienny zgodnie z opisem powyżej) – 310 kg/m³; woda – 166 kg/m³ (w/c = 0,54); piasek 0–2 mm – 630 kg/m³; kruszywo 2–8 mm – 585 kg/m³; kruszywo 8–16 mm – 585 kg/m³. Wykonano analizę sitową kruszywa [3], celem sporządzenia krzywej uziarnienia i graficznego przedstawienia składu mieszczącego się w „obszarze dobrego uziarnienia” według [4]. Wyniki analizy sitowej przedstawiono na rysunku 1.

Wykonano próbki betonowe o następującej geometrii: próbki walcowe (D=150mm, H=300mm), próbki sześciennie (a=150mm) i próbki sześciennie (a=100mm). Próbki wykonano zgodnie z [5, 6] oraz pielęgnowano według [6].

Procentowe udziały klinkieru portlandzkiego w zastosowanych cementach przedstawiają się następująco: CEM I 42,5R – 94,9%; CEM II/C-M (V-LL) 32,5N – 61,8%; CEM III A 42,5N – 43,3%.

Program badań skierowany został na wykorzystanie w betonach wprowadzonych w [1] cementów wieloskładnikowych. W myśl Europejskiego Zielonego Ładu zaproponowano cement CEM II/C-M (V-LL) 32,5N o obniżonej względem CEM I 42,5R zawartości klinkieru portlandzkiego. Cement CEM I 42,5R wystąpił w badaniach jako cement referencyjny. Cement hutniczy CEM III A 42,5N stosowany od lat w powszechnym budownictwie wpisuje się w strategię dążącą do neutralności klimatycznej, jednak zmiany w technologii produkcji stali oraz wysoki recykling skutkować może obniżeniem dostępności żużla wielkopiecowego [7] będącego podstawowym składnikiem, obok klinkieru portlandzkiego, dla cementów hutniczych. Cement wieloskładnikowy CEM II/C-M (V-LL) 32,5N w tej perspektywie rysuje się jako ekologiczny substytut obecnie stosowanych cementów. Podjęto próbę sprawdzenia podstawowych parametrów wytrzymałościowych betonów wykonanych na powyższym cemente CEM II w porównaniu do obecnie wykonywanych i stosowanych cementów standardowych (CEM I oraz CEM III).

3. Krzywa przyrostu wytrzymałości na ściskanie w czasie

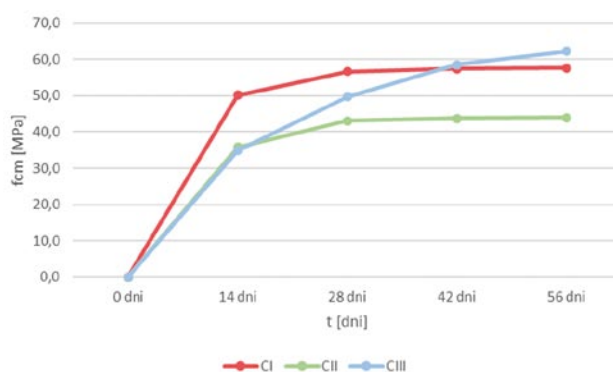
W celu przeprowadzenia badań wytrzymałości na ściskanie wykonano 20 próbek dla każdej z serii CI, CII oraz CIII. Próbki

o numerach CI/100-CI/105, CII/100-CII/105, CIII/100-CIII/105 poddano badaniu wytrzymałości na ściskanie po 14 dniach dojrzewania, CI/106-CI/110, CII/106-CII/110, CIII/106-CIII/110 po 28 dniach dojrzewania, CI/111-CI/115, CII/111-CII/115, CIII/111-CIII/115 po 42 dniach dojrzewania, natomiast CI/116-CI/120, CII/116-CII/120, CIII/116-CIII/120 po 56 dniach dojrzewania.

Tabela 1. Średnia wytrzymałość na ściskanie w przeliczeniu na kostki sześciennie $a = 150$ mm

	CI	CII	CIII
14 dni	50,1	35,8	34,9
28 dni	56,6	43,1	49,7
42 dni	57,4	43,7	58,5
56 dni	57,6	44,0	62,2

Próbki sześciennie o boku $a = 100$ mm zostały przygotowane i poddane badaniu zgodnie z [8]. Na podstawie danych literaturowych dokonano przeliczenia wytrzymałości na ściskanie próbek sześciennych 100x100x100 mm na wytrzymałości na ściskanie próbek sześciennych 150x150x150 mm ($f_{ck,cube}^{150} = f_{ck,cube}^{100} \times 0,9$). Zestawienie średnich wytrzymałości na ściskanie po przeliczeniu na wytrzymałości dla kostek sześciennych o boku $a = 150$ mm przedstawiono w tabeli 1. Krzywą przyrostu wytrzymałości na ściskanie dla betonów poszczególnych serii zaprezentowano na rysunku 2. Dla próbek betonowych zbadanych po 28 dniach wytrzymałość na ściskanie serii CII jest mniejsza od serii CI o ok. 24%, natomiast względem serii CIII wykazuje wytrzymałość na ściskanie mniejszą o ok. 13%. Badania wykonane po 56 dniach od zabetonowania próbek wykazują, że próbki serii CII cechują się wytrzymałością na ściskanie mniejszą od serii CI o ok. 24% oraz względem serii CIII o ok. 29%. Na podstawie rysunku 2 można zaobserwować, że betony wykonane z cementów CI oraz CII po 28 dniach wykazują wytrzymałość na ściskanie na stabilnym poziomie. Przyrosty wytrzymałości w dniach 28-56 są znikome w stosunku do dynamicznego wzrostu w przedziale 0–28 dni. Beton o matrycy wykonanej z cementu CEM III, po 28 dniach prezentuje dynamiczny przyrost wytrzymałości. Dla przedziału czasowego 0–14 dni cementy CEM II oraz CEM III wykazują równe tempo przyrostu wytrzymałości na ściskanie.



Rys. 2. Krzywa przyrostu wytrzymałości na ściskanie dla serii CI, CII, CIII

4. Wytrzymałość na ściskanie oraz moduł sprężystości przy ściskaniu

Do przeprowadzenia badań modułu sprężystości przy ściskaniu wykonano 8 betonowych próbek walcowych ($D = 150\text{ mm}$, $H = 300\text{ mm}$) dla każdej z serii CI (CI/1-CI/8), CII (CII/1-CII/8) oraz CIII (CIII/1-CIII/8). Po 28 dniach od wykonania próbek przystąpiono do badań. Próbkę o numerach CI/4-CI/8, CII/4-CII/8, CIII/4-CIII/8 stanowiły komplementarne próbki, dla których zbadano wytrzymałość na ściskanie [8], celem wyznaczenia poziomów obciążenia przy badaniu modułu sprężystości betonu ($\sigma_a = 1/3f_{cm}$; $\sigma_b = (0,10-0,15f_{cm})$). Na próbkach o numerach CI/1-CI/3, CII/1-CII/3, CIII/1-CIII/3 przeprowadzono badanie modułu sprężystości betonu przy ściskaniu. Zastosowano na nich tensometry elektrooporowe do pomiaru odkształceń betonu wzdłuż trzech linii rozmieszczonych na pobocznicach walców co 120° . Badanie wykonano według metody A [9] pozwalającej na wyznaczenie początkowego $E_{c,0}$ i ustabilizowanego modułu sprężystości betonu $E_{c,s}$. Zaprezentowano jedną z próbek poddaną badaniu modułu sprężystości na stanowisku badawczym (rys. 3a) oraz widok próbki po zniszczeniu (rys. 3b, c). Otrzymane wyniki z badania modułu sprężystości zestawia tabela 2, natomiast wytrzymałość na ściskanie – tabela 3. Podkreślone i pogrubione pola w tabelach 2 i 3 wskazują próbki, których wyniki zostały odrzucone na etapie analizy, ze względu na nieprawidłowe typy zniszczenia według [8]. Średnie wartości modułów oraz wytrzymałości na ściskanie zostały obliczone z pominięciem odrzuconych próbek. Próbkę z betonu opartego na cemencie CEM II reprezentują wytrzymałość na ściskanie o ok. 38% niższą w stosunku do betonu z cementu CEM I i o ok. 18% niższą w stosunku do betonu z cementu CEM III. Według [10] średnia wytrzymałość na ściskanie na próbkach walcowych dla betonu klasy C30/37 wynosi 38,00 MPa. Powyższe wyniki wskazują, że beton na bazie cementu CEM I wykazuje wytrzymałość na ściskanie większą o ok. 34% od wartości normowej, beton bazujący na cemencie CEM II mniejszą o ok. 17%, natomiast beton wykonany z wykorzystaniem cementu CEM III większą o ok. 0,5%.

Betonowe próbki serii CII wykazują ustabilizowany moduł ścieżny betonu o ok. 16% niższy w stosunku do próbek serii CI i zaledwie o ok. 2% niższy względem serii CIII. Wartości ścieżnego modułu sprężystości zgodnie z [10] dla betonu klasy C30/37 wynoszą 32,00 GPa. Według otrzymanych wyników beton na bazie cementu CEM I cechuje się ustabilizowanym średnim modułem sprężystości mniejszym o ok. 2% od wartości normowej, beton bazujący na cemencie CEM II

Rys. 3. Stanowisko badawcze (a) oraz obraz zniszczonej próbki po przeprowadzeniu badania modułu sprężystości (b), (c)

Tabela 2. Wyniki dla badania modułu sprężystości

		$E_{c,0}$	$E_{c,0m}$	$E_{c,s}$	$E_{c,sm}$
		[GPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]
CI	CI/1	24,84	25,78	31,19	31,37
	CI/2	-		-	
	CI/3	26,71		31,55	
CII	CII/1	23,41	23,06	25,18	26,47
	CII/2	22,33		26,83	
	CII/3	23,45		27,39	
CIII	CIII/1	-	22,89	-	27,12
	CIII/2	22,89		27,12	
	CIII/3	-		-	

mniejszym o ok. 17%, natomiast beton wykonany z wykorzystaniem cementu CEM III mniejszym o ok. 15%

5. Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupaniu

W celu przeprowadzenia badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupaniu $f_{ct,sp}$ wykonano 3 betonowe próbki sześciennie o boku $a=150\text{ mm}$ dla każdej z serii CI (CI/9-CI/11), CII (CII/9-CII/11) oraz CIII (CIII/9-CIII/11). Badania wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupaniu $f_{ct,sp}$ przeprowadzono po 28 dniach od wykonania próbek według [11]. Zgodnie z [11] zastosowano przekładki z twardej płyty pilśniowej o szerokości 15 mm oraz zakrzywione elementy obciążające. Stanowisko badawcze oraz obraz zniszczenia jednej z badanych próbek przedstawiono na rysunku 4. Wyniki zamieszczono w tabeli 4. Otrzymane wyniki wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupaniu przeliczono na wytrzymałość na rozciąganie, w celu umożliwienia porównania wyników z wartościami normowymi badanych parametrów $f_{ctm} = f_{ctm,sp} \times 0,9$.

Dla zbadanych próbek wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupaniu dla betonu z cementu CEM II wskazuje niższą wytrzymałość w stosunku do cementu referencyjnego CEM I o ok. 43%, natomiast w odniesieniu do betonu z cementu CEM III niższą o ok. 26%. Według [10] dla betonu klasy C30/37 średnia wytrzymałość na rozciąganie wynosi 2,90 MPa. Powyższe wyniki wskazują, że beton

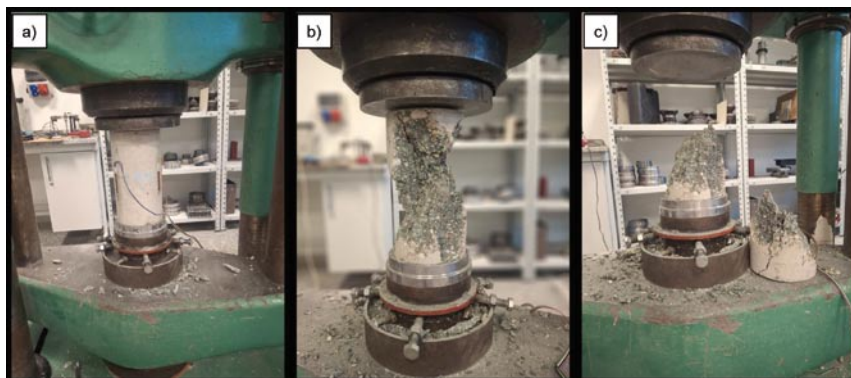


Tabela 3. Wyniki wytrzymałości na ściskanie

		ρ	f_c	f_{cm}
		[t/m ³]	[MPa]	[MPa]
CI	CI/1	2,37	52,63	50,79
	CI/2	2,37	22,92	
	CI/3	2,37	48,95	
CII	CII/1	2,34	33,39	31,50
	CII/2	2,34	30,27	
	CII/3	2,33	30,84	
CIII	CIII/1	2,36	35,37	38,20
	CIII/2	2,34	38,20	
	CIII/3	2,35	37,07	

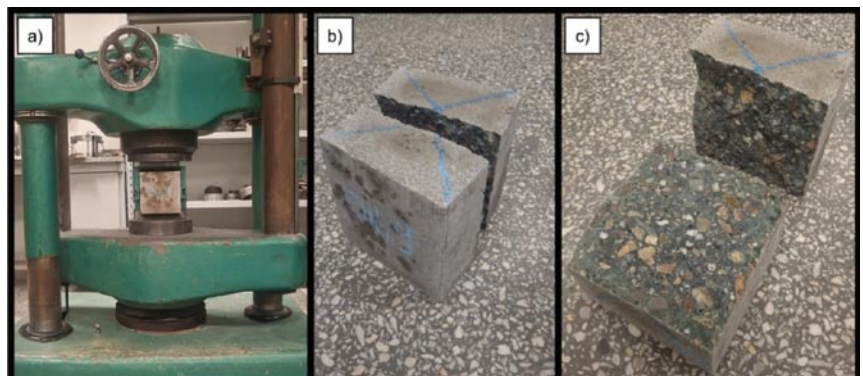
Tabela 4. Wyniki dla badania wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupaniu

		ρ	$f_{ct,sp,i}$	$f_{ctm,sp}$	f_{ctm}
		[t/m ³]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
CI	CI/9	2,37	3,17	3,13	2,82
	CI/10	2,37	3,11		
	CI/11	2,35	3,11		
CII	CII/9	2,30	1,84	1,78	1,60
	CII/10	2,29	1,81		
	CII/11	2,31	1,70		
CIII	CIII/9	2,33	2,32	2,40	2,16
	CIII/10	2,34	2,26		
	CIII/11	2,34	2,60		

na bazie cementu CEM I wykazuje wytrzymałość na rozciąganie mniejszą o ok. 3% od wartości normowej, beton bazujący na cementie CEM II mniejszą o ok. 45%, natomiast beton wykonany z wykorzystaniem cementu CEM III mniejszą o ok. 26%.

6. Podsumowanie

Mając na względzie krzywą przyrostu wytrzymałości betonu na ściskanie dla wykonanej receptury (rys. 2) oraz wyniki wytrzymałości na ściskanie przedstawione w tabeli 3, można stwierdzić, że betony serii CII wykazują opóźnione tempo przyrostu wytrzymałości względem serii CI i CIII. Problem ten jest wart podkreślenia ze względów wykonawczych przy stosowaniu niniejszych betonów. Jak wskazuje [10], pozostałe parametry wytrzymałościowe betonów, m.in. wytrzymałość

Rys. 4. Stanowisko badawcze (a) oraz obraz zniszczonej próbki po przeprowadzeniu badania na $f_{ct,sp}$ (b), (c)

na rozciąganie jest silnie skorelowana z wartością wytrzymałości na ściskanie. Ten aspekt tłumaczy zaniżoną wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu betonów serii CII względem serii CI i CIII. Zbieżność wyników pod względem modułu sprężystości betonu wykazują betony serii CII oraz CIII. Zaniżona wartość wytrzymałości na rozciąganie betonu wpłynąć może na wydłużenie wymaganej długości zakotwienia prętów zbrojeniowych oraz zaniżenie wartości momentu rysującego dla zginanych belek. Mniejsza wartość modułu sprężystości uwidoczni się w zwiększonych wartościach ugięć zginanych belek oraz zmianie sztywności giętej poszczególnych elementów konstrukcyjnych. Wykonane badania stanowią bazę porównawczą do dalszych prac badawczych. W myśl Europejskiego Zielonego Ładu kolejnym krokiem w drodze do redukcji emisji dwutlenku węgla przy produkcji betonu będzie zastąpienie w mieszance betonowej kruszywa naturalnego kruszywem uzyskanym z recyklingu. Badanie wytrzymałości na ściskanie, modułu sprężystości oraz wytrzymałości na rozciąganie to uzyskanie podstawowych danych mających znaczący wpływ na znajdujące praktyczne zastosowanie aspekty wymiarowania konstrukcji żelbetonowych jak m.in. długość zakładu i zakotwienia prętów zbrojeniowych, ugięcie belek oraz nośność elementów.

BIBLIOGRAFIA

- [1] PN-EN 197-5: 2021-07: Cement – Część 5: Cement portlandzki wieloskładnikowy CEM II/C-M i cement wieloskładnikowy CEM VI
- [2] PN-EN 197-1:2012: Cement – Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku
- [3] PN-EN 933-2:2021-01: Badania geometrycznych właściwości kruszyw. Oznaczanie składu ziarnowego. Nominalne wymiary otworów sit badawczych
- [4] PN-B-06250:1988: Beton zwykły
- [5] PN-EN 12390-1:2021-12: Badania betonu – Część 1: Kształt, wymiary i inne wymagania dotyczące próbek i form
- [6] PN-EN 12390-2:2019-07: Badania betonu – Część 2: Wykonywanie i pielęgnacja próbek do badań wytrzymałościowych
- [7] Środa B., Nowa norma 197-5 krokiem w kierunku dekarbonizacji, Budownictwo, Technologie, Architektura 2/2021, str. 72–76
- [8] PN-EN 12390-3:2019-07: Badania betonu – Część 3: Wytrzymałości na ściskanie próbek do badań
- [9] PN-EN 12390-13:2021-12: Badania betonu – Część 13: Wyznaczanie siecznego modułu sprężystości przy ściskaniu
- [10] PN-EN 1992-1-1:2024-05: Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne oraz reguły dla budynków, mostów i konstrukcji inżynierskich
- [11] PN-EN 12390-6:2024-04: Badania betonu – Część 6: Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badań